

DIPLOMARBEIT Master Thesis

Untersuchungen zum Einfluss der Quertragwirkung auf die Gesamtragfähigkeit einer dreizelligen Hohlkastenbrücke in Verbundbauweise

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs/ einer Diplom-Ingenieurin

unter der Leitung von

Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Francesco AIGNER

E 212

Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich für Stahlbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Yasmin Lemcherreq
0527451

Toldgasse 4/6
1150 Wien

Wien, am

Yasmin Lemcherreq

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Josef Fink für die Möglichkeit, meine Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktion-Forschungsbereich für Stahlbau zu schreiben bedanken. Es war eine sehr spannende und lehrreiche Zeit. Bei meinem Betreuer, Herrn Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Francesco Aigner, bedanke ich mich für die wertvolle Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit. Großer Dank gilt auch Frau Dipl.-Ing. Marlene Steurer für diverse Unterlagen, welche bei der Bearbeitung dieses Themas sehr hilfreich waren. Außerdem möchte ich mich ganz herzlich dafür bedanken, dass mir über einen Zeitraum von mehreren Monaten ein Zimmer am Institut zur Verfügung gestellt wurde.

Meinen Freunden und Studienkollegen, die mich all die Jahre begleitet haben, möchte ich ebenfalls danken, ohne euch wäre mir die nötige Motivation schnell abhanden gekommen. Vor allem für die Aufmunterung in den letzten Monaten möchte ich euch ganz herzlich danken.

Einen besonderen Dank richte ich an Thomas Kiefer, der im Laufe des Studiums fast jede meiner Arbeiten Korrektur las, und dies auch bei der Diplomarbeit fortgesetzt hat.

Zum Schluss möchte ich mich bei meiner Familie bedanken. Meinen Geschwistern Nadia, Meryem und Tareq für viele warme Mahlzeiten und ihre tolle Unterstützung während der Erstellung dieser Arbeit. Bei meinen Eltern, die mir und meinen Geschwistern ein Studium in Österreich ermöglicht haben bzw. noch immer ermöglichen dafür, dass sie immer an mich glaubten und mich stets ermutigten dieses Studium fern der Heimat anzutreten. Merci! Il m'a pris beaucoup de temps ce diplôme, mais je l'ai enfin et c'est grâce à vous et à votre soutien inconditionnel. Cette thèse est pour vous!

ختاماً أنهي كلمة الشكر بمثل مغربي يلخص أحداث سنة من العمل: "إلا تناطحو الثيران سخط الله على البرواك"

Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Quertragwirkung eingleisiger Eisenbahnbrücken, ausgeführt mit dreizelligen Hohlkastenquerschnitt in Verbundbauweise. Eine Besonderheit der untersuchten Brücken ist der Verzicht auf Aussteifungsebenen, lediglich an den Auflagern sind Querschotte vorgesehen. Ziel der Arbeit ist es, die bei dieser Bauweise in den Stegen des Querschnittes entstehenden Querbiegemomente und die daraus resultierenden Querspannungen zu bestimmen sowie deren Einfluss auf die Tragfähigkeits-, Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweise zu bestimmen.

Dazu werden in einem ersten Schritt drei Brücken mit unterschiedlichen Stützweiten und daraus resultierenden unterschiedlichen Querschnittshöhen anhand von Finite-Elemente-Modellen berechnet und die obigen genannten Nachweise geführt. In Kapitel 3 und 4 sind die nach dem derzeit gültigen Normenstand anzusetzenden Einwirkungen und Lastkombinationen sowie die zu führenden Nachweise beschrieben. Zur Berechnung wird das Finite-Elemente-Programm Sofistik verwendet, welches eine Berücksichtigung der Baugeschichte der Brücken sowie des Langzeitverhaltens des Betons ermöglicht.

In einem zweiten Schritt werden die Brücken, als Stabmodell vereinfacht, nach der linearen Stabtheorie nachgerechnet und die Spannungen nach dem Gesamtquerschnittsverfahren bestimmt.

Mit dem anschließenden Vergleich und der Analyse der Ergebnisse aus den zwei Berechnungsverfahren konnte eine Aussage über das Quertragverhalten der Brücke und dessen Einfluss auf die maßgebenden Nachweise getroffen werden: Die Querbiegespannungen sind für den untersuchten Bereich der Stützweiten nicht bemessungsrelevant. Eine Berechnung nach Stabtheorie unter Berücksichtigung der Wölbnormalspannungen z.B. mittels Drillträgerverfahren ist für die Bemessung derartiger Brücken ausreichend. Ein nachweisbarer Zusammenhang zwischen den Längsspannungen σ_x und den Querspannungen σ_y , welcher es erlauben würde von den Längsnormalspannungen infolge einer Berechnung nach Stabtheorie auf die Querbiegespannungen zu schließen, konnte nicht gefunden werden.

Abstract

This thesis deals with the cross carrying effect of single track railroad bridges designed as a compound construction with a triple box girder cross section. A characteristic of the examined bridges is the absence of bracings; transverse diaphragms are provided only at the supports. The objective of the thesis is to determine the transverse bending moments that occur in the webs as well as their effect on checks regarding the ultimate limit state, the serviceability limit state and fatigue.

In a first step, three bridges with differing spans are computed using finite element models and the above mentioned limits are investigated. In Chapters 3 and 4 the applicable loads, load combinations and necessary checks are specified according to the actual standards. The computation is carried out using the finite elements program Sofistik, which enables the consideration both of the building history and of the long term behavior of the concrete (creeping and shrinkage).

In a second step, the bridges are simplified as beam models and recomputed using classical beam theory. The stresses are ascertained using a transformed cross section with a unified elasticity modulus.

With the subsequent comparison and the analysis of the results from the two calculation models, a statement about the transverse load bearing behavior of the bridges and its impact on the relevant checks could be made: the transverse bending stresses are not relevant for the dimensioning within the investigated spans. A computation with the beam theory considering the warping normal stresses is sufficient. A verifiable correlation between the longitudinal stresses σ_x and the transverse stresses σ_y – which would have made it possible to deduce transverse bending stresses from the longitudinal normal stresses computed using the beam theory – could not be found.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	1
Kurzfassung	2
Abstract	3
Inhaltsverzeichnis	4
1 Einleitung	10
1.1 Motivation und Zielsetzung	10
1.2 Verwendete Software	10
2 Beschreibung der Brücken	12
2.1 Allgemeines	12
2.2 Lagerbedingungen	12
2.3 Herstellungsverfahren	13
2.4 Festlegung der Querschnitte	13
2.5 Ansichten	14
2.5.1 Draufsicht	14
2.5.2 Seitenansicht	15
2.6 Querschnitte	15
2.6.1 Querschnitt der Brücke B1	15
2.6.2 Querschnitt der Brücke B2	15
2.6.3 Querschnitt der Brücke B3	16
2.7 Baustoffe	16
3 Lastaufstellung	17
3.1 Allgemeines	17
3.2 Ständige Einwirkung	17
3.2.1 Bauzustand	17
3.2.1.1 Eigengewicht der Stahlkonstruktion	17
3.2.1.2 Betonplatte	17
3.2.1.3 Schalung	18
3.2.2 Ausbaulast	19
3.3 Vertikallasten infolge Eisenbahnverkehrs	21
3.3.1 Lastmodell 71	21
3.3.1.1 Charakteristische Werte	21
3.3.1.2 Exzentrizitäten	22

3.3.1.2.1	Exzentrizität der Verkehrslast e_1	22
3.3.1.2.2	Exzentrische Gleislage e_2	22
3.3.1.3	Lastverteilung der Achslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter	22
3.3.1.3.1	Längsverteilung der Last durch die Schiene.....	22
3.3.1.3.2	Längs- und Querverteilung der Last durch Schwellen und Schotter.....	23
3.3.2	Dynamische Einwirkung.....	27
3.4	Horizontallasten infolge Eisenbahnverkehrs.....	29
3.4.1	Seitenstoß (Schlingerkraft)	29
3.4.1.1	Charakteristischer Wert.....	29
3.4.1.2	Verteilung der Kraft	29
3.4.2	Anfahren und Bremsen	30
3.4.2.1	Charakteristischer Wert.....	30
3.4.2.2	Verteilung der Kraft	31
3.5	Anwendung der Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken	31
3.6	Windeinwirkungen	32
3.6.1	Ausgangswerte	32
3.6.2	Windbeiwerte.....	32
3.6.3	Kräfte quer zur Brückenachse.....	34
3.6.4	Ansatz der Windkraft auf das Tragwerk.....	35
3.7	Zeitabhängige Belastung.....	37
3.7.1	Kriechen.....	37
3.7.2	Schwinden	39
3.8	Lastfälle in Sofistik	41
4	Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte.....	44
4.1	Grenzzustände	44
4.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	44
4.1.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	44
4.1.2.1	Begrenzung der Verformungen.....	45
4.1.2.1.1	Vertikale Verformung des Überbaus	45
4.1.2.1.2	Querverformung des Überbaus	45
4.1.2.1.3	Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort	45
4.1.2.2	Begrenzung der Spannungen	45
4.1.2.2.1	Begrenzung der Stahlspannungen.....	45
4.1.2.2.2	Begrenzung der Betonspannungen	46
4.1.2.2.3	Begrenzung der Spannungsdifferenzen	46
4.1.3	Ermüdungssicherheit.....	46
4.1.3.1	Allgemeines	46
4.1.3.2	Ermüdungsnachweis Baustahl	46
4.1.3.3	Ermüdungsnachweis Beton	47
4.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände	49
4.3	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen.....	49
4.4	Kombinationsbeiwerte	50

5	Berechnungsmethoden.....	51
5.1	Berechnung als Finite Elemente-Modell mit Sofistik.....	51
5.1.1	Allgemeine Einstellungen.....	51
5.1.2	Modellierung der Tragstruktur.....	51
5.1.3	FE-Netz.....	53
5.1.4	Baugeschichte und Langzeitverhalten des Betons	54
5.1.4.1	CSM- Construction State Manager.....	54
5.1.4.2	Kriechen und Schwinden	55
5.1.4.3	Gesamtlastfälle	56
5.1.5	Überlagerungsprogramm MAXIMA	56
5.2	Berechnung als Stabmodell.....	58
5.2.1	Allgemeines.....	58
5.2.2	Voraussetzung der Stabtheorie.....	58
5.2.3	Ermittlung der Spannungen nach dem Gesamtquerschnittverfahren	58
5.2.3.1	Querschnittswerte	58
5.2.3.1.1	Bauzustand.....	59
5.2.3.1.2	Endzustand.....	59
5.2.3.2	Spannungsermittlung.....	62
5.2.3.2.1	Spannungen im Bauzustand.....	62
5.2.3.2.2	Spannungen zum Zeitpunkt $t=0$ bzw. für kurzzeitige Belastung.....	62
5.2.3.2.3	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten.....	62
5.2.3.2.4	Spannungen infolge Schwindens zum Zeitpunkt $t = \infty$	63
6	Nachweisführung.....	64
6.1	Brücke B1.....	64
6.1.1	Querschnittsklassifizierung.....	64
6.1.2	Tragsicherheitsnachweis.....	65
6.1.2.1	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand.....	65
6.1.2.2	Schubbeulnachweis.....	66
6.1.2.3	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand	66
6.1.2.3.1	Nachweis des Stahlträger.....	66
6.1.2.3.1.1	Normalspannungen σ_x in Feldmitte.....	70
6.1.2.3.1.2	Normalspannungen σ_y in Feldmitte.....	77
6.1.2.3.1.3	Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte.....	84
6.1.2.3.2	Schweißnähte	85
6.1.2.3.3	Nachweis der Betonplatte	85
6.1.3	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	86
6.1.3.1	Begrenzung der Spannungen	86
6.1.3.1.1	Begrenzung der Stahlspannungen.....	86
6.1.3.1.2	Begrenzung der Betonspannungen.....	87
6.1.3.1.3	Begrenzung der Spannungsdifferenzen im Baustahl.....	88
6.1.3.2	Begrenzung der Verformung.....	89
6.1.3.2.1	Vertikale Verformung des Überbaus	89
6.1.3.2.2	Querverformung des Überbaus	90
6.1.3.2.3	Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort	91
6.1.4	Ermüdungsnachweis.....	91
6.1.4.1	Baustahl.....	91

Inhaltsverzeichnis

6.1.4.2	Beton	94
6.1.5	Zusammenfassung der Auslastungen.....	94
6.2	Brücke B2.....	95
6.2.1	Querschnittsklassifizierung.....	95
6.2.2	Tragsicherheitsnachweis.....	96
6.2.2.1	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand.....	97
6.2.2.2	Schubbeulnachweis.....	97
6.2.2.3	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand	97
6.2.2.3.1	Nachweis des Stahlträgers	97
6.2.2.3.1.1	Normalspannungen σ_x in Feldmitte.....	99
6.2.2.3.1.2	Normalspannungen σ_y in Feldmitte.....	105
6.2.2.3.1.3	Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte.....	112
6.2.2.3.2	Schweißnähte	113
6.2.2.3.3	Nachweis der Betonplatte.....	113
6.2.3	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	114
6.2.3.1	Begrenzung der Spannungen	114
6.2.3.1.1	Begrenzung der Stahlspannungen.....	114
6.2.3.1.2	Begrenzung der Betonspannungen.....	114
6.2.3.1.3	Begrenzung der Spannungsdifferenzen	115
6.2.3.2	Begrenzung der Verformung.....	115
6.2.3.2.1	Vertikale Verformung des Überbaus	115
6.2.3.2.2	Querverformung des Überbaus	116
6.2.3.2.3	Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort	117
6.2.4	Ermüdungsnachweis.....	117
6.2.4.1	Baustahl.....	117
6.2.4.2	Beton	119
6.2.5	Zusammenfassung der Auslastungen.....	120
6.3	Brücke B3.....	121
6.3.1	Querschnittsklassifizierung.....	121
6.3.2	Tragsicherheitsnachweis.....	122
6.3.2.1	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand.....	122
6.3.2.2	Schubbeulnachweis.....	123
6.3.2.3	Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand	123
6.3.2.3.1	Nachweis des Stahlträgers	123
6.3.2.3.1.1	Normalspannungen σ_x in Feldmitte.....	125
6.3.2.3.1.2	Normalspannungen σ_y in Feldmitte.....	131
6.3.2.3.1.3	Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte.....	138
6.3.2.3.2	Schweißnähte	139
6.3.2.3.3	Nachweis der Betonplatte.....	139
6.3.3	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	140
6.3.3.1	Begrenzung der Spannungen	140
6.3.3.1.1	Begrenzung der Stahlspannungen.....	140
6.3.3.1.2	Begrenzung der Betonspannungen.....	140
6.3.3.1.3	Begrenzung der Spannungsdifferenzen	141
6.3.3.2	Begrenzung der Verformung.....	141
6.3.3.2.1	Vertikale Verformung des Überbaus	141
6.3.3.2.2	Querverformung des Überbaus	142
6.3.3.2.3	Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort	143
6.3.4	Ermüdungsnachweis.....	143

6.3.4.1	Baustahl.....	143
6.3.4.2	Beton	145
6.3.5	Zusammenfassung der Auslastungen.....	146
7	Nachrechnung der Brücken als Stabmodell	147
7.1	Brücke B1.....	147
7.1.1	Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle	147
7.1.1.1	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$	147
7.1.1.2	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$	148
7.1.1.2.1	Spannungen infolge Schwindens.....	148
7.1.1.2.2	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten.....	148
7.1.1.3	Lastmodell 71	149
7.1.1.4	Anfahren	150
7.1.1.5	Seitenstoß.....	150
7.1.1.6	Wind	151
7.1.2	Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination	151
7.2	Brücke B2.....	152
7.2.1	Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle	152
7.2.1.1	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$	152
7.2.1.2	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$	152
7.2.1.2.1	Spannungen infolge Schwindens.....	152
7.2.1.2.2	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten.....	153
7.2.1.3	Lastmodell 71	154
7.2.1.4	Anfahren	154
7.2.1.5	Seitenstoß.....	155
7.2.1.6	Wind	155
7.2.2	Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination	156
7.3	Brücke B3.....	156
7.3.1	Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle	156
7.3.1.1	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$	156
7.3.1.2	Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$	157
7.3.1.2.1	Spannungen infolge Schwindens.....	157
7.3.1.2.2	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten.....	157
7.3.1.3	Lastmodell 71	158
7.3.1.4	Anfahren	159
7.3.1.5	Seitenstoß.....	159
7.3.1.6	Wind	160
7.3.2	Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination	160
8	Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)..	161
8.1	Vergleich der Normalspannungen σ_x, FE und σ_x, Stab.....	161
8.1.1	Normalspannungen σ_x infolge der vertikalen Verkehrslasten	161
8.1.2	Normalspannungen σ_x infolge ständiger Lasten und vertikalen Verkehrslasten..	162
8.1.3	Normalspannungen σ_x infolge der maßgebenden ULS Kombination.....	164
8.2	Einfluss der Querbiegespannungen σ_y auf die Beanspruchung des Querschnitts.	164
8.2.1	Beanspruchung infolge ständiger Lasten und Verkehrslasten.....	166

Inhaltsverzeichnis

8.2.2 Beanspruchung infolge maßgebender ULS Kombination.....	170
8.3 Verlauf der Querbiegespannungen σ_y in Brückenachsenrichtung.....	173
8.4 Einfluss der Exzentrizität der Verkehrslast auf die Querbiegespannungen σ_y.....	175
9 Fazit	179
Abbildungsverzeichnis	181
Tabellenverzeichnis	188
Verwendete Normen	190
Literaturverzeichnis.....	192
Anhang.....	1
Erläuterungen zu den Lastfällen.....	1
CSM-Code.....	8

1 Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Am Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich für Stahlbau wurde im Jahr 2010 im Zuge einer Diplomarbeit [1] die Quertragwirkung einer als dreizelliger Hohlkasten in Verbundbauweise ausgeführten Eisenbahnbrücke über ein Ingenieurmodell untersucht. Das Modell sollte einen Übergang von einer Finiten Elemente Berechnung in ein Stabwerkmodell ermöglichen.

Für die Stahlbetonplatte konnte in der Diplomarbeit [1] ein Modell gefunden werden, das die Biegemomente in Quertragrichtung mit ausreichender Genauigkeit abbilden kann.

Ein geeignetes Modell zur Ermittlung der Querbiegemomente in den Stahlstegen bzw. der dazugehörigen Spannungen konnte nicht gefunden werden [1], insbesondere bei antimetrischen Laststellungen lieferte das gewählte Modell unzureichend genaue Ergebnisse. Als Empfehlung für ein weiteres Vorgehen wurde ein eingehendes Studium des Tragverhaltens in Längs- und in Querrichtung der Brücke vorgeschlagen.

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit der Thematik der Tragwirkung dieser Art von Brücken. Mit einem Vergleich zwischen einer Stabmodellberechnung, welche die Quertragwirkung nicht berücksichtigt, und einer Finiten-Elemente-Berechnung wird das Tragverhalten in Querrichtung untersucht und dessen Anteil an der Gesamttragwirkung bestimmt. Im Besonderen gilt es, die Querbiegemomente in den Stahlstegen zu erfassen, zu quantifizieren und deren Einfluss auf die maßgebenden Nachweise und auf die Schweißnähte zu ermitteln. Zudem werden Einflüsse von diversen Laststellungen der Verkehrseinwirkungen und unterschiedliche Spannweiten der Brücke auf die Querbiegemomente untersucht.

Im Gegensatz zu herkömmlichen Stahlhohlkastenbrücken besitzen die untersuchten Brücken keine Quer- oder Längssteifen. Lediglich an den Auflagern sind Querschotte vorgesehen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden für drei Brücken mit den Spannweiten 20 m, 30 m und 40 m Tragsicherheits-, Gebrauchstauglichkeits- sowie Ermüdungsnachweise geführt, die Einwirkungen und Lastkombination werden dabei nach den derzeit gültigen Normen angesetzt. Eine ausführliche und detaillierte Lastaufstellung erfolgt für das FE-Modell. Die in den maßgebenden bzw. ausgewählten Lastkombinationen vertretenen Einwirkungen werden anschließend mit einem Stabmodell nachgerechnet und die Resultate der beiden Berechnungsmethoden miteinander verglichen. Ziel ist es festzustellen, ob eine Berechnung nach der linearen Stabtheorie eine ausreichend gute Näherung darstellt.

1.2 Verwendete Software

Die Berechnungen als Finite-Elemente-Modell erfolgten mit dem Programmpaket Sofistik. Im Besonderen wurde das Softwarepaket für Finite Elemente auf Basis des Structural Desktop SSD 2012 18.2, Sofiplus(-X) 2012 17.3 mit AutoCAD 2012-Kern und

1 Einleitung

die Anwendungsprogramme CSM, ASE, AQUA, SIR und MAXIMA verwendet. Informationen zu diesem Produkt sind der Website der Firma SOFiSTiK (www.sofistik.de) zu entnehmen.

Das Stabwerkmodell wurde mit einem eigens programmierten Excel-Sheet unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Baugeschichte sowie Kriechen und Schwinden durchgerechnet.

2 Beschreibung der Brücken

2.1 Allgemeines

Das Brückentragwerk wird als Einfeldträger mit 500 mm Überstand über die Auflagerlinien auskragend ausgebildet. Die Spannweiten der untersuchten Brücken liegen zwischen zwanzig und vierzig Metern. In Längsrichtung ist das Tragwerk nicht ausgesteift, lediglich an den Auflagern sind Querschotte vorgesehen. Das Tragwerk wird aus einem zweizelligen Stahlquerschnitt mit vier parallelen Stegen und einer darüber liegenden Betonplatte, welche den Querschnitt zu einem dreizelligen Verbundquerschnitt schließt, erzeugt (Abbildung 2-4 bis Abbildung 2-6).

Zur Erzielung der Verbundwirkung wird die Stahlkonstruktion über Kopfbolzendübel mit der Betonplatte verbunden. Der Nachweis der Verdübelung zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger sowie der Nachweis der Auflagerpunkte sind nicht Teil dieser Arbeit.

Allgemeine Angaben zu den untersuchten Brücken:

- Art der Brücke: Einleisige Eisenbahnbrücke
- Tragwerk: Einfeldträger mit beidseitiger Auskragung in Verbundbauweise
- Gleisachse: $R = \infty$
- Höchstgeschwindigkeit: $V = 160 \text{ km/h}$

	Bezeichnung	Spannweite	Überstand
Untersuchte Brücken	B1	20,0 m	0,5 m
	B2	30,0 m	0,5 m
	B3	40,0 m	0,5 m

2.2 Lagerbedingungen

Die Lagerbedingungen sind für das Finite-Elemente-Modell als punktuelle Festhaltungen nach folgendem Lagerschema definiert:

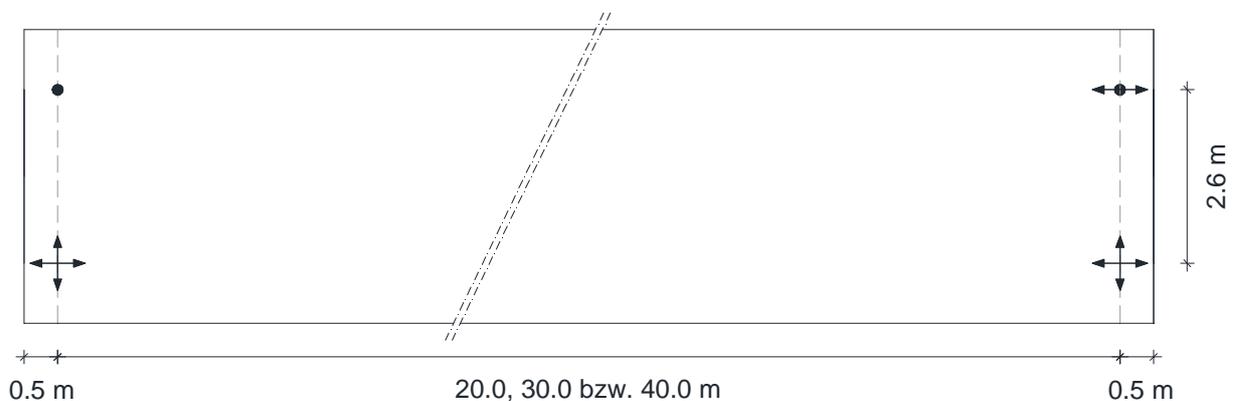


Abbildung 2-1: Lagerschema der Brücken

2.3 Herstellungsverfahren

Die Brücken werden als Verbundträger ohne Eigengewichtsverbund hergestellt. Der Stahlträger wird während der Bauzeit nicht unterstellt. Das Eigengewicht des Frischbetons sowie Betonierlasten inklusive Schalung wirken nur auf den Stahlquerschnitt und werden über Biegung in die Auflager abgetragen. Nach Aushärtung des Betons wird der Verbund aktiviert, sämtliche Belastungen, die nach der Betonaushärtung auf das Tragwerk wirken, werden über den Verbundquerschnitt abgetragen.

Einwirkungen im Bauzustand:

- Eigengewicht der Stahlkonstruktion
- Eigengewicht des Frischbetons, der Schalung und der Absturzsicherung

Einwirkungen im Endzustand:

- Eigengewicht der Stahlkonstruktion
- Eigengewicht der Betonplatte, Aufschotterung und Ausbaulasten
- Sämtliche Verkehrslasten (Vertikallasten der Lastmodelle LM71, Anfahr- und Bremskräfte, Seitenstoß)
- Windlasten auf befahrene und unbefahrene Brücke

2.4 Festlegung der Querschnitte

Die Dicke der Fahrbahnplatte für eine eingleisige Eisenbahnbrücke beträgt in der Regel zwischen 25- und 30 cm. Mit diesen Erfahrungswerten wurden die Dicken bei der Vordimensionierung festgelegt.

Für eingleisige Eisenbahnbrücken liegt das Verhältnis der Trägerhöhe h zur Spannweite l für Verbundtragwerke zwischen $h/l = 1/12 - 1/16$. Mit diesem Verhältnis wurde die Trägerhöhe festgelegt.

Durch die Einwirkungen im Montagezustand wird der Obergurt auf Druck beansprucht. Da die Fahrbahnplatte zu diesem Zeitpunkt noch nicht existiert, ist der Obergurt seitlich nicht gehalten und damit knickgefährdet. Für die Vorbemessung wurde dieses Kriterium als maßgebend erachtet. Die Dicke wurde so festgelegt, dass der Obergurtquerschnitt der Querschnittsklasse drei entspricht, um somit örtliches Beulen auszuschließen.

Der Stahluntergurt weist eine größere Querschnittsfläche als der Obergurt auf, da er, besonders im Feld, höher beansprucht wird.

Da die Brücken frei von Quer- und Längssteifen sind, bestimmt das Beulen die Dicke der Stege.

Mithilfe des programmierten Excel-Sheets wurden in weiterer Folge iterativ die Querschnittsabmessungen bestimmt. Bei der Querschnittsbestimmung wurde ein möglichst wirtschaftlicher Querschnitt angestrebt.

In den nachstehenden Abschnitten sind die Abmessungen und Querschnitte der drei untersuchten Brücken dargestellt.

2 Beschreibung der Brücken

2.5 Ansichten

2.5.1 Draufsicht

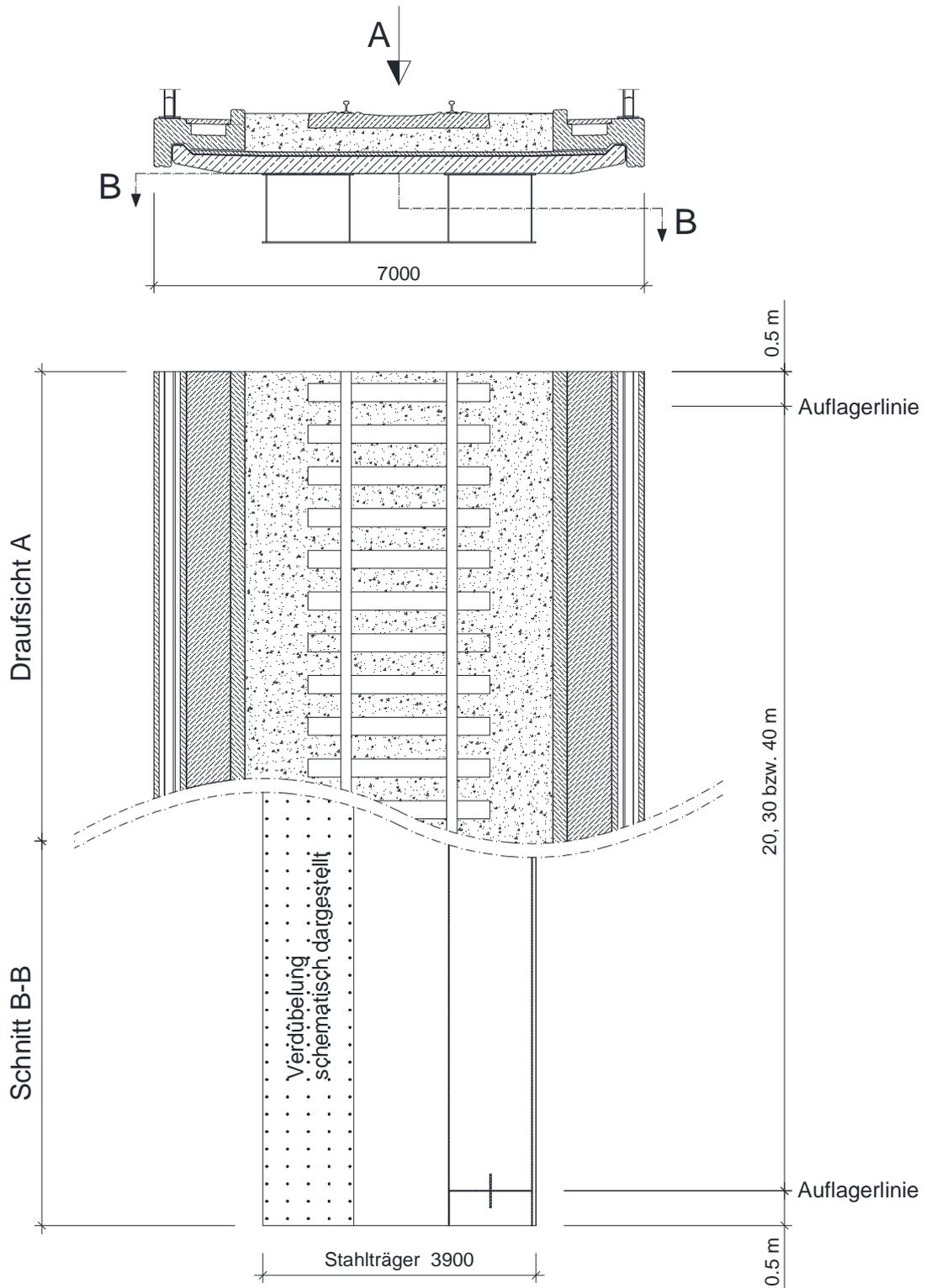


Abbildung 2-2: Draufsicht und Schnitt der Brücken

2 Beschreibung der Brücken

2.5.2 Seitenansicht

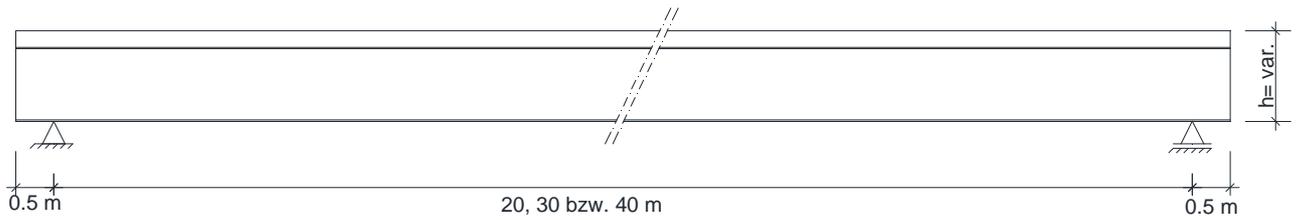


Abbildung 2-3: Seitenansicht der Brücken

2.6 Querschnitte

2.6.1 Querschnitt der Brücke B1

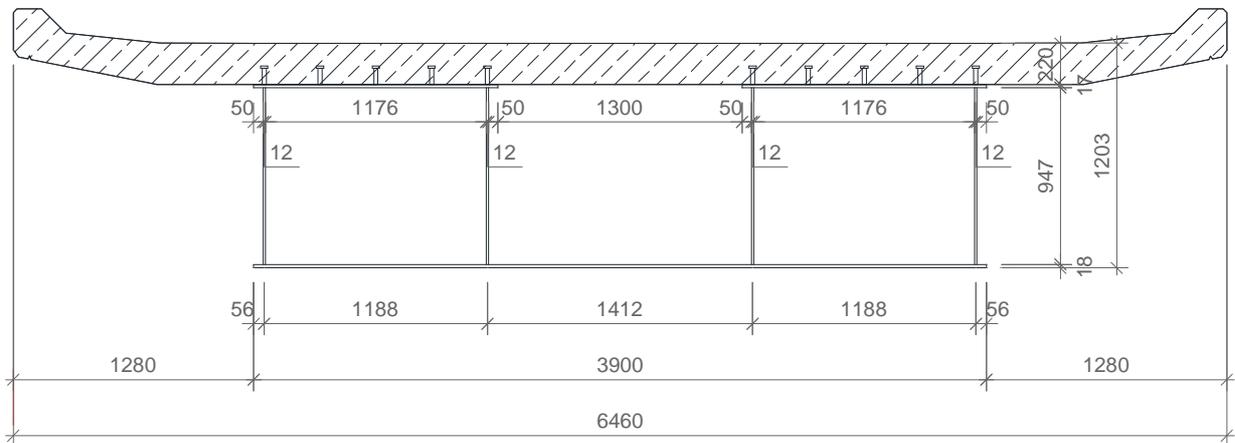


Abbildung 2-4: Querschnitt der Brücke B1, Stützweite 20,0 m

2.6.2 Querschnitt der Brücke B2

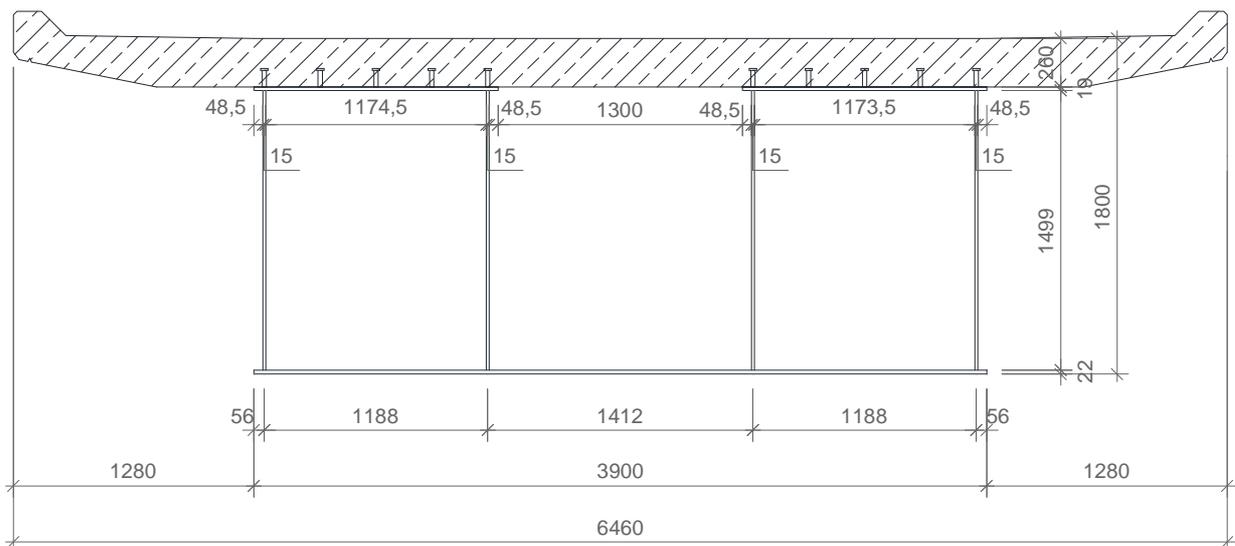


Abbildung 2-5: Querschnitt der Brücke B2, Stützweite 30,0 m

2 Beschreibung der Brücken

2.6.3 Querschnitt der Brücke B3

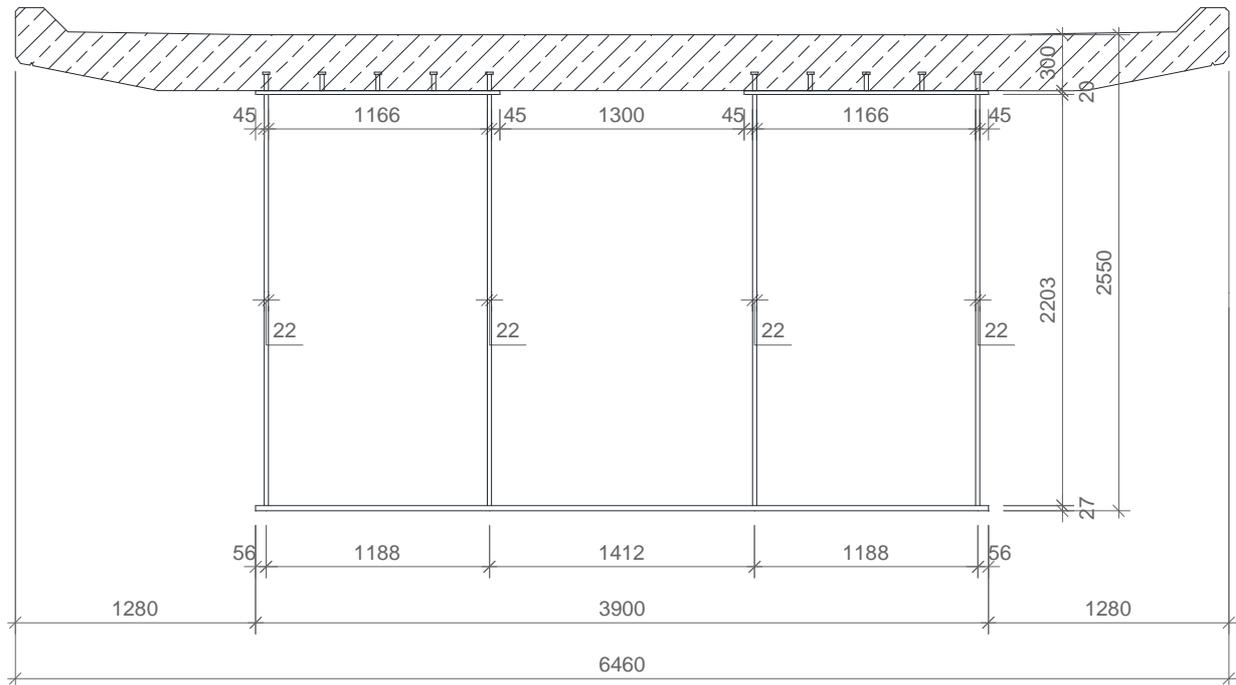


Abbildung 2-6: Querschnitt der Brücke B3, Stützweite 40,0 m

2.7 Baustoffe

Zur Anwendung kommt Baustahl der Sorte S 355 und Beton der Festigkeitsklasse C30/37. Für die vorliegende Diplomarbeit relevante Materialkennwerte sind nachstehend aufgelistet:

- Beton: C30/37

$$f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 32.837 \text{ N/mm}^2$$

- Baustahl: S355

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2 \quad f_{uk} = 510 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

Weitere Materialkennwerte können den aktuellen Normen entnommen werden (siehe Normenverzeichnis).

3 Lastaufstellung

Hinweis: als Vorlage für die Lastaufstellung diente die Diplomarbeit [1].

3.1 Allgemeines

Die Lastaufstellung erfolgt explizit nur für die Brücke B1 mit 20 m Stützweite, für die Brücke B2 und B3 gilt diese analog. Werte, die sich abhängig von der Länge verändern, werden außerdem ausdrücklich angeführt (z.B. dynamische Beiwerte ϕ).

Die Einwirkungen wurden nach ÖNORM EN 1991-1 / ÖNORM EN 1991-2 sowie den zugehörigen Nationalen Festlegungen ÖNORM B 1991-1 / ÖNORM B 1991-2 ermittelt. Sie sind als charakteristische Werte zu verstehen.

Nicht maßgebende oder für die Bemessung nicht relevante Lastfälle werden nicht angeführt.

3.2 Ständige Einwirkung

Bei der ständigen Einwirkung ist zwischen dem Bauzustand und dem Endzustand des Tragwerkes zu unterscheiden.

3.2.1 Bauzustand

3.2.1.1 Eigengewicht der Stahlkonstruktion

Das Eigengewicht der Stahlkonstruktion wird nach der Querschnittsgeometrie mit der Wichte $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ von Sofistik automatisch generiert.

3.2.1.2 Betonplatte

Auf die Stahlkonstruktion wirkt im Bauzustand der Frischbeton mit der Wichte $\gamma_{\text{Frischbeton}} = 26,0 \text{ kN/m}^3$, nach Erhärten der Betonplatte wirkt nur mehr $\gamma_{\text{Beton}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

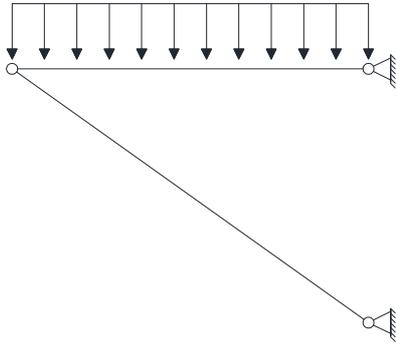
Um diese Änderung der Wichte zu berücksichtigen wird in Sofistik die Wichte des Frischbetons dauerhaft angesetzt und ab dem Zeitpunkt der Betonaushärtung ($t = 28 \text{ Tage}$) die Differenz von $\Delta\gamma = -1,0 \text{ kN/m}^3$ angesetzt.

Über die Stahlobergurte wird der Frischbeton als Gleichlast angesetzt. Bei der Auskrägung wird das Schalungsgerüst als Dreigelenkrahmen und im Bereich zwischen den zwei Stahlzellen als Einfeldträger modelliert (Abbildung 3-1), die resultierenden Auflagerkräfte werden auf den Brückenquerschnitt angesetzt.

3 Lastaufstellung

Randbereich

$$q_{\text{Frischbeton}} = 26,0 \text{ kN/m}^3 \times d_{\text{Betonplatte}}$$



Mittelbereich

$$q_{\text{Frischbeton}} = 26,0 \text{ kN/m}^3 \times d_{\text{Betonplatte}}$$

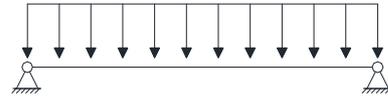


Abbildung 3-1: Statisches System zur Ermittlung der Betonierkräfte auf den Brückenquerschnitt

3.2.1.3 Schalung

Die Lasten von Schalung und Absturzsicherung wurden auf Grundlage von Traggerüsten der Firma Doka GmbH berechnet und mit 3,6 kN/m angesetzt. Das vereinfachte Lastbild hat folgendes Aussehen:

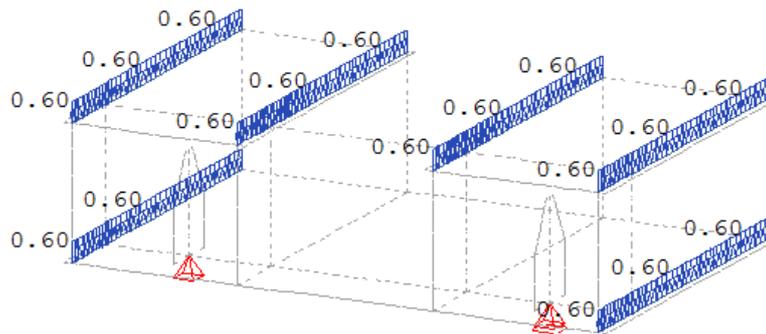


Abbildung 3-2: Einwirkung Schalung , Linienlasten in kN/m

3 Lastaufstellung

3.2.2 Ausbaulast

Bei den Ausbaulasten ist zwischen den Bereichen Verkehrsfläche und Randbalken zu unterscheiden.

Aufbau Regelquerschnitt	Wichte [kN/m ³]	Dicke [m]	Breite [m]	Fläche [m ²]	Streckenlast [kN/m]	Faktor [-]	g _{k,i} [kN/m]
Schotterbett^a							
Nennschotterhöhe	20,0	0,55	4,4	2,42	48,40	1,0	48,40
Max. Schotterbetthöhe	20,0	0,715	4,4	3,146	62,92	1,0	62,92
Min. Schotterbetthöhe	20,0	0,385	4,4	1,694	33,88	1,0	33,88
Schotter - Schwelle ^b	-20,0	0,08	2,6	0,208	-4,16	1,0	-4,16
Abdichtung (Gußasphalt)	25,0	0,01	7,0	0,07	1,75	1,0	1,75
Betonschutzschicht	25,0	0,05	7,0	0,35	8,75	1,0	8,75
Ausgleichsmörtel	25,0	0,01	4,4	0,044	1,10	1,0	1,10
2 Regelrandbalken HL 2.1	-	-	-	-	25,80	1,0	25,80
2 Kabeltröge IV mit Einbauten	25,0	-	-	0,16	4	1,0	4,00
2 Schienen UIC 60 ^d	-	-	-	-	1,2	1,0	1,20
Vorgespannte Betonschwellen mit Schienenbefestigung ^c	-	-	-	-	4,8	1,0	4,80
LSW-Steher beidseitig ^d	-	-	-	-	0,54	1,1	0,59
LSW-Verankerung beidseitig ^d	-	-	-	-	0,16	1,1	0,18
LSW-Elemente beidseitig ^d	-	-	-	-	2,14	1,1	2,35
Summe der Ausbaulasten	$\sum g_{k,i} = g_k$ [kN/m]						
Nennschotterhöhe	94,76						
Max. Schotterhöhe	109,28						
Min. Schotterhöhe	80,24						
<p>^a Die Nennhöhe des Schotterbetts beträgt 55cm. Es ist eine Abweichung von $\pm 30\%$ zu berücksichtigen. ÖN B 1991-1-1, 4.3.(2)</p> <p>^b Höhe der Schwelle über die Brückenlänge gemittelt und 10% Schotterverdichtung berücksichtigt.</p> <p>^c EN 1991-1-1, Tab. A.6</p> <p>^d Lärmschutzwände basieren auf dem System Plexiglas Soundstop der Firma Evonik Röhm GmbH. Die technischen Daten sind aus dem Produktkatalog 2009 entnommen und an die vorliegenden Anlagenverhältnisse angepasst.</p>							

Tabelle 3-1: Ausbaulasten für die drei Fälle der Schotterbetthöhe: minimale, maximale sowie Nennschotterhöhe

3 Lastaufstellung

Für die drei Schotterbetthöhen und die Unterscheidung zwischen Verkehrsfläche und Randbalkenbereich ergeben sich für die Ausbaulasten folgende Laststellungen:

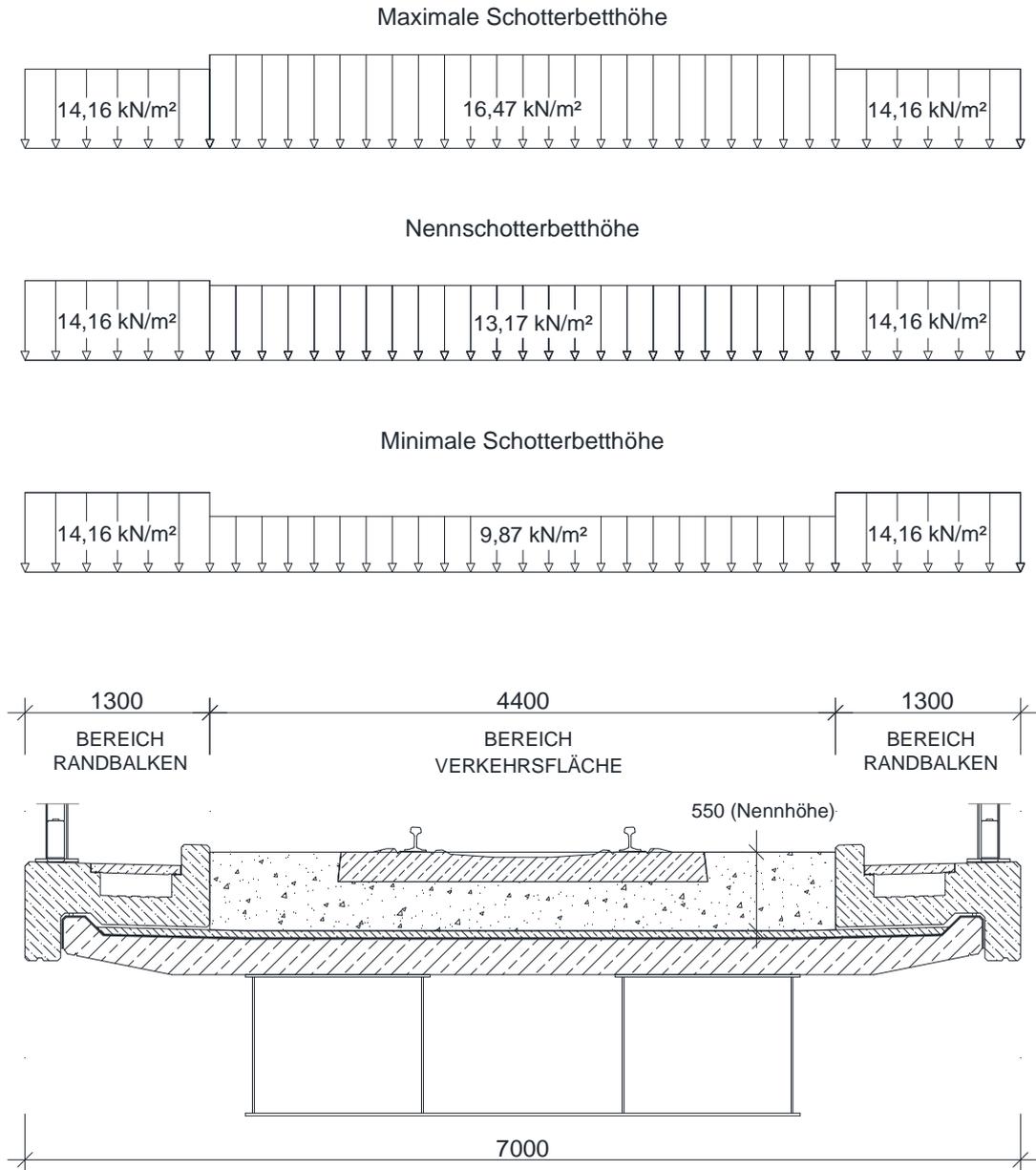


Abbildung 3-3: Ausbaulasten für die drei Fälle der Schotterbetthöhe

3 Lastaufstellung

Der Randbalkenüberstand wird bei der Eingabe in das Finite Elemente Programm wie folgt berücksichtigt (Modell ist für alle drei Fälle der Schotterbetthöhe gültig):

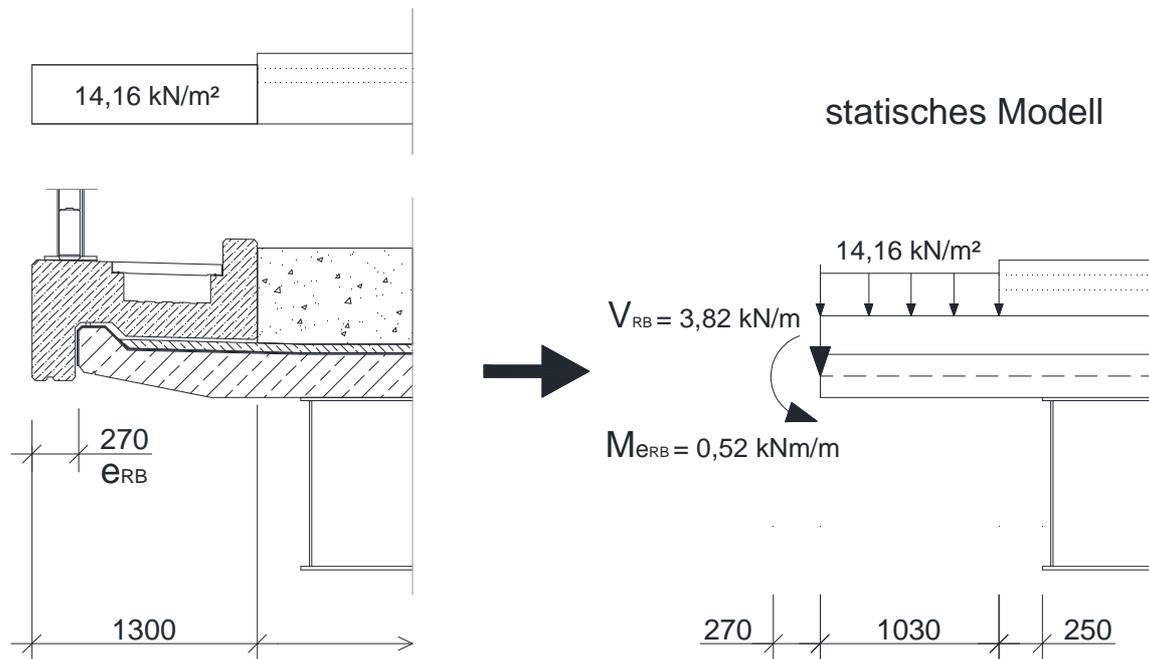


Abbildung 3-4: Berücksichtigung des Randbalkenüberstandes in Sofistik

Dabei ist

$$V_{RB} = 14,16 \cdot 0,27 = 3,82 \text{ kN/m}$$

und

$$M_{e_{RB}} = 14,16 \cdot \frac{0,27^2}{2} = 0,52 \text{ kNm/m}$$

3.3 Vertikallasten infolge Eisenbahnverkehrs

Die Einwirkungen aus dem Eisenbahnverkehr wurden nach EN 1991-2:2003 ermittelt.

Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken werden durch Lastmodelle festgelegt. Für die untersuchten Brücken sind auf Grund ihrer Nutzung folgende Lastmodelle relevant:

- Lastmodell 71 für Regelverkehr
- Lastmodell SW/2 für Schwerverkehr
- Lastmodell unbeladener Zug

Da das Lastmodell 71 bei allen Nachweisen gegenüber den Modellen SW/2 und „unbeladener Zug“ maßgebend ist, wird hier nur dieses angeführt.

3.3.1 Lastmodell 71

3.3.1.1 Charakteristische Werte

Die genau Lastanordnung und die charakteristischen Werte sind der nachfolgenden Abbildung zu entnehmen:

3 Lastaufstellung

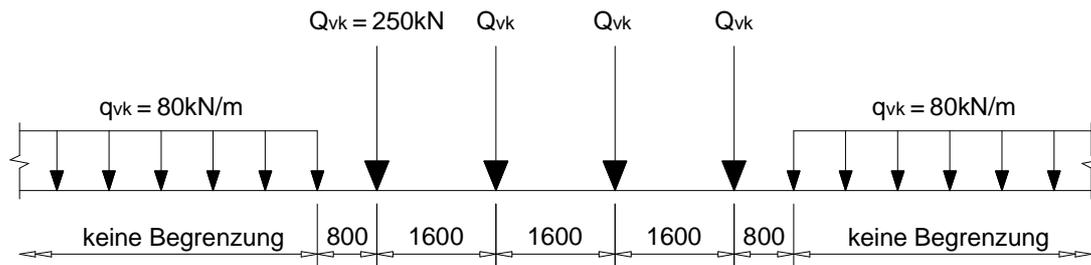


Abbildung 3-5: Lastanordnung und charakteristische Werte des Lastmodells 71 (EN 1991-2, Bild 6.1)

Diese Werte sind für folgende Nachweise mit dem Klassifizierungsfaktor $\alpha = 1,21$ (Normalspurbahnen) zu multiplizieren:

- Tragfähigkeitsnachweis
- Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Für den Ermüdungsnachweis beträgt der Klassifizierungsfaktor $\alpha = 1,0$.

3.3.1.2 Exzentrizitäten

3.3.1.2.1 Exzentrizität der Verkehrslast e_1

Beim Lastmodell 71 ist die seitliche Exzentrizität der Vertikallasten durch ein Verhältnis der beiden Radlasten aller Achsen von 1:1,25 zu berücksichtigen. Daraus ergibt sich eine Exzentrizität von $e_1 = 0,083 \text{ m}$. Diese ist beim Tragfähigkeit- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis anzusetzen und kann beim Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden. EN1-2, 6.3.5

3.3.1.2.2 Exzentrische Gleislage e_2

Bei eingleisigen Tragwerken mit Schotterbett ist – gegenüber der vom Infrastrukturbetreiber angegebenen Gleislage – ein Abweichung von $\pm 0,10 \text{ m}$ nach jeder Seite zu berücksichtigen. Diese ist bei sämtlichen Lastmodellen und Nachweisen zu berücksichtigen. ÖN B-1-2, 4.2.7.(1)

3.3.1.3 Lastverteilung der Achslasten durch Schienen, Schwellen und Schotter

3.3.1.3.1 Längsverteilung der Last durch die Schiene

Die Einzellasten werden über drei Schienenstützpunkte verteilt. Dabei bekommt die direkt belastete Schwelle 50% der Kraft, die zwei benachbarten Schwellen jeweils 25%. Greift eine Einzellast nicht direkt über einer Schwelle an, so wird diese im Verhältnis des Abstandes zu den jeweiligen Schwellenbefestigungen verteilt.

3 Lastaufstellung

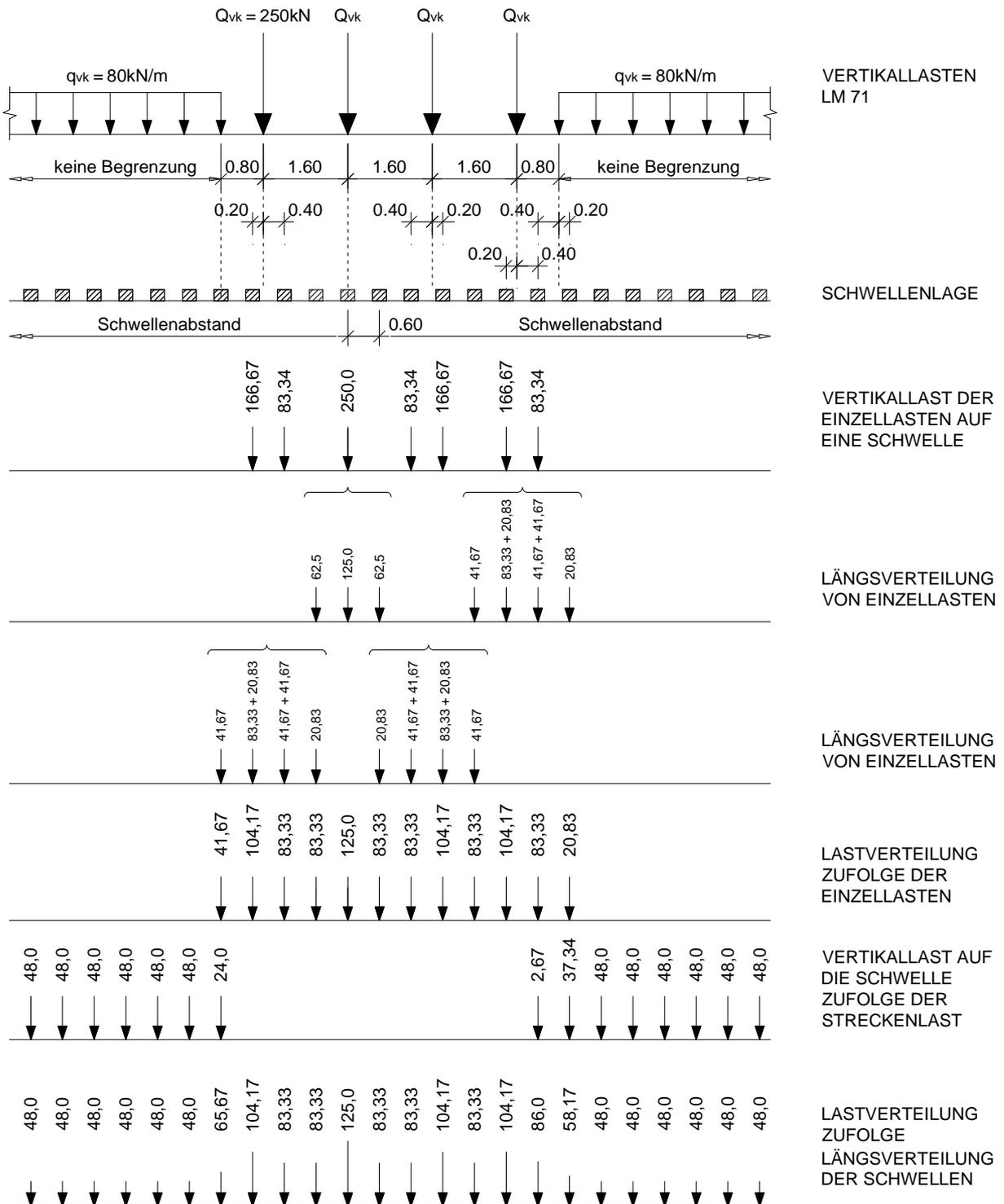


Abbildung 3-6: Lastverteilung der Vertikallasten des LM 71 durch die Schienen [1]

3.3.1.3.2 Längs- und Querverteilung der Last durch Schwellen und Schotter

Die Lastverteilung unter den Schwellen in Längs- sowie Querrichtung wird mit einem Ausbreitungswinkel von 4:1 berechnet (Abbildung 3-7). Als Bezugsebene gilt die Oberkante der Stahlbetonplatte.
EN 2-1,6.3.6.3

3 Lastaufstellung

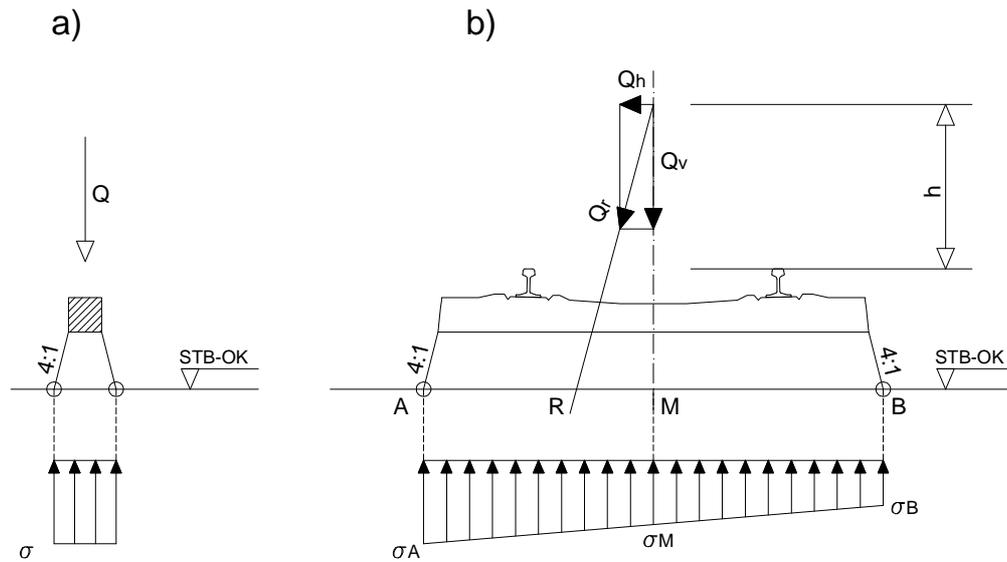


Abbildung 3-7: Verteilung der Verkehrslasten durch Schwellen und Schotter: a) Längsverteilung; b) Querverteilung bei Gleisen ohne Überhöhung [1]

Der Berechnung der Lastausbreitungsfläche unter den Schwellen liegen folgende Schwellenabmessungen zugrunde: $L = 260 \text{ cm}$, $B = 26 \text{ cm}$ und $H = 21 \text{ cm}$.

Es wird nach den drei Schotterbetthöhen unterschieden.

3 Lastaufstellung

	Einzellasten aus LM 71 [kN]	Einzellasten bezogen auf die Ausbreitungsfläche		
		Minimale Schotterbetthöhe [kN/m ²]	Nennschotterbetthöhe [kN/m ²]	Maximale Schotterbetthöhe [kN/m ²]
Regelbereich – Gleichlast (vgl. Abb.3.6)	48,00	51,40	40,30	32,83
Sonderbereich - Einfluss der Einzellasten aus LM 71 (vgl. Abb.3.6)	65,67	70,32	55,13	44,92
	104,17	111,54	87,46	71,26
	83,33	89,23	69,96	57,00
	83,33	89,23	69,96	57,00
	125,00	133,85	104,95	85,50
	83,33	89,23	69,96	57,00
	83,33	89,23	69,96	57,00
	104,17	111,54	87,46	71,26
	83,33	89,23	69,96	57,00
	104,17	111,54	87,46	71,26
	86,00	92,09	72,20	58,83
	58,17	62,29	48,84	39,79
Regelbereich – Gleichlast (vgl. Abb.3.6)	48,00	51,40	40,30	32,83

Tabelle 3-2: Ausbreitung der Einzellasten aus LM 71 bezogen auf die STB-OK

Durch die seitliche Exzentrizität e_1 der vertikalen Lasten aus dem Eisenbahnverkehr nach LM 71 wirkt zusätzlich zu der vertikalen Einwirkung ein Moment auf die Stahlbetonoberkante. Beide Lastanteile werden auf die Lasteinflussfläche der Schwellen umgerechnet und erzeugen die in Abbildung 3-8 dargestellte lineare Flächenlast [1].

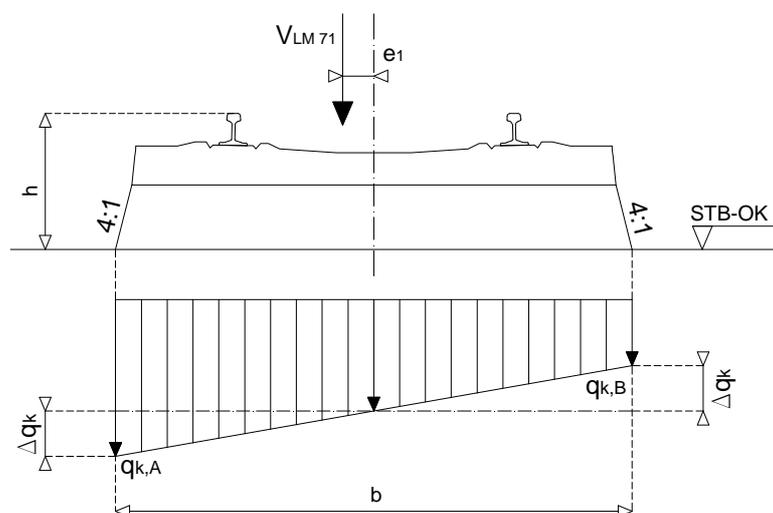


Abbildung 3-8: Einwirkung auf die Stahlbetonplatte aus LM 71 und Lastexzentrizität e_1 [1]

3 Lastaufstellung

Ermittelte Flächenlasten infolge LM 71 und Exzentrizität $e_1 = 83 \text{ mm}$									
	Minimale Schotterbetthöhe [kN/m ²]			Nennschotterbetthöhe [kN/m ²]			Maximale Schotterbetthöhe [kN/m ²]		
	Δq_k [kN/m ²]	$q_{k,A}$ [kN/m ²]	$q_{k,B}$ [kN/m ²]	Δq_k [kN/m ²]	$q_{k,A}$ [kN/m ²]	$q_{k,B}$ [kN/m ²]	Δq_k [kN/m ²]	$q_{k,A}$ [kN/m ²]	$q_{k,B}$ [kN/m ²]
RB	9,52	60,92	41,87	7,25	47,54	33,05	5,73	38,57	27,10
Sonderbereich - Einfluss der Einzellasten aus LM 71	13,03	83,35	57,29	9,91	65,05	45,22	7,84	52,76	37,08
	20,67	132,21	90,87	15,72	103,18	71,73	12,44	83,70	58,82
	16,53	105,76	72,69	12,58	82,54	57,38	9,95	66,95	47,05
	16,53	105,76	72,69	12,58	82,54	57,38	9,95	66,95	47,05
	24,80	158,65	109,04	18,87	123,81	86,08	14,93	100,43	70,58
	16,53	105,76	72,69	12,58	82,54	57,38	9,95	66,95	47,05
	16,53	105,76	72,69	12,58	82,54	57,38	9,95	66,95	47,05
	20,67	132,21	90,87	15,72	103,18	71,73	12,44	83,70	58,82
	16,53	105,76	72,69	12,58	82,54	57,38	9,95	66,95	47,05
	20,67	132,21	90,87	15,72	103,18	71,73	12,44	83,70	58,82
	17,06	109,15	75,02	12,98	85,18	59,22	10,27	69,10	48,56
	11,54	73,83	50,74	8,78	57,62	40,06	6,95	46,74	32,84
RB	9,52	60,92	41,87	7,25	47,54	33,05	5,73	38,57	27,10

Tabelle 3-3: Flächenlasten infolge Lastmodells 71 und durch die Exzentrizität e_1 entstehendes Moment, bezogen auf die STB-OK

Das LM71 wird des Weiteren so angesetzt, dass der Bereich der Einzellasten jeweils in einer der Auflagerlinien, in Brückenmitte sowie in den Viertelpunkten angreift.

3 Lastaufstellung

Es ergibt sich beispielsweise für die Brücke B1 nach Lastmodell 71 in Feldmitte folgende Laststellung:

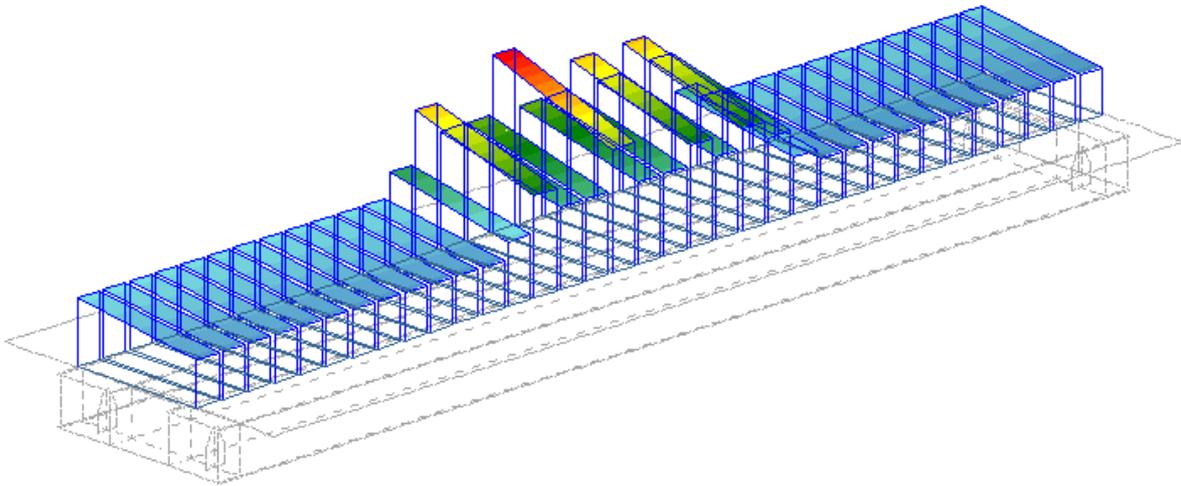


Abbildung 3-9: räumliche Darstellung der Flächenlasten aus dem Lastmodell 71 (LF 402) für die Brücke B1

3.3.2 Dynamische Einwirkung

Die statischen Lasten auf einer Brücke erzeugen Spannungen und Verformungen, welche laut EN 1991-2,6.4.1 (1) durch die dynamische Verkehrseinwirkung vergrößert oder vermindert werden. Dieses Verhalten ist durch eine dynamische oder quasi-statische Berechnung der Brücke zu berücksichtigen.

Die Entscheidungskriterien, ob eine dynamische Berechnung erforderlich ist, sind im Flussdiagramm EN 1991-2, Bild 6.9 erfasst. Beim Durchlaufen dieses Diagramms erhält man sukzessive:

- $V \leq 200 \text{ km/h} \rightarrow \text{ja}$
- Durchlaufträgerbrücke $\rightarrow \text{nein}$
- n_0 innerhalb der Grenzen nach Abb. 6.10 \rightarrow Nachweis siehe Tabelle 3-4

Dabei sind die Grenzwerte folgendermaßen definiert:

- $n_{0,oben} = 94,76 \cdot L^{-0,748}$
- $n_{0,unten} = 80/L$ für $4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$
- $n_{0,unten} = 23,58 \cdot L^{-0,592}$ für $10 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$

3 Lastaufstellung

Brücke	Spannweite [m]	$n_{0, \text{Unten}}$ [Hz]	$n_{0, \text{Oben}}$ [Hz]	$\bar{\delta}_0^a$ [mm]	n_0^b [Hz]
B1	20,0	4,00	10,08	15,38	4,53
B2	30,0	3,15	7,44	26,53	3,45
B3	40,0	2,66	6,00	28,88	3,30
^a <i>Verformung in Feldmitte infolge ständiger Lasten (aus FE-Programm)</i> <i>Ständige Lasten setzen sich aus Eigengewicht und Ausbaulasten mit maximaler Schotterbetthöhe zusammen.</i>					
^b <i>Erste Eigenfrequenz der Brücke unter ständigen Lasten</i> $n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]}$					

Tabelle 3-4: Ermittlung der ersten Eigenkreisfrequenz der drei Brücken

Die erste Eigenfrequenz n_0 aller Brücken liegt innerhalb der vorgegebenen Grenzwerte, somit ist die quasi-statische Berechnung ausreichend. Die dynamische Beanspruchung des Tragwerkes wird über die dynamischen Beiwerte ϕ berücksichtigt. Dabei werden nur vertikale Verkehrslasten mit dem Beiwert ϕ multipliziert.

Dynamischer Beiwert ϕ :

Der (mit Ausnahme der Endquerträger) anzusetzende dynamische Beiwert ϕ_2 beträgt:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{mit} \quad 1,0 \leq \phi_2 \leq 1,67$$

EN 1-2,6.4.5.2

Dabei ist L_ϕ die „maßgebende“ Länge. Für die Längstragwirkung entspricht diese der Stützweite der Brücke. Für die Quertragwirkung wird der dreifache Wert der Plattenstützweite angesetzt. In Abbildung 3-10 wird die angenommene Plattenstützweite dargestellt, diese ist für alle Brücken gültig.

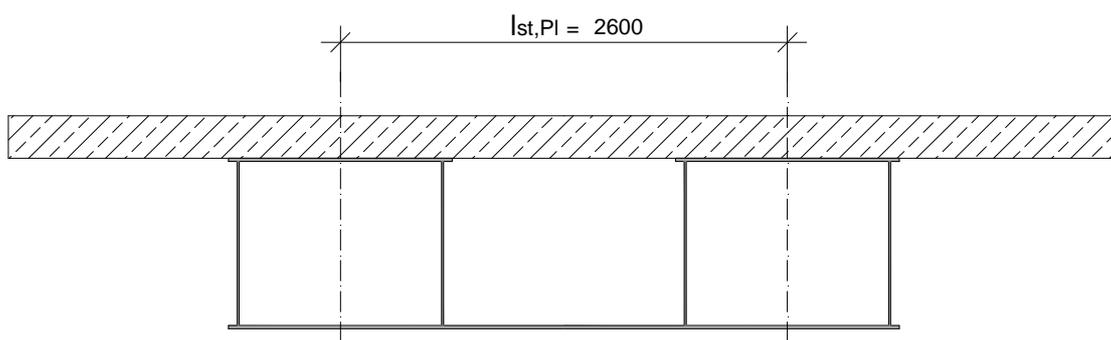


Abbildung 3-10: Maßgebende Länge L_ϕ der Fahrbahnplatte aus Beton in Quertragrichtung [mm]

3 Lastaufstellung

Fall	Bauteil	maßgebende Länge L_ϕ [m]	Φ_2 [-]	Φ_3 [-]
4	Fahrbahnplatte aus Beton mit Schotterbett (für Lokal- und Querbeanspruchung)			
4.1	Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern	7,80	1,375	-
	Tragwirkung in Längsrichtung	7,80	1,375	-
	Kragarme in Querrichtung (Anm.: hier keine Eisenbahnlasten)	-	-	-
	Endquerträger	3,60	-	2,0
5	Hauptträger			
5.1	Einfeldträger und Platten	$l_{st} = 20,0$	1,157	-
		$l_{st} = 30,0$	1,093	-
		$l_{st} = 40,0$	1,055	-

Tabelle 3-5: Maßgebende Längen L_ϕ und dynamische Beiwerte (EN 1991-2, Tab. 6.2)

3.4 Horizontallasten infolge Eisenbahnverkehrs

3.4.1 Seitenstoß (Schlingerkraft)

3.4.1.1 Charakteristischer Wert

Der Seitenstoß ist als horizontal an der Schienenoberkante angreifende Einzellast rechtwinklig zur Gleisachse anzusetzen. Er wirkt sowohl bei geraden als auch bei gebogenen Gleisen.

Der charakteristische Wert des Seitenstoßes ist mit $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ festgelegt, er wird mit dem Klassifizierungsfaktor α multipliziert (nicht aber mit dem dynamischen Beiwert).

EN 1-2, 6.5.2

Der Seitenstoß ist immer mit der Vertikallast zu kombinieren.

3.4.1.2 Verteilung der Kraft

Die horizontal angreifende Kraft aus dem Seitenstoß wird ebenso wie die Vertikalkräfte über drei Schwellen verteilt. Hierbei trägt die mittlere Schwelle die Hälfte der Last, die zwei anderen jeweils ein Viertel.

Die auf Höhe der Schienenoberkante angreifende Kraft verursacht im Bezug auf die Stahlbetonplatte ein Moment. Dieses wird, wie zuvor bei den Einzelkräften des Lastmodells 71, über die Lastausbreitungsfläche in Spannungen umgerechnet, die im FE-Modell als einwirkende Flächenlasten auf die Oberkante der Stahlbetonplatte angesetzt werden.

3 Lastaufstellung

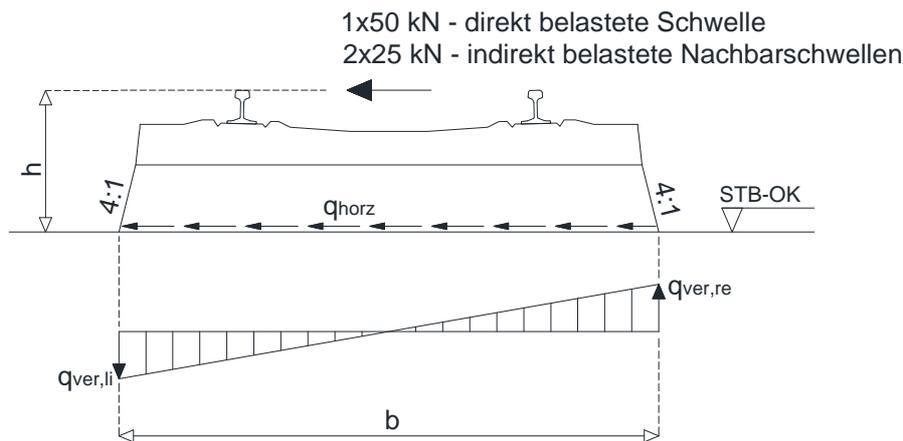


Abbildung 3-11: Einwirkung auf die Oberkante des Stahlbetonkörpers aus dem Seitenstoß

Direkt belastete Schwelle						
	Horizontalkraft [kN]	Abstand SOK STB-OK [m]	Moment [kNm]	q_{horz} [kN/m ²]	$q_{\text{ver,li}}$ [kN/m ²]	$q_{\text{ver,re}}$ [kN/m ²]
Min. Schotterbetthöhe	50,0	0,557	27,85	53,54	66,58	-66,58
Nennschotterbetthöhe	50,0	0,722	36,10	41,98	65,65	-65,65
Max. Schotterbetthöhe	50,0	0,887	44,35	34,20	63,81	-63,81
Indirekt belastete Schwelle						
	Horizontalkraft [kN]	Abstand SOK STB-OK [m]	Moment [kNm]	q_{horz} [kN/m ²]	$q_{\text{ver,li}}$ [kN/m ²]	$q_{\text{ver,re}}$ [kN/m ²]
Min. Schotterbetthöhe	25,0	0,557	13,93	26,77	33,29	-33,29
Nennschotterbetthöhe	25,0	0,722	18,05	20,99	32,82	-32,82
Max. Schotterbetthöhe	25,0	0,887	22,18	17,10	31,91	-31,91

Tabelle 3-6: Horizontale Flächenlasten sowie durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes entstehende Momente infolge Seitenstoßes, bezogen auf die STB-OK

3.4.2 Anfahren und Bremsen

3.4.2.1 Charakteristischer Wert

Anfahr- und Bremskräfte wirken auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des Gleises und sind immer mit den zugehörigen Lastmodellen zu kombinieren, hier mit dem LM71. Sie sind über die belastete Länge $L_{a,b}$ gleichmäßig zu verteilen.

Anfahr- und Bremskräfte sind nicht mit dem dynamischen Beiwert zu multiplizieren. Der Faktor α ist zu berücksichtigen.

Die charakteristischen Werte für Anfahr- und Bremskräfte sind wie folgt anzunehmen:

EN 1-2, 6.5.3 (2)

- Anfahrkraft: $Q_{lak} = 33,0 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ [kN]}$
- Bremskraft: $Q_{lbk} = 20,0 \text{ [kN/m]} \cdot L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ [kN]}$

3 Lastaufstellung

3.4.2.2 Verteilung der Kraft

Die an der Schienenoberkante parallel zur Brückenlängsrichtung angreifenden Anfahr- und Bremskräfte werden über die Breite der Einflussfläche als Flächenlasten auf die Oberkante der Stahlbetonplatte angesetzt. Das entstehende Moment wird analog in ein Flächenmoment umgerechnet.

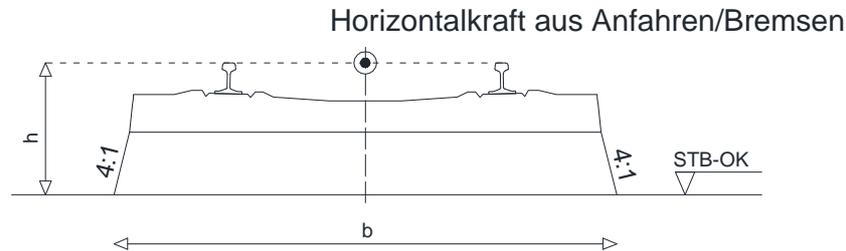


Abbildung 3-12: Einwirkung auf das Brückentragwerk aus Anfahren/Bremsen [1]

Anfahren LM 71						
Schotterbett	Belastung [kN/m]	Abstand SOK STB-OK [m]	Moment [kNm/m]	Breite der Einflussfläche auf der STB-OK [m]	$q_{hor,x}$ [kN/m ²]	m_{yy} [kNm/m ²]
Min. Schotterbetthöhe	33,0	0,557	18,38	2,688	12,28	6,84
Nennschotterbetthöhe	33,0	0,722	23,83	2,770	11,91	8,60
Max. Schotterbetthöhe	33,0	0,887	29,27	2,853	11,57	10,26
Bremsen LM 71						
Schotterbett	Belastung [kN/m]	Abstand SOK STB-OK [m]	Moment [kNm/m]	Breite der Einflussfläche auf der STB-OK [m]	$q_{hor,x}$ [kN/m ²]	m_{yy} [kNm/m ²]
Min. Schotterbetthöhe	20,0	0,557	11,14	2,688	7,44	4,15
Nennschotterbetthöhe	20,0	0,722	14,44	2,770	7,22	5,21
Max. Schotterbetthöhe	20,0	0,887	17,74	2,853	7,01	6,22

Tabelle 3-7: Horizontallasten sowie durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes entstehende Momente aus Anfahren und Bremsen bezogen auf die STB-OK

3.5 Anwendung der Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken

Die gleichzeitige Wirkung der diversen Verkehrsbelastungen wird über Lastgruppen berücksichtigt. Jede dieser Lastgruppen, die sich gegenseitig ausschließen, wird als einzelne, veränderliche Last betrachtet und mit den anderen nicht-Verkehrslasten kombiniert.

EN1-2, 6.8.2

3 Lastaufstellung

Lastgruppe	Vertikalkräfte			Horizontalkräfte	
	LM 71 ^a	SW 2 ^{a,c}	Unbelasteter Zug	Anfahren, Bremsen ^a	Seitenstoß ^a
gr11	1			1 ^e	0,5 ^e
gr12	1			0,5 ^e	1 ^e
gr13	1 ^d			1	0,5 ^e
gr14	1 ^d			0,5 ^e	1
gr15			1		1 ^e
gr16		1		1 ^e	0,5 ^e
gr17		1		0,5 ^e	1 ^e
<p><i>Dominierender Anteil der entsprechenden Einwirkung</i></p> <p>^a Alle relevante Beiwerte (α, ϕ, \dots) sind zu berücksichtigen</p> <p>^c SW/2 ist nur bei Vereinbarung für die Strecke zu berücksichtigen</p> <p>^d Beiwert kann auf 0,5 im günstigen Fall vermindert werden, er kann nicht null sein</p> <p>^e Im günstigsten Fall sind diese nicht-dominanten Werte zu null zu setzen</p>					

Tabelle 3-8: Nachweis der Lastgruppen für Eisenbahnverkehr. EN 1992-1 Tabelle 6.11, angepasst auf die eingleisige Brücke sowie die zu berücksichtigenden Einwirkungen

3.6 Windeinwirkungen

3.6.1 Ausgangswerte

Geländekategorie II

Höhenlage der Unterkante des Überbaus: 15,0 m (Annahme)

Basisgeschwindigkeit: (ungünstige Annahme)

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot v_{b,0}$$

mit $c_{dir} = 1,0$ und $c_{season} = 1,0$

$$v_b = v_{b,0} = 28,3 \text{ m/s}$$

ÖN B 1-1-4, Tab. A.1

dazugehöriger Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0} = 0,5 \text{ m/s}$

ÖN B 1-1-4, Tab. A.1

Hinweis: die Windkräfte werden vereinfachend nur für die Nennschotterbetthöhe gerechnet.

3.6.2 Windbeiwerte

Die Kraftbeiwerte für Windeinwirkungen auf Brückenüberbauten quer zur Brückenachse (x-Achse nach der Normdefinition) sind:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} \quad \text{EN1-1-4,8.3.(1)}$$

3 Lastaufstellung

Dabei ist $c_{f,x,0}$ der aerodynamische Beiwert, der aus Bild 8-3 der oben genannten Norm ausgelesen werden kann.

Der Windlastfaktor C beträgt:

$$C = c_e \cdot c_{f,x}$$

Dabei ist

$$c_e \quad \text{der Geländefaktor} \quad c_e(z) = 2,1 \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{0,24} \quad \text{ÖN B1-1-4, Tab. (1)}$$

Brücke B1	rechnerische Höhe d_{tot} [mm]	b [mm]	b/d_{tot} [-]	$c_{f,x} = c_{f,x,0}$ <i>aus Bild 8-3</i>
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	1200	6460	5,383	1,0
Brücke mit Schallschutzwand	4050	7000	1,728	2,0
Brücke mit Verkehr	6000	7000	1,167	2,2
Brücke B2				
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	1800	6460	3,589	1,4
Brücke mit Schallschutzwand	4650	7000	1,505	2,1
Brücke mit Verkehr	6600	7000	1,061	2,2
Brücke B3				
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	2550	6460	2,051	1,7
Brücke mit Schallschutzwand	5400	7000	1,296	2,1
Brücke mit Verkehr	7350	7000	0,952	2,2

Tabelle 3-9: aerodynamischer Beiwert $C_{f,x,0}$ für die drei Brücken

3 Lastaufstellung

Brücke B1	Höhe über Grund Z_e [m]	$C_{e(z)}$ [-]	$C_{f,x}$ [-]	C [-]
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	15,0	2,31	1,40	3,24
Brücke mit Lärmschutzwand	17,7	2,41	2,00	4,82
Brücke mit Verkehr	19,6	2,47	2,20	5,43
Brücke B2				
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	15,0	2,31	1,70	3,93
Brücke mit Lärmschutzwand	17,7	2,41	2,10	5,06
Brücke mit Verkehr	19,6	2,47	2,20	5,43
Brücke B3				
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	15,0	2,31	1,90	4,40
Brücke mit Lärmschutzwand	17,7	2,41	2,10	5,06
Brücke mit Verkehr	19,6	2,47	2,20	5,43

Tabelle 3-10: Windlastfaktor C für die drei Brücken

3.6.3 Kräfte quer zur Brückenachse

Die Windkraftberechnung erfolgt auf Basis der quasi-statischen Lastannahmen nach folgender Gleichung: EN 1-1-4,8.3.2

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho_{Luft} \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = q_{b,o} \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

Dabei ist

C der Windlastfaktor nach Tabelle 3-9

$A_{ref,x}$ die Bezugsfläche $A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L$

3 Lastaufstellung

Brücke B1	Gesamtlänge L [m]	d_{tot} [m]	$A_{ref,x}$ [m ²]
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	21,0	1,20	37,80
Brücke mit Lärmschutzwand	21,0	4,05	85,05
Brücke mit Verkehr	21,0	6,00	126,00
Brücke B2			
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	31,0	1,80	74,40
Brücke mit Lärmschutzwand	31,0	4,65	144,15
Brücke mit Verkehr	31,0	6,60	204,60
Brücke B3			
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	41,0	2,55	129,15
Brücke mit Lärmschutzwand	41,0	5,40	221,40
Brücke mit Verkehr	41,0	7,35	301,35

Tabelle 3-11: Ermittlung der Bezugsfläche $A_{ref,x}$

Brückenzustand	$F_{W,B1}$ [kN]	$F_{W,B2}$ [kN]	$F_{W,B3}$ [kN]
Brücke ohne Schallschutzwände oder Verkehr	29,20	90,51	205,92
Brücke mit Lärmschutzwand	205,06	364,94	560,51
Brücke mit Verkehr	342,46	556,09	819,04

Tabelle 3-12: Resultierende Windkraft in x-Richtung F_w auf die drei Brückentragwerke

Als maßgebend wird der Wind auf der Brücke mit Verkehr betrachtet, die zwei weiteren Fälle (Brücke ohne Lärmschutzwand oder Verkehr und Brücke mit Lärmschutzwand) werden nicht weiter behandelt. Die Ermittlung der Laststellung und des Lastangriffspunktes für den Fall Brücke mit Verkehr wird im folgenden Abschnitt beschrieben.

3.6.4 Ansatz der Windkraft auf das Tragwerk

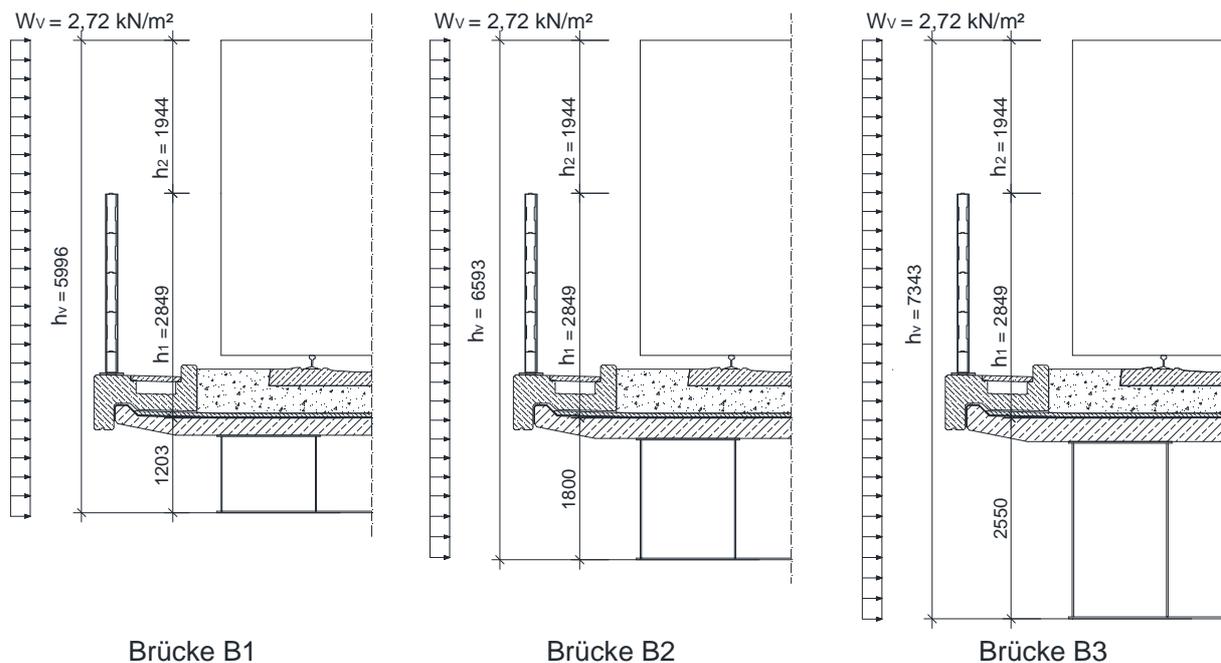
Windeinwirkung

$$w_v = \frac{F_{W,v}}{l_{ges} \cdot h_v}$$

l_{ges} Gesamtlänge des Brückentragwerkes

h_v Höhe der Brücke mit Verkehrsbelastung

3 Lastaufstellung



Brücke B1

Brücke B2

Brücke B3

Abbildung 3-13: Windeinwirkung auf die Brückentragwerke unter Verkehrsbelastung

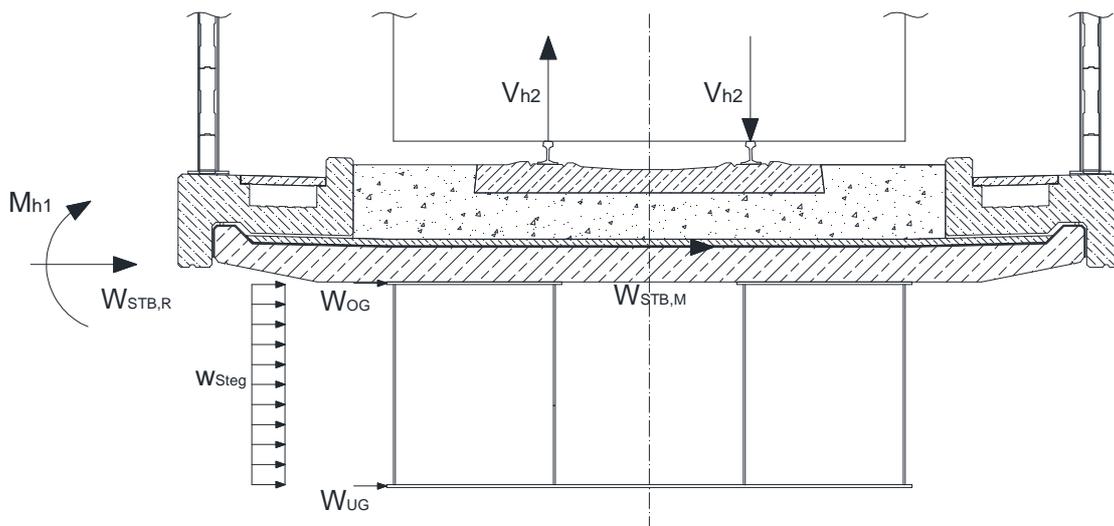


Abbildung 3-14: Aufteilung der Windeinwirkung unter Verkehr auf das Tragwerk

Aufteilung der Windbelastung auf den Verbundquerschnitt

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$W_{STB,1} = w_v \cdot d_{STB} \text{ [kN/m]}$	0,598	0,707	0,816
$W_{OG} = w_v \cdot t_{OG} \text{ [kN/m]}$	0,046	0,052	0,054
$w_{STEG} = w_v \text{ [kN/m}^2\text{]}$	2,720	2,721	2,720
$W_{UG} = w_v \cdot t_{UG} \text{ [kN/m]}$	0,049	0,060	0,073

Die Windlast auf den Randbalken und die Lärmschutzwand wird auf eine horizontale Ersatzlast und ein Moment infolge der Lastexzentrizität aufgeteilt und auf die Stahlbetonplatte angesetzt [1].

3 Lastaufstellung

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$W_{STB,2} = w_v \cdot h_1$ [kN/m]	7,7	7,7	7,7
$W_{STB,R} = W_{STB,1} + W_{STB,2}$ [kN/m]	8,3	8,5	8,7
$M_{h_1} = W_{STB,2} \cdot \left(\frac{h_1}{2} + \frac{d_{STB}}{2} \right)$ [kNm/m]	11,9	12,1	12,2

Die auf die Höhe h_2 wirkende Flächenlast wird in eine Horizontalkomponente und ein vertikal wirkendes Kräftepaar aufgeteilt [1].

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$W_{STB,M} = w_v \cdot h_2$	5,3	5,3	5,3
$V_{h_2} = \pm \left[W_{STB,M} \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1 + \frac{d_{STB}}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{b_S}$	14,5	14,5	14,6

Das Kräftepaar kann auch als Flächenmoment, bezogen auf die Stahlbetonoberkante, angesetzt werden. Dabei wird nur der Fall Nennschotterhöhe betrachtet (der Fehler ist vernachlässigbar klein). Das errechnete Flächenmoment ist für alle Brücken gleich groß.

$$m_{h_2} = \left[W_{STB,M} \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1 \right) \right] \cdot \frac{1}{b_{Nenn}} = \left[5,288 \cdot \left(\frac{1,944}{2} + 2,839 \right) \right] \cdot \frac{1}{2,77}$$

$$= 7,3 \text{ kNm/m}^2$$

Die Horizontalkraft, bezogen auf die Lastausbreitungsfläche von Schwellen und Schotterbett, beträgt für den Fall Nennschotterhöhe an der Stahlbeton-Oberkante:

$$w_{STB,M} = W_{STB,M} \cdot \frac{1}{b_{Nenn}} = 5,288 \cdot \frac{1}{2,77} = 1,9 \text{ kN/m}^2$$

3.7 Zeitabhängige Belastung

3.7.1 Kriechen

Ein Betonquerschnitt unter ständiger Belastung erfährt zusätzlich zu den elastischen Verformungen eine zeitabhängige plastische Dehnung des Querschnitts infolge Kriechens. Dieses Phänomen wird über die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ abgebildet. Dieser Beiwert ist dimensionslos und erfasst viele Einflüsse, welche das Kriechverhalten des Betons bestimmen, wie z.B. den Zeitpunkt der Erstbelastung, die Betondruckfestigkeit und die Umgebungsbedingungen.

Die Ermittlung der Kriechzahl erfolgt nach EN 1992-1-1, Anhang B.

Für alle Brücken gültige Vorwerte:

- Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung: $RH = 80\%$
- Tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn: $t_0 = 28 \text{ Tage}$
- Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt: $t = 100 \text{ Jahre} = 36500 \text{ Tage}$
- Mittlere Zylinderdruckfestigkeit C30/37: $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$

3 Lastaufstellung

- $\alpha_{1,2,3}$ Beiwert zu Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,5} = 0,960$$

- $\beta(f_{cm})$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,725$$

- $\beta(t_0)$ Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})}$$

$$\beta(t_0 = 1 \text{ d}) = \frac{1}{(0,1 + 1^{0,2})} = 0,909$$

$$\beta(t_0 = 28 \text{ d}) = \frac{1}{(0,1 + 28^{0,2})} = 0,488$$

3 Lastaufstellung

Vom Querschnitt abhängige Vorwerte:

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3	
Gesamtfläche des Betonquerschnitts				
$A_c = b \cdot h [cm]$	14212	16796	19380	
Umfang des Querschnitts, welcher Austrocknung ausgesetzt ist				
	1076	1084	1092	
Wirksame Bauteildicke				
$h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u} [mm]$	264,16	309,89	354,95	
φ_{RH} Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung der relativen Luftfeuchte auf die Grundzahl des Kriechens				
$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$	1,273	1,258	1,246	
φ_o die Grundzahl des Kriechens				
$\varphi_o = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o)$	1,695	1,675	1,659	
β_H Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteilhöhe				
$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_o + 250 \cdot \alpha_3$	826,215	927,699	1027,696	
$\beta_c(t, t_o)$ Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung nach Belastungsbeginn				
$\beta_c(t, t_o) = \left[\frac{(t - t_o)}{(\beta_H + t - t_o)} \right]^{0,3}$	$t_o = 1 \text{ Tag}$	0,9933	0,9925	0,9917
	$t_o = 28 \text{ Tage}$	0,9933	0,9925	0,9917

Damit ergeben sich für die Betonplatten folgende Kriechzahlen:

Kriechzahl $\varphi(t, t_o)$	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$\varphi(t, t_o = 1 \text{ Tag}) = \varphi_o \cdot \beta_c(t, t_o)$	3,133	3,094	3,061
$\varphi(t, t_o = 28 \text{ Tage}) = \varphi_o \cdot \beta_c(t, t_o)$	1,68	1,66	1,65

3.7.2 Schwinden

Schwinden ist ein lastunabhängiger Prozess, bei dem das chemisch ungebundene Wasser aus dem Zementstein austrocknet. Ein Maß für das Schwinden ist die Schwinddehnung ε_{cs} , diese setzt sich aus zwei Komponenten zusammen:

- ε_{cd} ... Trocknungsschwinddehnung des Betons
- ε_{ca} ... autogene Schwinddehnung

Die Ermittlung der Schwinddehnung erfolgt nach EN 1992-1-1,3.1.4

3 Lastaufstellung

Für alle Brücken gültige Vorwerte:

- Relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung: $RH = 80\%$
- $RH_0 = 100\%$
- Nachbehandlungszeit: $t_s = 7 \text{ Tage}$
- Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt: $t = 100 \text{ Jahre} = 36500 \text{ Tage}$
- Mittlere Zylinderdruckfestigkeit C30/37: $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$
- Für Zement der Klasse N: $\alpha_{ds,1} = 4$ und $\alpha_{ds,2} = 0,12$

▪ Trocknungsschwinden des Betons

Die Trocknungsschwinddehnung ist eine Funktion der Migration des Wassers durch den erhärteten Beton und bildet sich nur sehr langsam aus [5].

Der Endwert der Trocknungsdehnung beträgt: $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$.

k_h ist hierbei ein Koeffizient, der von der wirksamen Bauteildicke h_0 abhängt. Dieser Wert wird aus Tabelle 3.3 EN 1992-1-1 für die gegebenen Querschnitte linear interpoliert.

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \text{ [mm]}$	264,16	309,89	354,95
k_h -Werte	0,79	0,75	0,74

Der Grundwert des Trocknungsschwindens wird wie folgt berechnet:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds,1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds,2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 2,69 \cdot 10^{-4}$$

Dabei ist
$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0,7564$$

Die Zeitabhängige Entwicklung der Trocknungsschwinddehnung folgt aus:

$$\varepsilon_{cd(t)} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Dabei ist

$\beta_{ds}(t, t_s)$ ein Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Trocknungsschwinddehnung			
$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$	0,995	0,994	0,993
Somit ergibt sich $\varepsilon_{cd(t)}$	$2,10 \cdot 10^{-4}$	$2,00 \cdot 10^{-4}$	$1,97 \cdot 10^{-4}$

▪ Autogene Schwinddehnung

Die autogene Schwinddehnung bildet sich beim Erhärtungsschwinden des Betons schon in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus [5]. Ihre Berechnung unterliegt folgender Formel und ist unabhängig vom Betonquerschnitt:

3 Lastaufstellung

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 5,0 \cdot 10^{-5}$$

Dabei ist

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5,0 \cdot 10^{-5}$$

und

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) = 1,0$$

Die gesamte Schwinddehnung zum Zeitpunkt $t = 36500$ Tage ist somit

Gesamte Schwinddehnung	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t)$	$2,60 \cdot 10^{-4}$	$2,50 \cdot 10^{-4}$	$2,47 \cdot 10^{-4}$

3.8 Lastfälle in Sofistik

Entsprechend den in der Lastaufstellung ermittelten Werten werden die Einwirkungen als freie Lasten über die graphische Eingabe (Sofiplus-X) auf die Brücke angesetzt. Bei Verkehrs- und Windlasten wird zwischen den für die Bemessung des zu untersuchenden Querschnitts (Feldmitte und Auflagnahe) maßgebenden Laststellungen unterschieden.

3 Lastaufstellung

Ein Überblick der Eingabelastfälle ist in Tabelle 3-13 gegeben.

LF Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
11	Aufbau-Nenn.Schotter	Ausbaulast für den Fall Nennschotterbetthöhe
12	Aufbau-Max.Schotter	Ausbaulast für den Fall maximale Schotterbetthöhe
13	Aufbau-Min.Schotter	Ausbaulast für den Fall minimale Schotterbetthöhe
20	Frischbeton	Lasten im Bauzustand
21	Schalung	
30	Betonhärtung	
31	Ausschalung	
101	Wind_Mitte_Positiv y	maßgebende Laststellungen der Windkräfte
102	Wind_Mitte_Negativ y	
103	Wind_Auflager_Positiv y	
104	Wind_Auflager_Negativ y	
201	Min._LM71_Lager	LM 71 für den Fall minimale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
202	Min._LM71_Mitte	
211	Min._Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß für den Fall minimale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
212	Min._Stoß_Auflager_Positiv	
213	Min._Stoß_Mitte_Negativ	
214	Min._Stoß_Mitte_Positiv	
221	Min._Anf._Auflager_Zug	Anfahren für den Fall minimale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
222	Min._Anf._Auflager_Druck	
223	Min._Anf._Mitte_Zug	
224	Min._Anf._Mitte_Druck	
301	Nenn._LM71_Lager	LM 71 für den Fall Nennschotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
302	Nenn._LM71_Mitte	
311	Nenn._Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß für den Fall Nennschotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
312	Nenn._Stoß_Auflager_Positiv	
313	Nenn._Stoß_Mitte_Negativ	
314	Nenn._Stoß_Mitte_Positiv	
321	Nenn._Anf._Auflager_Zug	Anfahren für den Fall Nennschotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
322	Nenn._Anf._Auflager_Druck	
323	Nenn._Anf._Mitte_Zug	
324	Nenn._Anf._Mitte_Druck	
401	Max._LM71_Anfang	LM 71 für den Fall maximale Schotterbetthöhe,

3 Lastaufstellung

402	Max._LM71_Mitte	diverse untersuchte Laststellungen
403	Max._LM71_L/4	
404	Max._LM71_3L/4	
405	Max._LM71_Ende	
411	Max._Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß für den Fall maximale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
412	Max._Stoß_Auflager_Positiv	
413	Max._Stoß_Mitte_Negativ	
414	Max._Stoß_Mitte_Positiv	
421	Max._Anf._Auflager_Zug	Anfahren für den Fall maximale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen
422	Max._Anf._Auflager_Druck	
423	Max._Anf._Mitte_Zug	
424	Max._Anf._Mitte_Druck	
501	Max._LM71_Anfang_FLS	LM 71 für den Fall maximale Schotterbetthöhe, ohne Exzentrizität e_1 (FLS)
502	Max._LM71_L/4_FLS	
503	Max._LM71_Mitte_FLS	
504	Max._LM71_3L/4_FLS	
505	Max._LM71_Ende_FLS	
506	Min._LM71_Anfang_FLS	

Tabelle 3-13: Eingabelastfälle in Sofistik

4 Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Hinweis: Dieses Kapitel soll einen Überblick über die in dieser Arbeit geführten Nachweise, die zugehörigen Lastkombinationen und die darin auftretenden Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte geben. Für eine ausführliche Behandlung der Grenzzustände wird auf [1] verwiesen.

4.1 Grenzzustände

4.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Tragfähigkeitsnachweis muss sowohl für den Bauzustand als auch für den Endzustand erfüllt sein.

Damit liegen für die Nachweisführung zwei Systeme vor:

1. Vor Verbund: Reine Stahlkonstruktion nach EN1993
2. Nach Verbund: Verbundkonstruktion nach EN1994

Beim System Nach Verbund ist eine Unterscheidung zwischen Kurzzeit- und Langzeiteinwirkungen erforderlich.

Es wird nur der Grenzzustand des Versagens kritischer Querschnittsfasern infolge Überschreitens der zulässigen Festigkeit untersucht. Zu diesem Zweck wird nach folgender Bemessungskombination überlagert:

- Bemessungskombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

4.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Folgende Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden untersucht:

- Begrenzung der Verformungen
- Spannungsbegrenzung im Stahl
- Spannungsbegrenzung im Beton

Zu diesem Zweck wird nach folgenden Einwirkungskombinationen überlagert:

- Charakteristische Einwirkungskombination:

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

4 Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

- Häufige Einwirkungskombination:

$$E_{d,frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- Quasiständig auftretende Einwirkungskombination:

$$E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

4.1.2.1 Begrenzung der Verformungen

Für die untersuchten Brücken werden die folgenden Verformungsnachweise untersucht und geführt:

4.1.2.1.1 Vertikale Verformung des Überbaus

Die maximale Durchbiegung infolge LM71, vergrößert mit $\alpha = 1,21$ und $\phi_2 = 1,00$, darf den Wert $L/600$ an keiner Stelle überschreiten. EN0-A1,A.2.4.4.2.3 (1)

4.1.2.1.2 Querverformung des Überbaus

Die Querverformung ist für die charakteristische Lastkombination mit LM71, multipliziert mit $\alpha = 1,21$ und $\phi_2 = 1,375$, sowie für Seitenstoß und Wind zu ermitteln. Für eine Brücke als Einfeldträger mit $V = 160 \text{ km/h}$ ist die größte zulässige Änderung des Krümmungsradius mit $r_2 = 6000 \text{ m}$ definiert. Die maximale zulässige horizontale Rotation beträgt $\alpha_2 = 0,002$. EN0-A1,A.2.4.4.2.4/ EN 0-A1, Tab. A2.8

4.1.2.1.3 Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort

Der Reisekomfort ist von den vertikalen Beschleunigungen b_v , welche in einem Fahrzeug bei der Fahrt über die Brücke und deren Übergangsbereiche auftreten, abhängig. EN0-A1,A.2.4.4.3.1 (1)

Die Brücken sollen der Komfortkategorie „sehr gut“ entsprechen, die maximal zulässige Vertikalbeschleunigung hierfür ist $1,0 \text{ m/s}^2$.

Um diesen Wert einzuhalten muss die vertikale Verformung auf einen bestimmten Wert L/δ begrenzt werden. Für eine Brücke aus einem Einfeldträger ist der Wert mit $0,7$ zu multiplizieren und auf 600 begrenzt.

Die vertikale Verformung ist für den LM71, multipliziert mit $\phi_2 > 1,0$ und $\alpha = 1,0$ zu ermitteln. EN0-A1,A.2.4.4.3.2 (2)

4.1.2.2 Begrenzung der Spannungen

4.1.2.2.1 Begrenzung der Stahlspannungen

Unter der charakteristischen Lastkombination dürfen die Normal-, Schub- sowie Vergleichsspannungen folgende Werte nicht überschreiten:

$$\begin{aligned}\sigma_{Ed,ser} &\leq f_y/\gamma_{M,ser} = 355 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{Ed,ser} &\leq f_y/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser}) = 205 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{v,Ed,ser} &\leq f_y/\gamma_{M,ser} = 355 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

4 Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

4.1.2.2.2 Begrenzung der Betonspannungen

Die Druckspannungen im Beton werden auf festgelegte Werte begrenzt, um Längsrisse, Mikrorisse und übermäßiges Kriechen zu vermeiden. EN 2-1-1,7.2.1

- Unter charakteristischer Lastkombination ist folgende Spannung nicht zu überschreiten:

$$\sigma_{c,k} \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

- Unter quasi-ständiger Lastkombination ist folgende Spannung nicht zu überschreiten:

$$\sigma_{c,k} \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ N/mm}^2$$

4.1.2.2.3 Begrenzung der Spannungsdifferenzen

Unter den häufigen Lastkombinationen darf die maximale Spannungsdifferenz im Stahl den 1,5-fachen Wert der Fließgrenze nicht überschreiten ($\Delta\sigma \leq 1,5 \cdot f_y$) EN 3-2, 7.3 (3)

4.1.3 Ermüdungssicherheit

4.1.3.1 Allgemeines

Eisenbahnbrücken unterliegen einem wiederholten Spannungswechsel, es ist daher der Nachweis gegen Ermüdung zu führen. EN 4-1-1,6.8.1.1

Der Nachweis ist für die Bemessungsliebendauer der Brücke zu führen, die Schnittgrößen werden elastisch ermittelt. EN 4-1-1,6.8.4.(1)

Vertikale Verkehrslasten sind ohne Lastbeiwert α und einschließlich des dynamischen Beiwerts ϕ_2 zu berücksichtigen. Seitenstoß, Anfahr- und Bremskräfte können beim Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden. EN 1-2,6.9.(2)/(9)

Die Exzentrizität der Vertikallasten muss nicht berücksichtigt werden. EN 1-2, 6.3.5 (1)

Die Abweichung der Gleislage e_2 (100 mm zu jeder Seite der geplanten Achse) ist beim Ermüdungsnachweis anzusetzen. ÖN B 1-2, 4.2.7 (1)

Ermüdungsfestigkeiten und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbauteile sind in der EN 1993-1-9, Abschnitt 7, geregelt, jene für die Betonbauteile sind in EN 1992-1-1,6.8.5 zu finden.

Hinweis: Der Ermüdungsnachweis wird für den Stahlträger sowohl für die Längsspannungen σ_x als auch für die Querbiegespannungen σ_y geführt. Für den Ermüdungsnachweis der Betonplatte wird nur die Haupttragwirkung betrachtet.

4.1.3.2 Ermüdungsnachweis Baustahl

Der Ermüdungsnachweis für Baustahl wird nach EN1991-2 Anhang D und EN 3-2, 9.5 geführt.

Es wird nachgewiesen, dass:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

4 Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

γ_{Ff} Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungslasten $\gamma_{Ff} = 1,0$

λ Beiwert des Schadensäquivalents für Ermüdung, der den Verkehr auf der Brücke und die lichte Weite des betrachteten Bauteils berücksichtigt

Schadensäquivalenzfaktor λ_H in Haupttragrichtung

$$\lambda_H = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

$\lambda_{1,H}$ Spannweitenbeiwert: berücksichtigt Typ der Einflusslinie, Spannweite und Verkehrstyp ÖN B 3-2,4.8.4.2

$$\lambda_{1,H} = 0,68 \text{ für Schienenverkehr mit 25-t-Achsen und } L = 20 \text{ m}$$

$$\lambda_{1,H} = 0,64 \text{ für Schienenverkehr mit 25-t-Achsen und } L = 30 \text{ m}$$

$$\lambda_{1,H} = 0,65 \text{ für Schienenverkehr mit 25-t-Achsen und } L = 40 \text{ m}$$

λ_2 Verkehrsstärkenbeiwert: Größe des Verkehrsaufkommens. EN 3-2, Tab. 9.5

λ_3 Nutzungsdauerbeiwert: gegenüber dem Grundfall 100 Jahre. EN 3-2, Tab. 9.6

λ_4 Spurbeiwert: Einfluss ein allfälligen Mehrgleisigkeit EN 3-2, Tab. 9.7

$\lambda_{max} = 1,40$ EN 3-2, 9.5.3 (9)

Somit ist: $\lambda_{H,B1} = 0,68 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,68} < 1,40$

$$\lambda_{H,B2} = 0,64 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,64} < 1,40$$

$$\lambda_{H,B3} = 0,65 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,65} < 1,40$$

Φ_2 dynamischer Beiwert Φ_2

$\Delta\sigma_{71}$ Spannungsschwingbreite aufgrund von Lastmodell 71, ohne α an der ungünstigsten Stelle.

$\Delta\sigma_c$ Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel.

γ_{Mf} Teilsicherheitsbeiwert für Ermüdungsfestigkeit $\gamma_{Mf} = 1,15$

4.1.3.3 Ermüdungsnachweis Beton

Bei Eisenbahnbrücken darf ein vereinfachtes Näherungsverfahren mit Korrekturbeiwerten λ verwendet werden. EN 2-2,6.8.7 (101)

Der Ermüdungsnachweis für Beton wird nach EN1992-2 Anhang NN 3.2 geführt.

Ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung für Beton unter Druck ist gegeben, wenn folgende Bedingung erfüllt ist:

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

Dabei ist

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

$f_{cd,fat}$ der Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons, er wird wie folgt bestimmt:

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc(t_0)} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 14,84 \text{ N/mm}^2$$

4 Grenzzustände, Lastkombinationen, Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Dabei ist

k_1 der empfohlene Wert ist 0,85

$\beta_{cc(t_0)}$ der Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung, er ist gleich 0,99

t_0 der Zeitpunkt der ersten zyklischen Belastung, 28 Tage

$\sigma_{cd,min,equ}, \sigma_{cd,max,equ}$: die unteren und oberen Spannungen des schädigungsäquivalenten Spektrums der Spannungen mit einer Anzahl von $N = 10^6$ Lastzyklen. Diese sind wie folgt zu berechnen:

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

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

Dabei ist

$\sigma_{c,perm}$ Betondruckspannung infolge permanenter Einwirkung

$\sigma_{c,max,71}$ maximale Betondruckspannung infolge LM71 mit dem dynamischen Beiwert ϕ

$\sigma_{c,min,71}$ minimale Betondruckspannung infolge LM71 mit dem dynamischen Beiwert ϕ

λ_c ein Korrekturbeiwert für die Berechnung der oberen und unteren Spannungen des schädigungsäquivalenten Spektrums der Spannungen aus den Spannungen infolge des Lastmodells 71

Der Korrekturbeiwert λ_c berücksichtigt die Dauerspannung, die Stützweite, das jährliche Verkehrsaufkommen, die Lebensdauer und die Gleisanzahl.

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

- $\lambda_{c,0}$ berücksichtigt den Einfluss der Dauerspannungen EN 2-2, NN.3.2

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \cdot \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \approx 1,0$$

- $\lambda_{c,1}$ Funktion der kritischen Länge der Einflusslinie und des Verkehrs. Für normalen Mischverkehr und einer Brückenlänge $L \geq 20$ m gegeben zu 0,75 EN 2-2, Tab NN.3

- $\lambda_{c,1}$ Funktion der kritischen Länge der Einflusslinie und des Verkehrs. Für normalen Mischverkehr und einer Brückenlänge $L \geq 20$ m gegeben zu 0,75 EN 2-2, Tab NN.3

- $\lambda_{c,2,3}$ berücksichtigt den Einfluss des jährlichen Verkehrsaufkommens Vol und der Lebensdauer der Brücke N_{Jahre} :

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \cdot \log \left[\frac{N_{Jahre}}{100} \right] = 1,0$$

- $\lambda_{c,4}$ Auswirkung der Mehrgleisigkeit $\lambda_{c,4} = 1,0$ EN 2-2, NN.3.2

Somit ist: $\lambda_c = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = \mathbf{0,75}$

Die Nachweisform kann auch in folgender Gleichung umgeschrieben werden:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1$$

4.2 Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Werkstoffeigenschaften sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Werkstoff	Teilsicherheitsbeiwert
Baustahl	$\gamma_{M0} = 1,0$
	$\gamma_{M2} = 1,25$
Beton	$\gamma_c = 1,5$

Tabelle 4-1: Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände

4.3 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen

Tabelle A 2.4(B) EN1990 wird auf die gegebenen Verhältnisse zusammengefasst und ergibt folgende Teilsicherheitsbeiwerte:

Art der Einwirkung	Teilsicherheitsbeiwert
Ständige Einwirkung (Eigengewicht, Ausbaulast)	
Ungünstig	$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
Günstig	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
Verkehrslast (Lastgruppen 11 bis 15, siehe 3.5)	
Ungünstig	$\gamma_Q = 1,45$
Günstig	$\gamma_Q = 0$
Wind	
Ungünstig	$\gamma_Q = 1,50$
Günstig	$\gamma_Q = 0$

Tabelle 4-2: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkung nach EN 1990, Tabelle A 2.4(B)

4.4 Kombinationsbeiwerte

Einwirkungen		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Komponente der Verkehrseinwirkung ^a	LM 71	0,8	0,8	1,0 (0)
	Anfahr- und Bremskräfte Interaktionskräfte infolge von Verformungen unter vertikalen Verkehrslasten	Für einzelne Komponenten der mehrkomponentigen Verkehrseinwirkung, die an Stelle von Lastgruppen als Leiteinwirkung verwendet werden, sollten die ψ -Faktoren verwendet werden, die für die zugehörigen vertikalen Lasten empfohlen werden.		
	Seitenstoß	1,0	0,8	0
Einwirkung des Hauptverkehrs	gr11 (LM 71)	0,8	0,8	0
	Max. Vertikal 1 mit max. längs			
	gr12 (LM 71)			
	Max. Vertikal 2 mit max. quer			
gr13 (Bremsen/A.)	Max. längs			
gr14 (Seitenstoß)	Max. quer			
Windkräfte ^b	F_{Wk}	0,75	0,5	0
	F_W^{**}	1,0	0	0
Lasten aus Bauausführung	Q_c	1,0		1,0
<p>^a Die kleinste, gleichzeitig mit den einzelnen Verkehrslastkomponenten wirkende, günstige vertikale Last (z. B. Traktion oder Bremsen)</p> <p>^b Wirken Windkräfte gleichzeitig mit Verkehrseinwirkungen, sollte die Windkraft $\psi_0 \cdot F_{Wk}$ nicht größer als F_W^{**} angenommen werden</p>				

Tabelle 4-3: ψ -Faktoren für Eisenbahnbrücken nach EN 1990, Tab. A.2.3 und ÖN B 0-2, 4.1.5

5 Berechnungsmethoden

5.1 Berechnung als Finite Elemente-Modell mit Sofistik

5.1.1 Allgemeine Einstellungen

Die für die Berechnung der Brücken verwendete Software Sofistik setzt sich aus mehreren Modulen zusammen, welche auf eine gemeinsame Datenbasis (.cdb) zugreifen. Mit dem Sofistik Structural Desktop, kurz SSD, ist eine Arbeitsfläche gegeben, die eine gesammelte und strukturierte Anwendung der Module ermöglicht. Für das vorliegende Projekt wird eine graphische Systemeingabe gewählt. Die Berechnung des Tragwerks wird anschließend über das Texteingabeprogramm Teddy mit der Eingabesprache CADINP gesteuert [9].

Im SSD werden folgende Voreinstellungen für die Berechnung getroffen:

- Verwendete Norm: EC1994-2004
- Koordinatensystem: Sofistik
- Tragsystem: 3D Flächentragwerk
- Material: Stahl S 355 und Beton C30/37

Übersicht der in dieser Arbeit verwendeten Programme/Module:

- Zur Erzeugung der Datenbasis:
 - Sofiplus-X: graphische Eingabe des Tragsystems und der Belastung
 - Sofimshc/ Sofimsha: Generierung des FE-Netzes
 - Sofiloat: Lastgenerator für Finite Elemente
- zur Berechnung der Daten:
 - CSM - Bauphasen Manager
 - Maxima - Überlagerungsprogramm
 - ASE - Finite Elemente Berechnung
 - SIR - Schnittgrößen Ermittlung
- Zur Ausgabe der Ergebnisse
 - Animator, Ursula und WinGraf

5.1.2 Modellierung der Tragstruktur

Zur besseren Übersichtlichkeit im Modell und leichter Darstellung der Ergebnisse wurde jeder Querschnittsteil einer Gruppe zugewiesen. Die Zuweisung ist Tabelle 5-1 zu entnehmen.

5 Berechnungsmethoden

Querschnittsteil	Gruppe	Material
Untergurt	1	S 355
Stege	2	S 355
Obergurte	3	S 355
Querschotten	4	S 355
Auflagersteifen	5	S 355
Querträger-Obergurt	6	S 355
Ortbetonplatte	7	C 30/37
Kopplung	0	-

Tabelle 5-1: Definition der Gruppen und Material der Querschnittsteile

Die Gruppeneinteilung wird in weiterer Folge für die Definition der Bauabschnitte und zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens benötigt.

Aufgrund der unsymmetrischen Verkehrs- und Windbelastungen wurde auf eine Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften des Querschnitts bei der Modellierung verzichtet. Der Regelquerschnitt wird auf einfache, ebene Strukturflächen reduziert (Abbildung 5-1).

Die Strukturflächen sind auf eine frei wählbare Bezugslinie reduziert (Schwerlinie, Ober- oder Unterkante der Elemente). Dieser Linie werden Dicke, Material und Gruppe zugewiesen (in Abbildung 5-1 sind die Bezugslinien rot dargestellt).

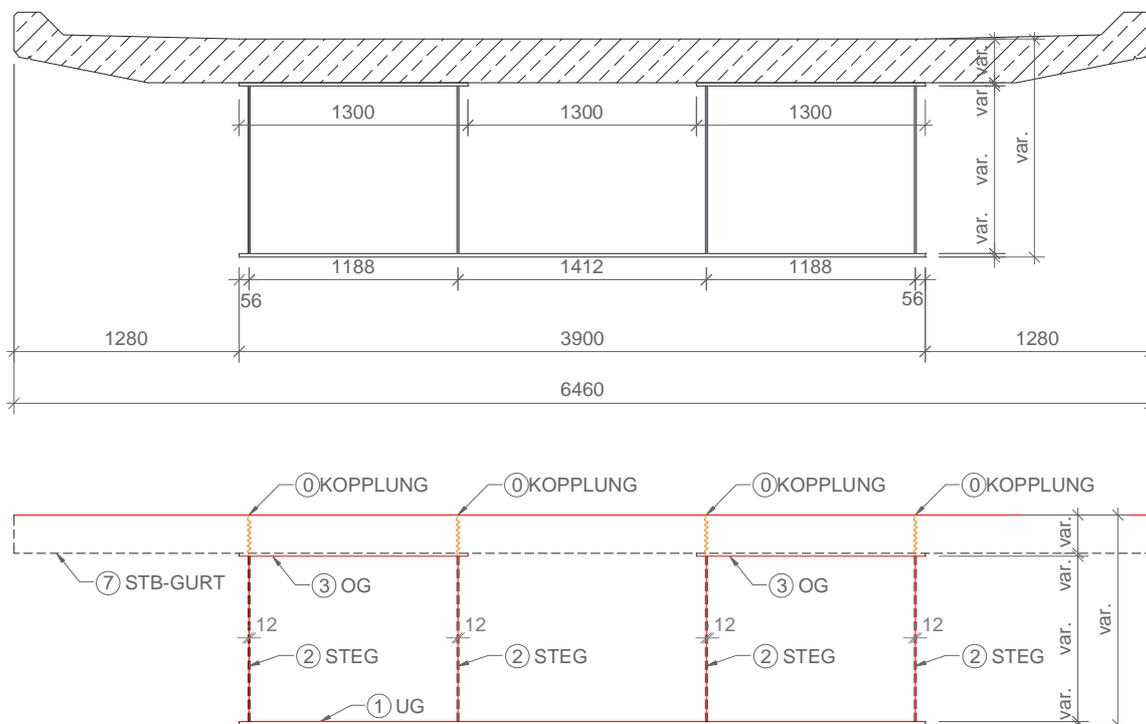


Abbildung 5-1: Allgemeiner Brückenquerschnitt und Modell für die Finite Elemente Berechnung der Brücken inklusive Bezeichnung der Strukturelemente und den zugewiesenen Gruppen.

Das lokale Koordinatensystem der Elemente ist so festgelegt, dass die z-Achse normal auf die Flächenebene steht. Es ist besonders drauf zu achten, dass alle Elemente gleich

orientiert sind, um eine einheitliche Ergebnisdarstellung zu erhalten und mögliche Fehlinterpretationen zu vermeiden.

Strukturelemente, deren Bezugslinien sich schneiden, werden vom Netzgenerierungsprogramm *Sofimsha* automatisch miteinander verbunden. Damit ist es relativ einfach den Stahlquerschnitt zu modellieren. Problematisch gestaltet sich die Modellierung der Verbundfuge, da sich die Bezugslinien der Stahlobergurte und der Ort betonplatte nicht schneiden. Zu diesem Zweck wurden zwei Möglichkeiten untersucht um die bestmögliche Abbildung der Verbundfuge zu erhalten:

- Modellierung der Kopfbolzendübel als stehende Plattenstreifen.
- Abbildung der Verbundfuge über eine starre Kopplung von Betonplatte und Obergurten des Stahlquerschnittes.

Für die Modellierung als stehende Plattenstreifen wird oberhalb der vier Stege jeweils ein vertikales Flächenelement, das sich von der Bezugslinie der Stahlobergurte bis zur Bezugslinie der Ort betonplatte erstreckt, eingeführt. Infolgedessen schneiden sich die Bezugslinien und werden automatisch steif miteinander verbunden. Ein Nachteil dieser Modellierung ist die dadurch bedingte Änderung der Querschnittswerte und des Eigengewichts der Konstruktion.

Die zweite Möglichkeit ist eine Verbindung von Betonplatte und Stahlobergurt über die Funktion „*Kopplung zwischen Strukturlinien*“. In der Bezugsebene der Platte und des Stahlobergurtes werden Strukturlinien gezeichnet und diese dann mit Kopplungen verbunden. Dadurch sind die Flächen über die gesamte Länge des Tragwerkes schubsteif miteinander verbunden.

Eine Untersuchung der Spannungsergebnisse und der Verformungen für einen fiktiven Lastfall 10kN/m^2 haben gezeigt, dass die Abbildung über die Linienkopplungen die besseren Ergebnisse liefert, insbesondere bei Berücksichtigung der Baugeschichte.

Die Auflagerbedingungen wurden als punktuelle Festhaltungen des Untergutes nach dem Lagerschema definiert.

5.1.3 FE-Netz

Die Diskretisierung des Systems erfolgt über sogenannte QUAD-Elemente. Dies sind quadratische Finite Elemente mit, soweit möglich, gleichen Seitenlängen. QUAD-Elemente können sowohl Normalspannungen als auch Schubspannungen aufnehmen. Im Allgemeinen gilt: je feiner das Netz, desto mehr nähern sich die Ergebnisse der exakten Lösung an. Um aber die Rechenzeit in einem vertretbaren Rahmen zu halten sind die maximalen Seitenlängen der Elemente bei jeder Brücke mit der Dicke der Betonplatte festgelegt worden. Diese ist beispielsweise für die Brücke B1 mit 22 cm gegeben. Die Netzgenerierung erfolgt automatisch mit dem Programm *Sofimsha*.

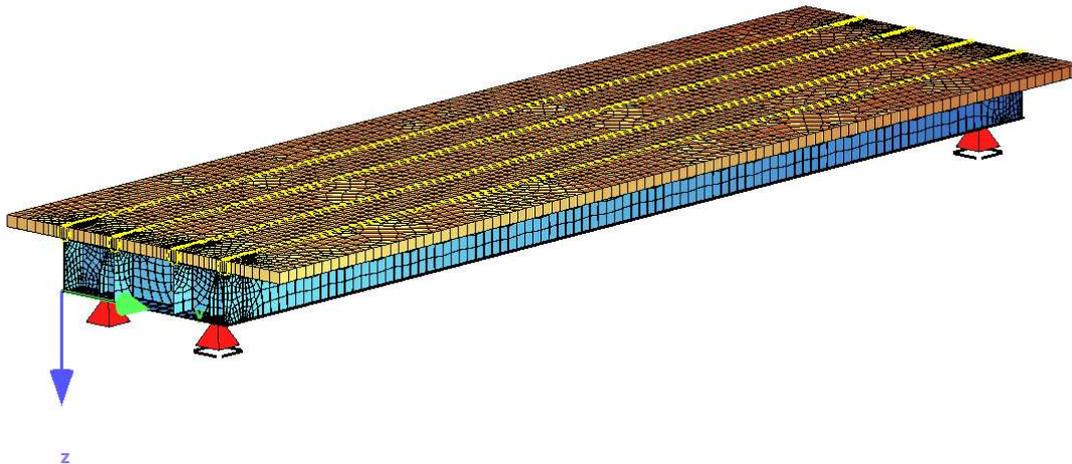


Abbildung 5-2: Darstellung des FE-Netzes der Brücke B1

5.1.4 Baugeschichte und Langzeitverhalten des Betons

5.1.4.1 CSM- Construction State Manager

Die Baugeschichte sowie Einflüsse aus Kriechen und Schwinden lassen sich in Sofistik mit dem Programm CSM (*Construction stage manager*) über drei Steuerungstabellen gut eingeben und berechnen. Als erster Schritt werden in der Bauphasentabelle die Bauabschnitte definiert. Die Nummerierung in 10.- Schritten hatte den Hintergedanken, im Falle von Zwischenschritten diese problemlos nachzutragen. Der letzte Bauabschnitt stellt die Kriech- und Schwindentwicklung in 100 Jahren dar, und wird deshalb mit der Nummer 240 von den restlichen Bauphasen abgehoben.

Jeder Querschnittsteil wurde von Anfang an einer Gruppe zugewiesen. Über die Gruppentabelle werden diese Gruppen bestimmten Bauabschnitten zugeordnet. Damit kann gesteuert werden wann ein Querschnittsteil beispielsweise aktiviert wird oder seine Eigenschaften ändert.

Analog zu den Gruppen werden auch Lasten über eine Lasttabelle den Bauabschnitten zugewiesen.

Nachstehende Tabelle fasst die Bauabschnitte und die darin wirkenden Gruppen zusammen. Im Anhang kann der genaue CSM-Code nachgelesen werden.

Bauabschnitt	Bezeichnung	Aktivierte Gruppe
BA 110	Stahlkonstruktion alleine	1,2,3,4,5,6
BA 120	Schalung und Frischbeton	1,2,3,4,5,6
BA 130	Betonaushärtung	0,1,2,3,4,5,6,7
BA 140	Ausbaulasten (maximale Schotterbetthöhe)	0,1,2,3,4,5,6,7
BA 240	Kriechen und Schwinden	0,1,2,3,4,5,6,7

Tabelle 5-2: In CSM definierte Bauabschnitte und darin wirkende Gruppen

Nach der Berechnung vom CSM werden von Sofistik Gesamtlastfälle erzeugt, die automatisch eine 4000-er Nummerierung erhalten und in der cdb-Datenbank abgespeichert sind. Über das Teddy-Modul können diese Lastfälle kontrolliert und gegebenenfalls editiert werden.

5 Berechnungsmethoden

Jeder dieser Lastfälle entspricht einem Bauabschnitt. Damit enthält er nur Lasten, die zur entsprechenden Bauphase gehören und wirkt nur auf die darin aktivierten Gruppen.

Die Gesamtlastfälle bauen aufeinander auf, man erhält beispielsweise nach Ende der Bauphase BA140 die Gesamtspannungen unter ständiger Belastung zum Zeitpunkt $t=0$.

Als Kontrolle der Ergebnisse bieten sich die Differenzlastfälle, welche die relativen Spannungen und Verschiebungen zwischen den 4000-er Lastfällen enthalten, an. Diese werden von Sofistik ebenfalls automatisch erstellt und in 5000-er Nummern abgespeichert.

Hinweis zur Modellierung: Die Stahlkonstruktion befindet sich zum Zeitpunkt der Aktivierung der Betonplatte in der verformten Lage. Der Beton ist aber zum gleichen Zeitpunkt noch unbelastet und daher auch vom Programm als horizontale Platte eingefügt. Ab der Herstellung des Verbundquerschnitts wirken und verformen sich Stahl und Beton erwartungsgemäß gemeinsam. Jedoch bleibt ein Spalt zwischen den zwei Querschnittsteilen resultierend aus der Vorverformung des Stahlquerschnitts. Dieser Effekt stellt sich lediglich bei der Verformungsdarstellung ein, auf die Spannungsverteilung im Verbundquerschnitt hat dies keinerlei Einfluss. Um diesen Effekt zu umgehen wurde wie folgt vorgegangen:

- Der Stahlkonstruktion wurde eine negative Vorverformung infolge Frischbetons und Schalung eingeprägt (LF4001).
- Die Spannungen werden zu Null gesetzt (LF4002).
- Schalung und Frischbeton wirken auf einen vorverformten, spannungslosen Stahlquerschnitt (LF4120).

Somit sind Stahl- und Betonteil zum Zeitpunkt der Verbundherstellung beide in einer horizontalen Lage.

Es handelt sich hierbei um eine reine Modellierung und entspricht nicht dem tatsächlichen Herstellungsverfahren. Beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis muss die Vorverformung aus LF4001 zu den Durchbiegungen der folgenden Lastfälle hinzu addiert werden.

5.1.4.2 Kriechen und Schwinden

Für die Berechnung der Kriech- und Schwindeinflüsse gibt es im ASE zwei Verfahren:

- Vereinfachtes Verfahren

Über die Eingabe von Kriechzahl und Gesamtschwindmaß werden die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden in einem Schritt wie folgt berechnet [7]:

- Der E-Modul des Betons wird mit $E = \frac{E_0}{(1 + \varphi(t, t_0))}$ reduziert
- Dem Beton wird eine Vordehnung von $\varepsilon_{cs(t)}$ eingeprägt

- Komplexe Berechnung durch Aufsetzen auf einen Primärlastfall

Das Gesamtkriechen wird in n Kriechintervalle geteilt, die in n Lastfällen berechnet werden. Diese Lastfälle werden automatisch generiert. Die während einer Kriechstufe konstant angenommenen Spannungen des Primärlastfalls oder der letzten Kriechstufe

5 Berechnungsmethoden

werden in Dehnungen umgerechnet. Diese Dehnungen werden bei Betonelementen mit dem Relaxationsbeiwert und der Teilkriechzahl multipliziert und als Last angesetzt [7].

Bei der gegenständlichen Berechnung wurde das komplexe Verfahren mit 10 Kriechstufen gewählt. Die 10 Lastfälle werden auf den Primärlastfall „maximale Schotterhöhe zum Zeitpunkt $t=0$ “ aufgesetzt, da nur dieser für die nachfolgenden Untersuchungen maßgebend ist. Für die Nachweisführung ist nur die letzte Kriechstufe (entspricht Lastfall Nr. 4249) von Bedeutung. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0 = 28 \text{ Tage})$ und die Schwinddehnung $\varepsilon_{cs(t)}$ werden gemäß den in Kapitel 3.7.1 bzw. 3.7.2 ermittelten Werten eingegeben.

Berechnungsgrundlage für die im Programm verwendeten Ansätze zur Erfassung von Betonkriechen und Schwinden ist das zeitabhängige Spannungs-Dehnungs-Gesetz nach Trost.

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{cs,t} + \frac{\sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_{c,t} - \sigma_{c,0}}{E_{c,0}} \cdot [1 + \rho \cdot \varphi(t, t_0)]$$

ρ ist der Relaxationsbeiwert und berücksichtigt das mit zunehmendem Alter verminderte Kriechvermögen des Betons und die zeitliche Entwicklung des E-Moduls.

Bei der gewählten Lagerung ruft der primäre Eigenspannungszustand keine Gesamtschnittgrößen am Querschnitt hervor. Eine Kontrolle der Auflagerkräfte infolge LF 4240- 4249 bestätigt dies.

5.1.4.3 Gesamtlastfälle

Aus der Baugeschichte und der Kriech- und Schwindberechnung ergeben sich folgende Gesamtlastfälle, welche bei der späteren Nachweisführung verwendet werden.

LF Nr.	Bezeichnung	System
4001	Vorverformter Stahlhohlkasten	Stahlquerschnitt
4002	Spannungsfreier Stahlhohlkasten	
4110	Stahlhohlkasten in Endlage	
4120	Schalung und Frischbeton	
4130	Erhärten Beton-Verbundquerschnitt	Verbundquerschnitt
4140	Ausbaulast- Maximale Schotterbetthöhe	t=0
4240-4249	Ausbaulast- Maximale Schotterbetthöhe + Kriechen und Schwinden	Verbundquerschnitt t=unendlich

Tabelle 5-3: Charakteristische Gesamtlastfälle

5.1.5 Überlagerungsprogramm MAXIMA

Mit dem Programm MAXIMA können Extremwerte der Schnittgrößen, Spannungen, Verformungen oder Auflagerkräfte gefunden werden [8]. Die angewendeten Überlagerungsvorschriften, Teilsicherheitsbeiwerte γ_i sowie Kombinationsbeiwerte ψ_i sind dabei über die am Beginn der Bearbeitung gewählte Norm definiert.

5 Berechnungsmethoden

Die Überlagerung erfolgt getrennt für jedes Element bzw. jeden Knoten im Modell und ist in der Datenbank gespeichert. Eine Ausgabe der ausgewählten Elemente ist allerdings möglich.

Jeder im Sofiplus-X definierte Lastfall wurde im Lastfallmanager einer Einwirkung zugeordnet (siehe Tabelle 5-4). Diese Einwirkungen sind nach ihrer Art mit Kombinationsbeiwerten behaftet. Maxima überlagert diese Einwirkungen miteinander und die Lastfälle erhalten dann in der Kombination die entsprechenden Beiwerte. Es wird jeweils die ungünstigste veränderliche Last gesucht und als Leiteinwirkung in der Kombination eingesetzt, die restlichen veränderlichen Lasten werden als Folgeeinwirkung hinzugefügt.

Da beim vorliegenden Tragsystem nur Lastfälle, die auf der Brücke mit der maximalen Schotterbetthöhe angesetzt worden sind, maximale Spannungen hervorrufen, werden in den Überlagerungen nur diese berücksichtigt. Damit ist es auch einfacher die erstellten Kombinationen nachzuvollziehen. Als ständige Last dient immer die letzte Kriechstufe unter maximaler Schotterbetthöhe (LF 4249).

EW	Bezeichnung	Einteilung	Überlagerung
G	Eigengewicht	Ständig	PERM immer
G_1	Lasten während der Bauausführung	Ständig	PERM immer
G_2	Ausbaulasten	Ständig	PERM immer
L	Verkehrslasten- LM 71	Veränderlich	EXCL sich ausschließend innerhalb der Kategorie
Q	Verkehrslasten- Seitenstoß	Veränderlich	EXCL sich ausschließend innerhalb der Kategorie
S	Verkehrslasten- Anfahren	Veränderlich	EXCL sich ausschließend innerhalb der Kategorie
W	Wind	Veränderlich	EXCL sich ausschließend innerhalb der Kategorie

Tabelle 5-4: Übersicht der definierten Einwirkungen und deren Überlagerungsvorschrift

Die Eingabe in Maxima erfolgt in der CADINP Eingabesprache. Zuerst wird eine Kombinationsvorschrift definiert und anschließend die Einwirkungen bestimmt welche in der Kombination enthalten sein müssen. Gegebenenfalls können hier noch Faktoren oder Beiwerte verändert werden. Damit ist eine Überlagerung mit den Lastgruppen (Tabelle 3-8) möglich. Zum Schluss wird die Überlagerungsgröße bestimmt, diese ist vom Elementtyp abhängig.

Um die maximalen Normalspannungen infolge Biegung zu erhalten, wurde nach den maximalen Spannungen in x-Richtung an Ober- und Unterseite der Elemente überlagert. Die resultierende Kombination entspricht auch jener, welche aus einer Überlagerung nach m_{xx} bzw. nach Durchbiegung u_z entsteht. Um die maximalen Schubspannungen zu erhalten wird nach der Auflagerkraft P_z überlagert. Eine Maximierung nach den Vergleichsspannungen ist mit dem Programm nicht möglich.

Der von Maxima erzeugte Lastfall ist als eine Adresse in der Datenbank zu verstehen, wo sämtliche Kombinationen, welche die Kombinationsvorschrift erfüllen, gespeichert sind. Die grafische Darstellung der Ergebnisse stellt eine Umhüllende der Überlagerungsgröße dar. Um die zu einer bestimmten Lastkombination zugehörigen Schnittgrößen auszugeben, wird in Ursula (Ergebnisdatei) die Kombination ausgelesen, als neuer Lastfall in ASE definiert und berechnet. Für den neuen Lastfall wurde, zwecks

besserer Übersicht, folgende Nummerierung gewählt: „Alte Nummer“ (aus Maxima)+1000. Beispielsweise entspricht LF 8077 dem Kombinationslastfall LF 7077.

5.2 Berechnung als Stabmodell

5.2.1 Allgemeines

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt mittels eines Stabmodells in Sofistik, die Spannungsberechnung mittels programmiertem Excel Sheet. Dieses basiert auf dem Gesamtquerschnittsverfahren, welches im nachfolgenden Abschnitt kurz beschrieben wird.

5.2.2 Voraussetzung der Stabtheorie

- Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese (Ebenbleiben der Querschnitte)
- Starrer Verbund, es kommt zu keinen gegenseitigen Verschiebungen in der Verbundfuge.
- Linear-elastisches Materialverhalten.

5.2.3 Ermittlung der Spannungen nach dem Gesamtquerschnittsverfahren

Die Ermittlung der Spannung beim Stabmodell erfolgt nach dem Gesamtquerschnittsverfahren. Hierbei wird der Verbundquerschnitt in einen steifigkeitsäquivalenten Querschnitt transformiert, indem man alle Elastizitätsmodule auf den Elastizitätsmodul des Stahls bezieht.

Mit dem Gesamtquerschnittsverfahren ist es möglich, durch die Einführung von verschiedenen Reduktionszahlen, den Querschnitt zu jedem Zeitpunkt abzubilden.

Der Einfluss der Wölbkrafttorsion wird in einem ersten Rechenschritt nicht berücksichtigt, da die Berechnung zum Ziel hat den Fehler, der durch diese vereinfachte Rechenmethode entsteht, zu quantifizieren.

Die Berechnungen wurden mittels programmierten Tabellen in Excel durchgeführt, als Kontrolle der Querschnittswerte wurde die Software DUENQ 5.14 der Firma Dlubal verwendet. Mit einer Gegenrechnung mit Sofistik wurden auch die Spannungsergebnisse bestätigt.

5.2.3.1 Querschnittswerte

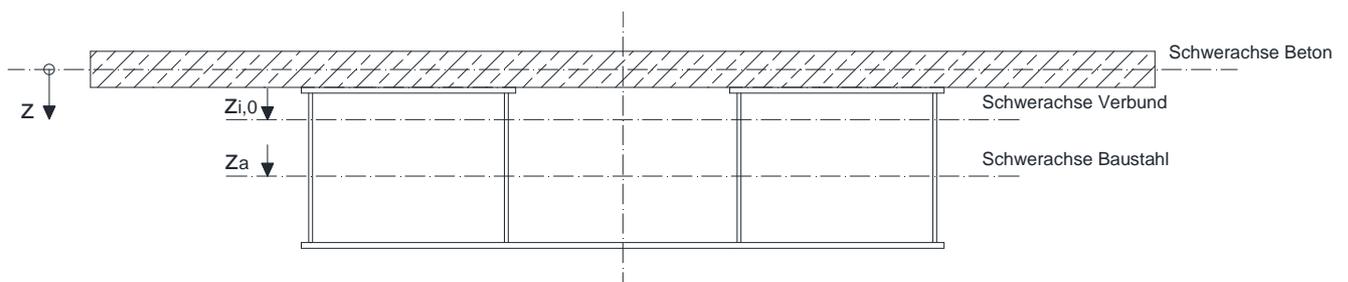


Abbildung 5-3: Ermittlung der Querschnittswerte

5 Berechnungsmethoden

5.2.3.1.1 Bauzustand

Im Bauzustand wirkt nur der Stahlträger mit folgenden Querschnittswerten:

- Querschnittsfläche des Baustahlquerschnittes:

$$A_a = 2 \cdot A_{OG} + 4 \cdot A_{Steg} + A_{UG}$$

- Schwerpunktlage bezogen auf die Schwerachse des Betonplatte:

$$z_a = \frac{\sum_{i=1}^n z_i \cdot A_i}{A_a}$$

- Trägheitsmoment des Stahlquerschnittes:

$$I_a = I_{eig} + \sum_{i=1}^n A_i \cdot z_i^2 - z_a^2 \cdot \sum_{i=1}^n A_i$$

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
A_a [cm ²]	1598,6	2251,4	3511,6
z_a [cm]	67,9	102,2	144,1
$I_{a,y}$ [cm ⁴]	2.902.383	9.150.601	26.344.812

Tabelle 5-5: Querschnittswerte, Bauzustand

5.2.3.1.2 Endzustand

Ab dem Zeitpunkt der Erhärtung des Betons (t=28 Tage) wirkt der Verbundträger mit folgenden Querschnittswerten:

Ideelle Querschnittswerte, Zeitpunkt $t = 0$

- Das Verhältnis der Elastizitätsmoduli, Reduktionszahl

$$n_0 = \frac{E_a}{E_c}$$

- Ideelle Querschnittsfläche

$$A_{i,0} = \frac{A_c}{n_0} + A_a$$

- Ideelle Schwerpunktlage, bezogen auf die Schwerachse der Betonplatte

$$z_{i,0} = \frac{A_a \cdot z_a}{A_{i,0}}$$

- Statisches Moment des Verbundquerschnittes

$$S_{i,0} = z_a \cdot \frac{A_{c,0} \cdot A_a}{A_{i,0}}$$

- Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes

$$I_{i,0} = I_{c,0} + I_a + z_a \cdot S_{i,0}$$

5 Berechnungsmethoden

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$A_{i,0}$ [cm ²]	3.820,8	4.877,7	6.542,0
$z_{i,0}$ [cm]	28,4	47,2	77,4
$S_{i,0}$ [cm ³]	63.141,2	123.863,7	234.442,4
$I_{iy,0}$ [cm ⁴]	7.280.026	21.954.749	60.361.199
$I_{iz,0}$ [cm ⁴]	103.558.960	129.611.180	167.742.170

Tabelle 5-6: Ideelle Querschnittswerte, Zeitpunkt $t = 0$

Querschnittswerte für den Lastfall Kriechen

Als Vereinfachung ist es nach Eurocode 4 erlaubt, ein und dieselbe Reduktionszahl für die Betonfläche und das Trägheitsmoment des Betons zu verwenden [3].

$$n_L = n_{A,L} = n_{I,L} = n_o \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$$

Diese vereinfachte Annahme der Kriechbeiwerte ψ_L wird für die Zwecke dieser Arbeit als ausreichend genau erachtet.

Beanspruchung	Kriechbeiwert ψ_L
Zeitlich konstante Last	1,10
Schwinden	0,55

Tabelle 5-7: Kriechbeiwerte nach Eurocode 4

Die Kriechzahl für zeitlich konstante Einwirkung $t_0 = 28$ Tage ist in 3.7.1 ermittelt worden und beträgt für die drei Brücken folgende Werte:

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$	1,683	1,662	1,645

Es ergeben sich somit für das Kriechen folgende Reduktionszahlen:

Reduktionszahl n_p	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$n_p = n_o \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0 = 28))$	18,23	18,09	17,97

Die Querschnittswerte werden nach folgenden Formeln ermittelt:

- Ideelle Querschnittsfläche

$$A_{i,P} = \frac{A_c}{n_p} + A_a$$

- Ideelle Schwerpunktlage, bezogen auf die Schwerachse der Betonplatte

$$z_{i,P} = \frac{A_a \cdot z_a}{A_{i,P}}$$

5 Berechnungsmethoden

- Statisches Moment des Verbundquerschnittes

$$S_{i,P} = z_a \cdot \frac{A_{c,P} \cdot A_a}{A_{i,P}}$$

- Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes

$$I_{i,P} = I_{c,P} + I_a + z_a \cdot S_{i,P}$$

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$A_{i,P}$ [cm ²]	2378,0	3180,0	4590,3
$z_{i,P}$ [cm]	45,7	72,3	110,3
$S_{i,P}$ [cm ³]	35.581,6	67.177,1	118.927,4
$I_{iy,P}$ [cm ⁴]	5.350.219	16.066.970	43.566.172

Tabelle 5-8: Querschnittswerte für den Lastfall Kriechen

Querschnittswerte für den Lastfall Schwinden

Die Kriechzahl für Schwinden zum Zeitpunkt $t_0 = 1$ Tag ist in 3.7.2 ermittelt worden und beträgt für die drei Brücken folgende Werte:

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$	3,133	3,094	3,061

Es ergibt sich somit für das Schwinden folgende Reduktionszahl:

$$n_s = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0 = 1)) = 17,42$$

Reduktionszahl n_s	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$n_s = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0 = 1))$	17,42	17,28	17,16

Die Querschnittswerte werden nach folgenden Formeln ermittelt:

- Ideelle Querschnittsfläche

$$A_{i,S} = \frac{A_c}{n_s} + A_a$$

- Ideelle Schwerpunktlage, bezogen auf die Schwerachse der Betonplatte

$$z_{i,S} = \frac{A_a \cdot z_a}{A_{i,S}}$$

- Statisches Moment des Verbundquerschnittes

$$S_{i,S} = z_a \cdot \frac{A_{c,S} \cdot A_a}{A_{i,S}}$$

- Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes

$$I_{i,S} = I_{c,S} + I_a + z_a \cdot S_{i,S}$$

5 Berechnungsmethoden

	Brücke B1	Brücke B2	Brücke B3
$A_{i,S}$ [cm ²]	2414,6	3223,5	4640,9
$z_{i,S}$ [cm]	45,0	71,4	109,1
$S_{i,S}$ [cm ³]	36.690,1	69.374,0	123.151,0
$I_{iy,S}$ [cm ⁴]	5.426.981	16.293.890	44.178.693

Tabelle 5-9: Querschnittswerte für den Lastfall Schwinden

5.2.3.2 Spannungsermittlung

5.2.3.2.1 Spannungen im Bauzustand

Die Spannungen im Stahlträger werden wie folgt berechnet:

- Normalspannungen:

$$\sigma = \frac{N}{A_a} + \frac{M_y}{I_{y,a}} \cdot z_a + \frac{M_z}{I_{z,a}} \cdot y_a$$

- Schubspannung:

$$\tau = -\frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot t}$$

5.2.3.2.2 Spannungen zum Zeitpunkt $t=0$ bzw. für kurzzeitige Belastung

Kurzzeitige Belastungen und Belastungen unmittelbar nach Erhärten der Betonplatten verursachen elastische Spannungen im Beton. Diese sind mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t=0$ (siehe 5.2.3.1.2) zu berechnen.

- Normalspannungen im Beton:

$$\sigma_{c,0} = \frac{N}{n_0 \cdot A_{i,0}} + \frac{M_y}{n_0 \cdot I_{y,i,0}} \cdot z_{i,0} + \frac{M_z}{n_0 \cdot I_{z,i,0}} \cdot y_{i,0}$$

- Normalspannungen im Stahlträger:

$$\sigma_{a,0} = \frac{N}{A_{i,0}} + \frac{M_y}{I_{y,i,0}} \cdot z_{i,0} + \frac{M_z}{I_{z,i,0}} \cdot y_{i,0}$$

- Schubspannungen in den Stahlträgerstegen:

$$\tau = -\frac{V_z \cdot S_{y,i,0}}{I_{y,i,0} \cdot t}$$

5.2.3.2.3 Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten

Die Spannungsberechnung erfolgt mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$

- Normalspannungen im Beton:

$$\sigma_{c,P} = \frac{N}{n_P \cdot A_{i,P}} + \frac{M_y}{n_P \cdot I_{y,i,P}} \cdot z_{i,P} + \frac{M_z}{n_P \cdot I_{z,i,P}} \cdot y_{i,P}$$

5 Berechnungsmethoden

- Normalspannungen im Stahlträger:

$$\sigma_{a,P} = \frac{N}{A_{i,P}} + \frac{M_y}{I_{y,i,P}} \cdot z_{i,P} + \frac{M_z}{I_{z,i,P}} \cdot y_{i,P}$$

- Schubspannungen in den Stahlträgerstegen:

$$\tau = -\frac{V_z \cdot S_{y,i,P}}{I_{y,i,P} \cdot t}$$

5.2.3.2.4 Spannungen infolge Schwindens zum Zeitpunkt $t = \infty$

Der Betongurt wird vom Stahlquerschnitt gedanklich gelöst, die Schwindverkürzung ε_S der Platte wird durch eine gedachte Normalkraft N_S verhindert. Beim Verdübeln des Betongurtes mit dem Stahlträger wird zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen eine entgegengesetzte, gleich große Normalkraft N_S auf den Verbundquerschnitt angesetzt.

$$N_S = \varepsilon_{S\infty} \cdot \frac{n_0}{n_S} \cdot E_{c,m} \cdot A_c$$

Diese wirkt ebenfalls in der Schwerlinie des Betongurtes und verursacht zusätzlich noch ein Moment M_S

$$M_S = N_S \cdot z_{i,S}$$

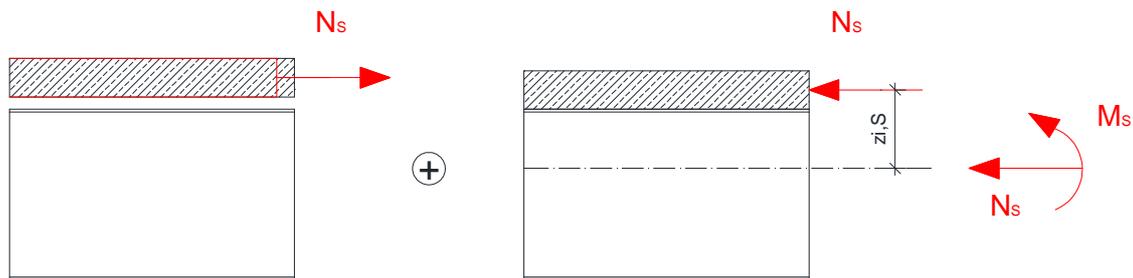


Abbildung 5-4: Äquivalente Kräfte zur Berücksichtigung des Betonschwindens

Diese Kräfte rufen bei einem statisch bestimmten System keine Schnittgrößen hervor. Es entsteht ein Eigenspannungszustand.

Die Spannungen sind mit den ideellen Querschnittswerten, gerechnet mit der Reduktionszahl für Schwinden, wie folgt zu berechnen:

- Normalspannungen im Beton:

$$\sigma_{c,S} = \frac{N_S}{A_c} - \frac{N_S}{n_S \cdot A_{i,S}} + \frac{M_S}{n_S \cdot I_{y,i,S}} \cdot z_{i,S}$$

- Normalspannungen im Stahlträger:

$$\sigma_{a,S} = -\frac{N_S}{A_{i,S}} + \frac{M_S}{I_{y,i,S}} \cdot z_{i,S}$$

6 Nachweisführung

6.1 Brücke B1

6.1.1 Querschnittsklassifizierung

Für die Querschnittsklassifizierung wird für jeden Querschnittsteil die jeweils maßgebende Bauphase herangezogen. Für den Obergurt ist dies der Bauzustand, die Stege sind sowohl für den Bauzustand als auch für den Endzustand nachzuweisen. Der Untergurt ist zu jedem Zeitpunkt auf Zug beansprucht.

Obergurte:

Die Obergurte sind während der gesamten Lebensdauer der Brücke auf Druck beansprucht und damit beulgefährdet. Nach der Herstellung des Verbunds ist der Stahlobergurt durch die Betonplatte gehalten und örtliches Beulen kann bei entsprechender Verdübelung ausgeschlossen werden. Während der Bauphase ist dies jedoch nicht der Fall und das Querschnittsverhältnis c/t der gedrückten Obergurte darf nach EN 1993-1-1, 5.6, Tabelle 5.2, folgenden Wert nicht überschreiten, damit eine Ausnutzung der höchst beanspruchten Faser bis zur Streckgrenze ohne örtliches Beulen möglich ist (Querschnittsklasse drei):

$$c/t \leq 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 34,2 \text{ mit } f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

Für die Brücke B1 ergibt sich das Verhältnis c/t zu $1176/17 = 69,2$. Eine Ausnutzung bis zu Streckgrenze ist daher nicht möglich.

Um die Obergurte dennoch der Klasse drei zuzuordnen, wird eine neue Grenze der Beanspruchbarkeit definiert, welche lokales Beulen berücksichtigt.

$$f_y = \frac{235}{\left(\frac{c/t}{42}\right)^2} = 86,6 \text{ N/mm}^2$$

Während der Bauphase ergeben sich infolge des Eigengewichts, der Schalung und der Betonierlasten folgende Normalspannungen in den Obergurten:

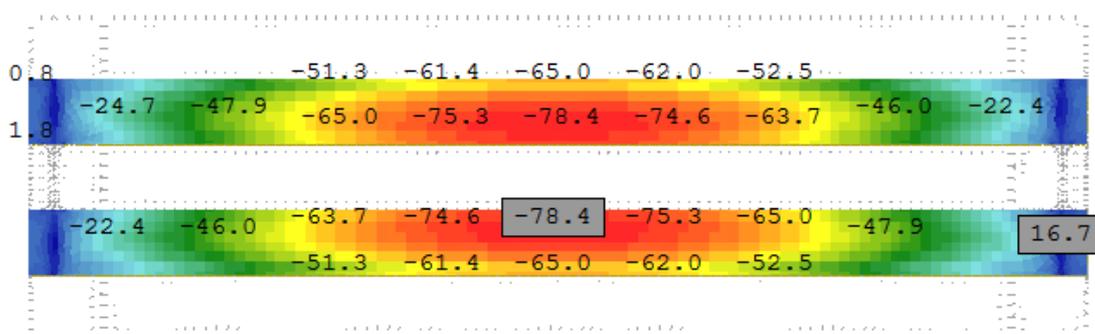


Abbildung 6-1: Normalspannungen an der Oberkante des Stahlobergurtes $\sigma_{x,oben}$ im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm²

Die maximale Normalspannung ist kleiner als der definierte Grenzwert. Die Obergurte entsprechen somit der Querschnittsklasse drei.

6 Nachweisführung

- Stege:

Die Stege sind auf Druck und Biegung beansprucht. Um mindestens der Klasse drei zugeordnet werden zu können muss nach EN 3-1, 5.6 Tabelle 5.2 folgende Bedingung erfüllt sein:

$$c/t \leq 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 100,9$$

Für die Brücke B1 ergibt sich ein Verhältnis von $c/t = 947/12 = 78,9 < 100,9$

Die Bedingung ist somit erfüllt und die Stege entsprechen der Querschnittsklasse drei.

▪ Schubbeulnachweis:

Schubbeulen nicht ausgesteifter Bleche muss berücksichtigt werden, wenn:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

wobei auf der sicheren Seite $\eta = 1,0$ gesetzt werden kann. Für einen Stahl S355 ist $\varepsilon = \sqrt{f_{y,235}/f_{y,355}} = 0,81$ und man erhält die Bedingung:

$$\frac{947}{12} = 78,9 > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 58,6$$

Daraus folgt, dass ein Schubbeulnachweis (siehe 6.1.2.2) zu führen ist.

- Untergurt:

Der Untergurt wird nur auf Zug beansprucht und ist somit der Querschnittsklasse 1 zuzuordnen.

Demzufolge kann der gesamte Querschnitt zur Spannungsermittlung herangezogen werden. Die Nachweisführung erfolgt linear elastisch auf „Faserebene“. Die Belastungsgeschichte sowie Einflüsse aus Kriechen und Schwinden müssen sowohl beim Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden [3].

6.1.2 Tragsicherheitsnachweis

6.1.2.1 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand

Im Bauzustand ist folgende Kombination maßgebend:

LF Nr.	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Beschreibung
LF 8001	$1,35 \cdot LF 4120$	Eigengewicht der Stahlkonstruktion + Einwirkung aus Betonierlasten (LF20) + Schalung (LF21)

Tabelle 6-1: maßgebende Lastkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Stahlträgers- Bauzustand

Die maximale Vergleichsspannung während dem Bauzustand darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

6 Nachweisführung

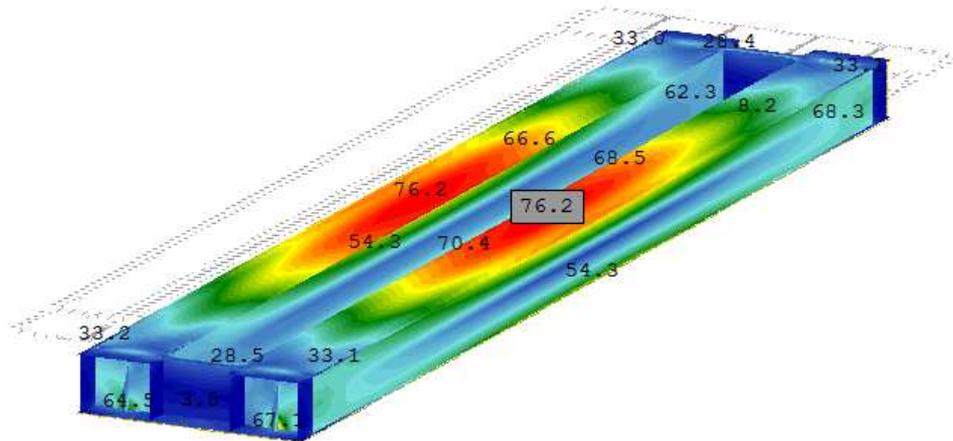


Abbildung 6-2: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm²

Die zulässige Grenznormalspannung ist in jedem Punkt der Brücke eingehalten, der Nachweis ist somit erfüllt.

6.1.2.2 Schubbeulnachweis

Der Nachweis gegen Schubbeulen für nicht ausgesteifte Stege wird nach EN1993-1-5, Abschnitt 5, geführt. Der Nachweis wird nur im Endzustand unter folgender Lastsituation geführt, da dieser gegenüber dem Bauzustand maßgebend ist:

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
max <i>SXYO</i>	LF 7175	1,35 · LF 4249	1,45 · 1,21 · (1,157 · LF 401 + 1,0 · LF 422 + 0,5 · LF 412) + 1,5 · LF 104

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_{wt}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Für eine verformbare Auflagersteife:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{947}{86,4 \cdot 12 \cdot 0,81} = 1,128$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 1,08 \rightarrow \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,736$$

$$V_{b,Rd} = \frac{0,736 \cdot 355 \cdot 947 \cdot 12}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 1714,4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1480,3 \text{ kN}$$

6.1.2.3 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand

6.1.2.3.1 Nachweis des Stahlträgers

Die Auswertung der Ergebnisse aus dem Überlagerungsprogramm Maxima ergab, dass für den Tragsicherheitsnachweis im Endzustand folgende Lastkombinationen maßgebend sind:

6 Nachweisführung

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
Maximale Normalspannungen σ_x			
max SXU^a	LF 7077	$1,35 \cdot LF\ 4249$	$1,45 \cdot 1,21 \cdot (1,157 \cdot LF\ 402 + 1,0 \cdot LF\ 421 + 0,5 \cdot LF\ 413) + 1,5 \cdot LF\ 104$
Maximale Normalspannungen σ_y			
max SYO^a	LF 7073	$1,35 \cdot LF\ 4249$	$1,45 \cdot 1,21 \cdot (1,157 \cdot LF\ 402 + 1,0 \cdot LF\ 421 + 0,5 \cdot LF\ 413) + 1,5 \cdot LF\ 104$
Maximale Schubspannungen σ_{xy}			
max $SXYO^c$	LF 7175	$1,35 \cdot LF\ 4249$	$1,45 \cdot 1,21 \cdot (1,157 \cdot LF\ 401 + 1,0 \cdot LF\ 422 + 0,5 \cdot LF\ 412) + 1,5 \cdot LF\ 104$
^a maximale Spannungen in X-Richtung an der Unterseite der Quad-Elemente			
^b maximale Spannungen in Y-Richtung an der Oberseite der Quad-Elemente			
^c maximale Schubspannung an der Oberseite der Quad-Elemente			

Tabelle 6-2: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Stahlträgers- Endzustand

Die maximale Vergleichsspannung in der Stahlkonstruktion darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

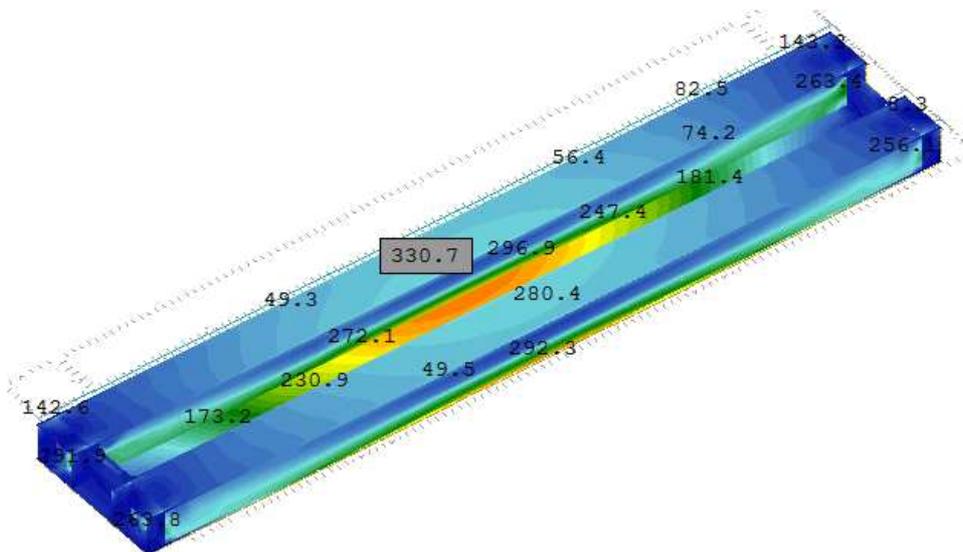


Abbildung 6-3: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 7077. Spannungen in N/mm²

Die maximale Vergleichsspannung in der Konstruktion entspricht 93,2% des zulässigen Wertes, damit ist der Nachweis erfüllt.

6 Nachweisführung

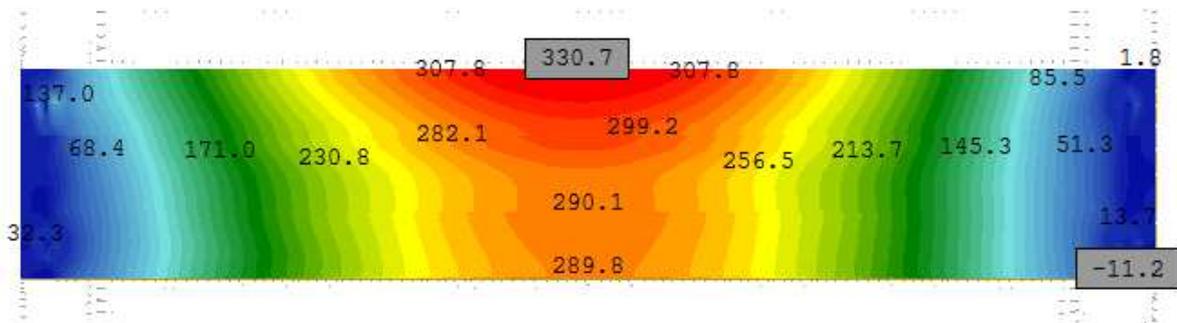


Abbildung 6-4: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurtes $\sigma_{x,unten}$ infolge der Bemessungskombination LF 7077. Spannungen in N/mm²

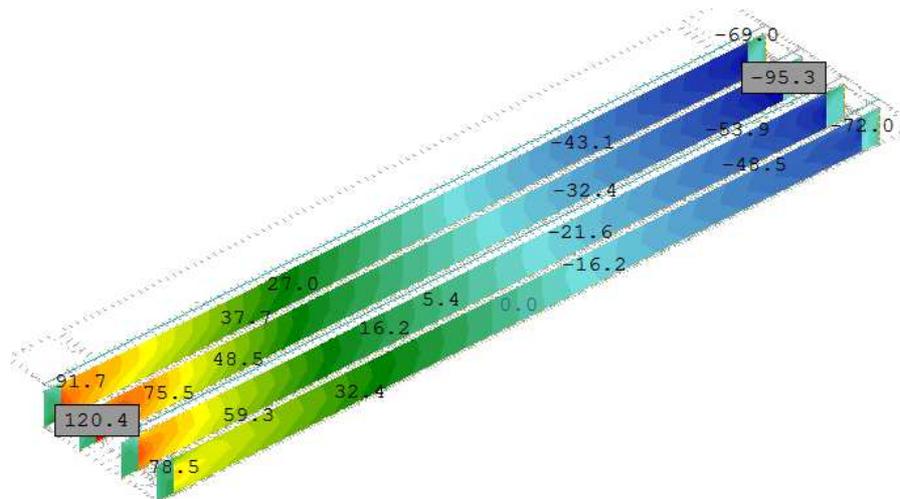
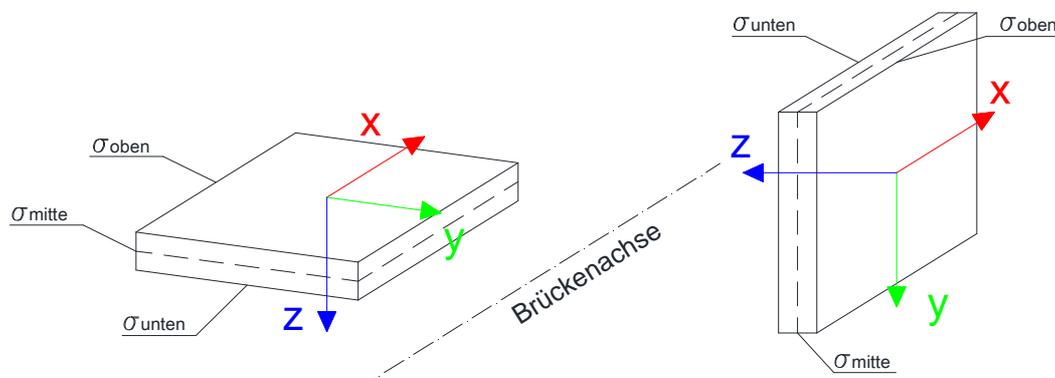


Abbildung 6-5: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF 7175. Spannungen in N/mm²

Um die Längs- und Quertragwirkung der Brücke anschaulicher darzustellen, wird an der Stelle der maximalen Normalspannungen in Feldmitte ein Schnitt geführt und die Spannungen σ_x , σ_y und σ_v für die an der maßgebenden Lastkombination beteiligten Lastfälle sowie der Kombination selbst ausgegeben. Die Ergebnisse der einzelnen Lastfälle sind infolge charakteristischer Einwirkungen und frei von jeglichen Beiwerten.

Die Spannungen werden an der oberen Ebene, Mittelebene und unteren Ebene der Flächenelemente ausgegeben (Die Bezeichnung „oben“ und „unten“ ist aus Sofistik übernommen).



a) Zuweisung der Spannungen für horizontale Flächenelemente (OG u. UG)

b) Zuweisung der Spannungen für vertikale Flächenelemente (Stege)

Abbildung 6-6: Flächenelemente: Erläuterung zu den Sofistik-Bezeichnungen σ_{oben} , σ_{mitte} und σ_{unten}

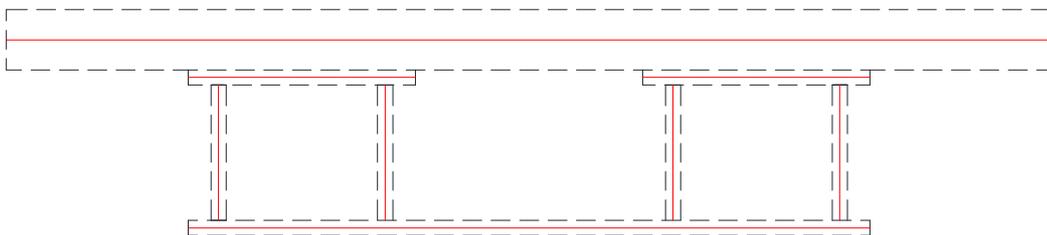
6 Nachweisführung

Die Ausgabe der Spannungen erfolgt nach nachstehendem Schema. Der Querschnitt wurde hier zu besseren Veranschaulichung disproportional dargestellt, die roten Linien bezeichnen die Fasern an welchen die Spannungen ausgegeben werden.

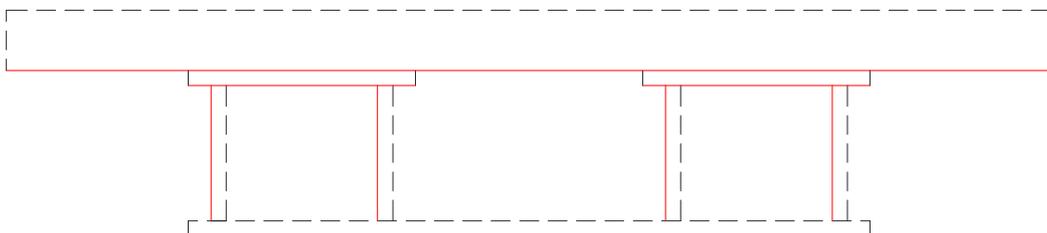
- Abbildung (a) stellt die Spannungen an der Oberseite dar:



- Abbildung (b) stellt die Spannungen in der Mitteleben dar:



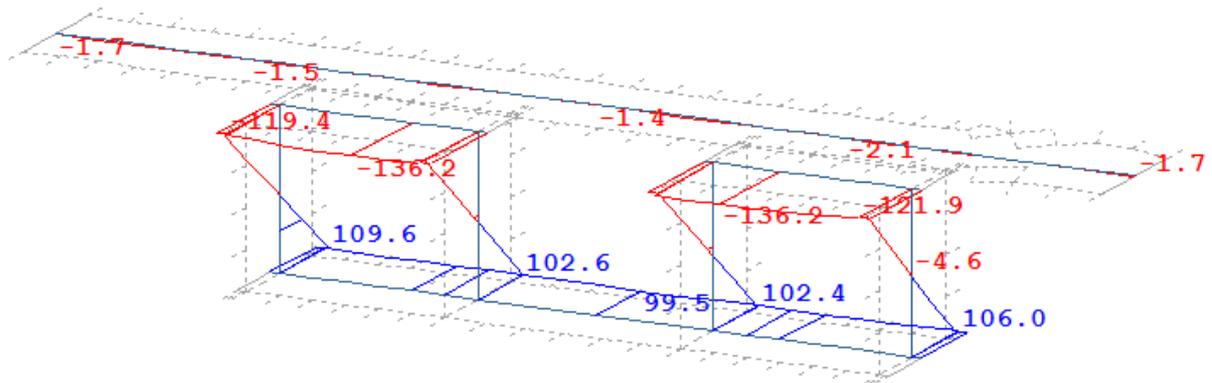
- Abbildung (c) stellt die Spannungen an der Unterkante dar:



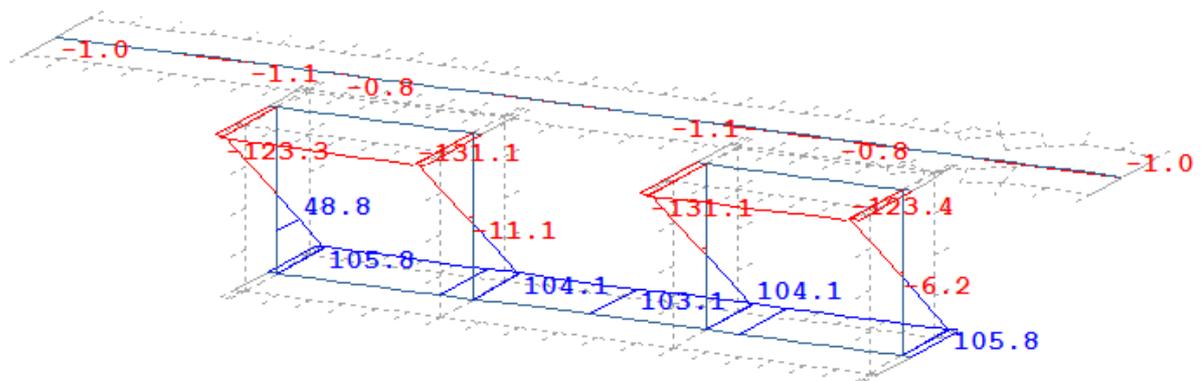
6 Nachweisführung

6.1.2.3.1.1 Normalspannungen σ_x in Feldmitte

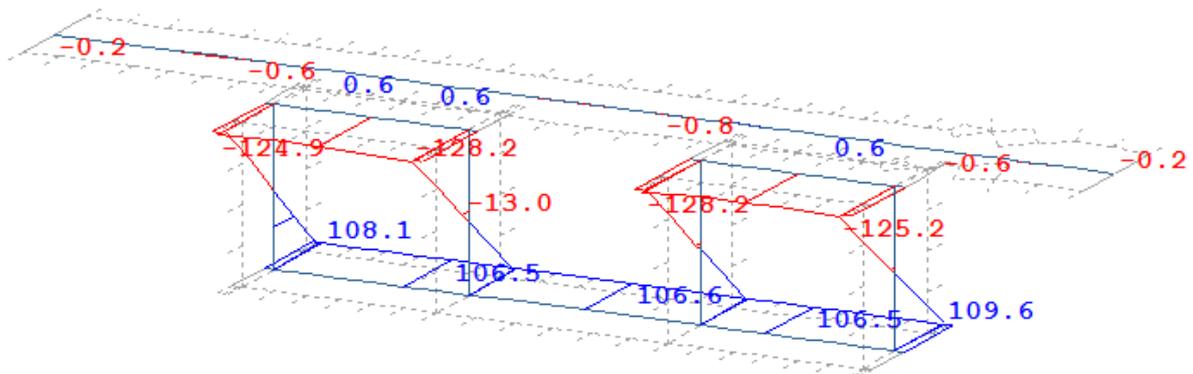
- Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

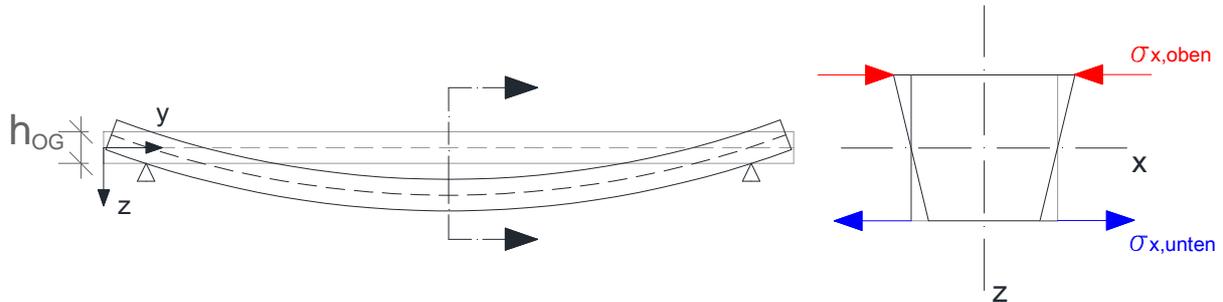
Abbildung 6-7: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm²

Infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ stellt sich über den Querschnitt ein nahezu linearer Spannungsverlauf ein. Um die Symmetrieachse des Querschnitts sind die Spannungen in der Mittelebene ebenfalls symmetrisch.

An der Ober- und Unterseite der Obergurte ist ein parabelförmiger Verlauf der Spannungen in Querrichtung zu beobachten, dieser ist in der Mittelebene nicht vorhanden. Die auftretende Krümmung ist mit Hilfe von [4] folgendermaßen zu erklären:

6 Nachweisführung

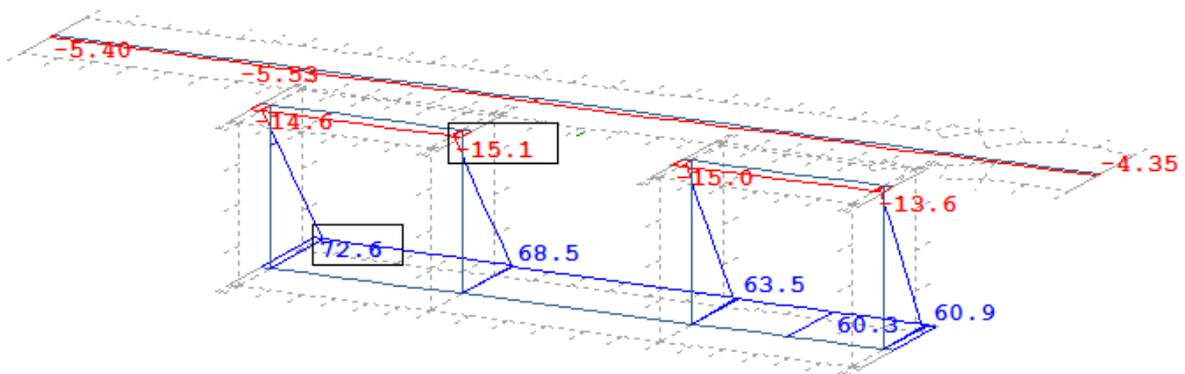
Man denkt sich den Obergurt in nebeneinander liegende Balken aufgeteilt, wobei auf jeden dieser Balken in der Vorverbundphase das Eigengewicht und der Frischbeton wirken. Infolge dieser Belastung kommt es zu einer Biegung um die globale X-Achse der Brücke. Wegen der elastischen Querverformung breitet sich der Querschnitt vom gedachten Balken im oberen Rand aus und zieht sich am unteren Rand zusammen. Da aber diese Verformung von den daneben liegenden Streifen verhindert wird, kommt es zu zusätzlichen Spannungen σ_x , welche mit den Spannungen σ_x aus der globalen Biegebeanspruchung der Brücke überlagert werden.



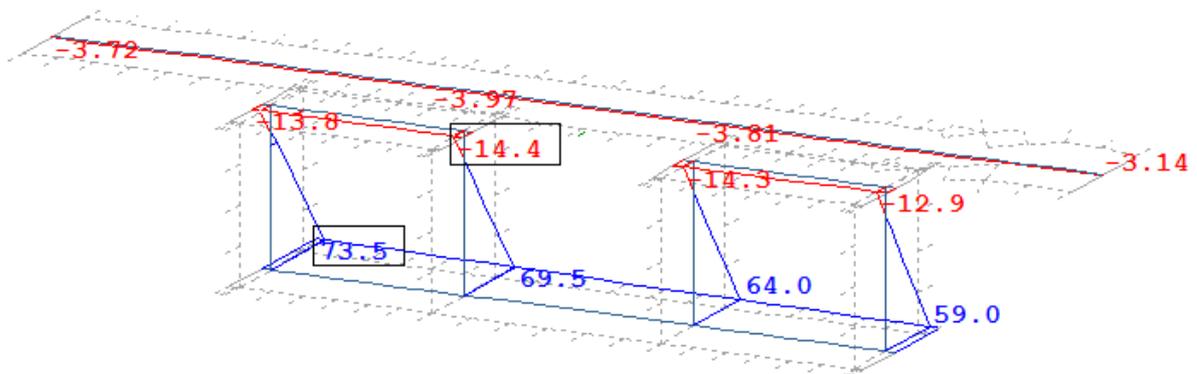
An der oberen Faser kommt es zu einer Überlagerung von Druckspannungen (Krümmung nach außen), an der unteren Faser entstehen infolge der Querdehnwirkung Zugspannungen welche mit Druckspannungen aus der globalen Biege Wirkung überlagert werden (Krümmung nach innen). In der Mittelebene der Elemente bzw. des Balkens kommt es zu keiner Verformung und somit auch zu keinen zusätzlichen Spannungen σ_x .

6 Nachweisführung

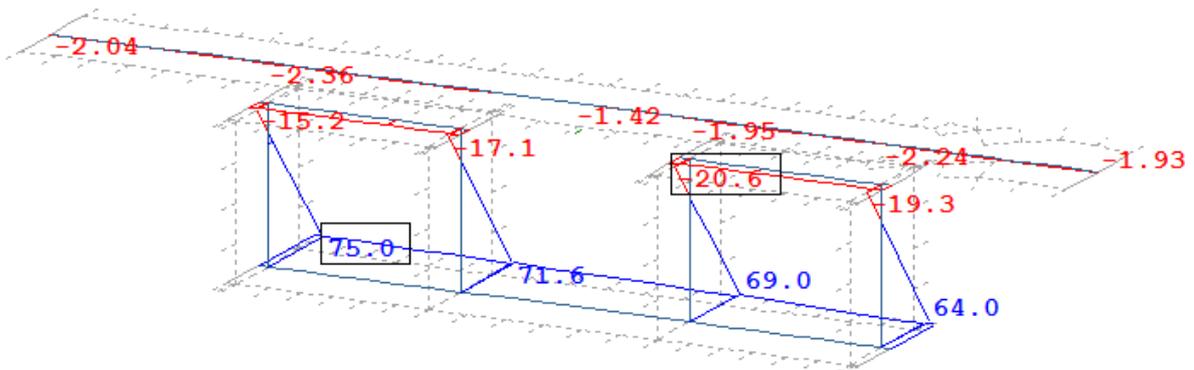
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



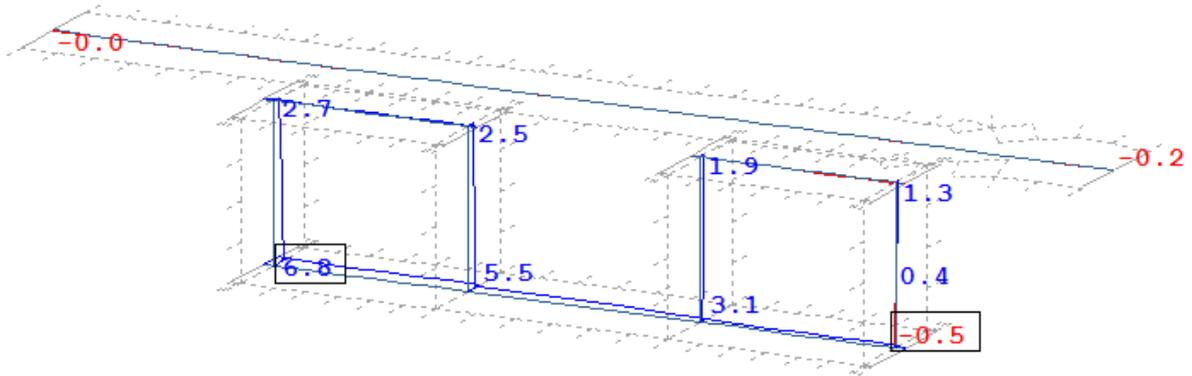
c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

Abbildung 6-8: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF 402).
Spannungen in N/mm²

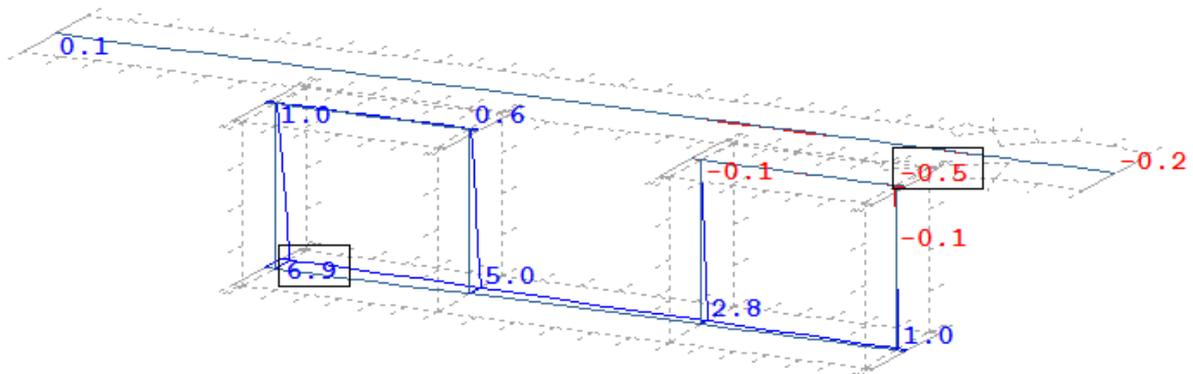
Infolge der exzentrischen Laststellung des LM71 ergibt sich ein unsymmetrischer Spannungsverlauf in Querrichtung der Brücke. Die größeren Spannungen treten in Richtung der Exzentrizität auf. Diese Verteilung der Normalspannungen σ_x ist auf die Berechnung als Faltwerk bei der Finiten-Elemente-Berechnung zurückzuführen.

6 Nachweisführung

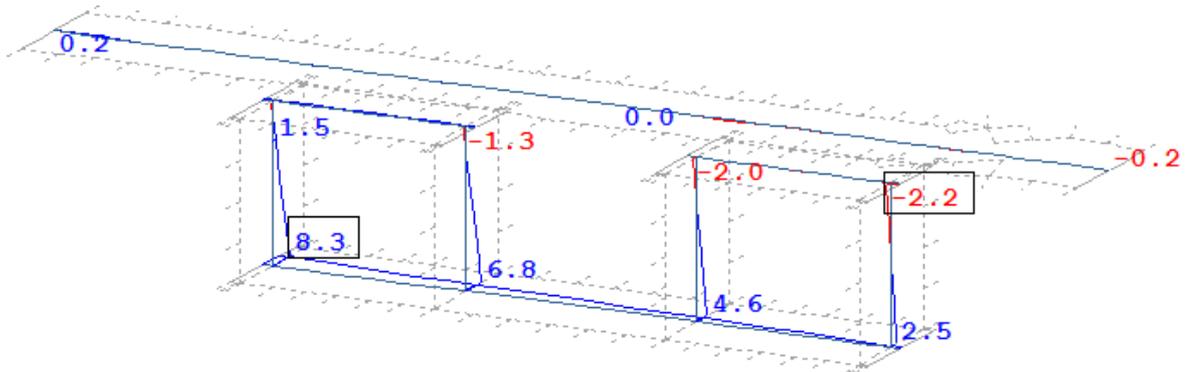
- Anfahren



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

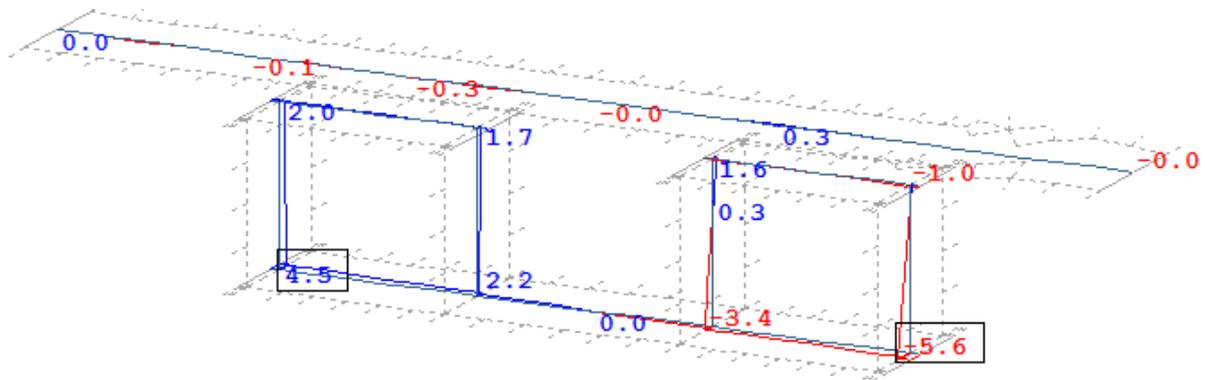


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

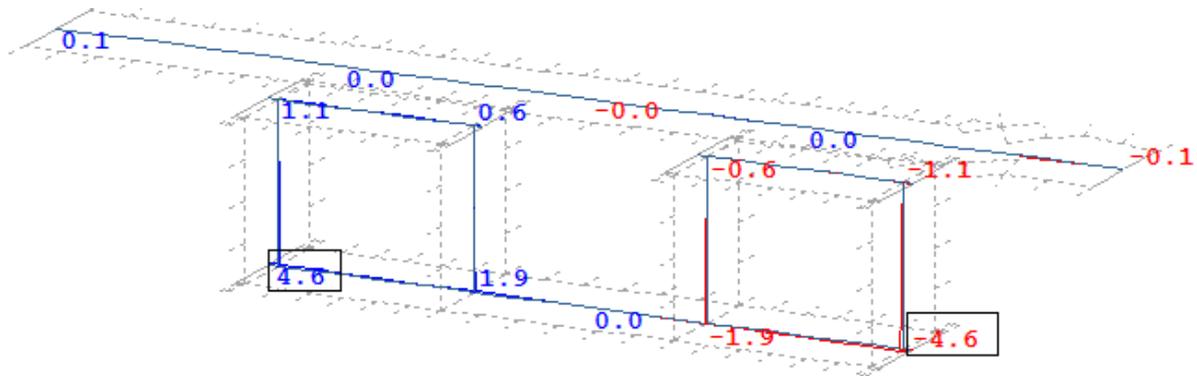
Abbildung 6-9: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

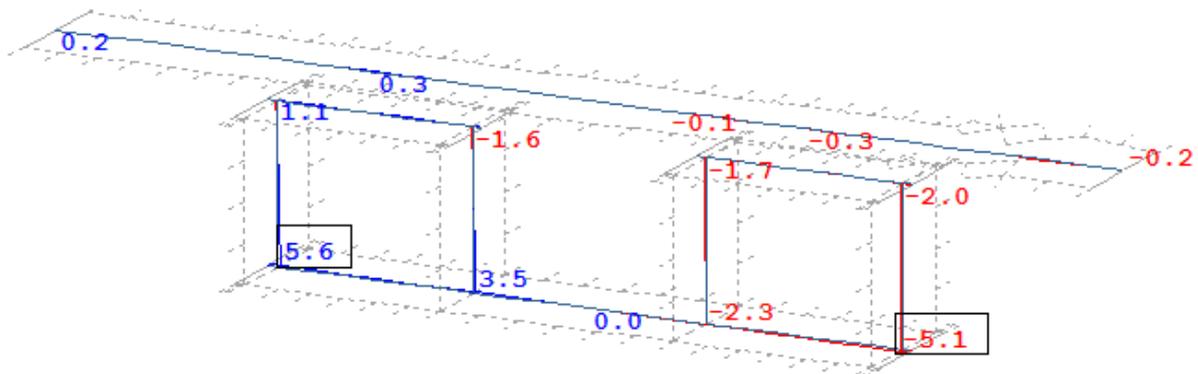
- Seitenstoß



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



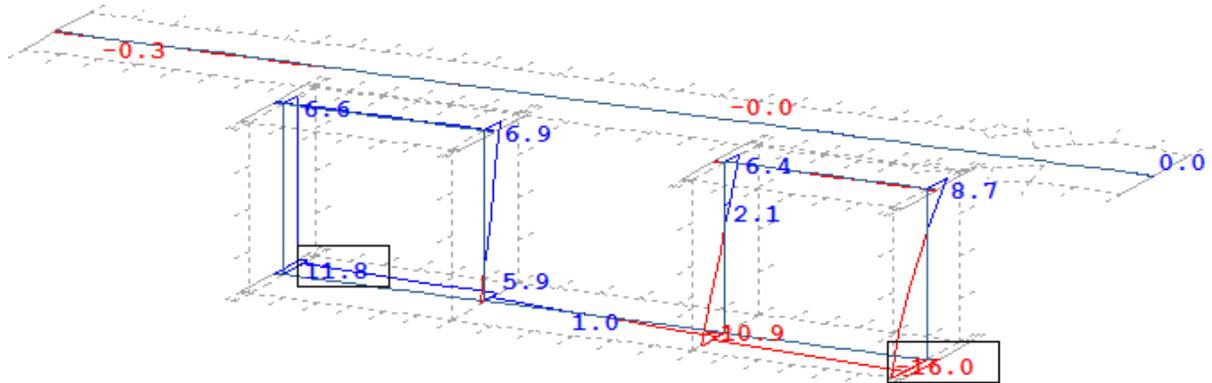
c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

Abbildung 6-10: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

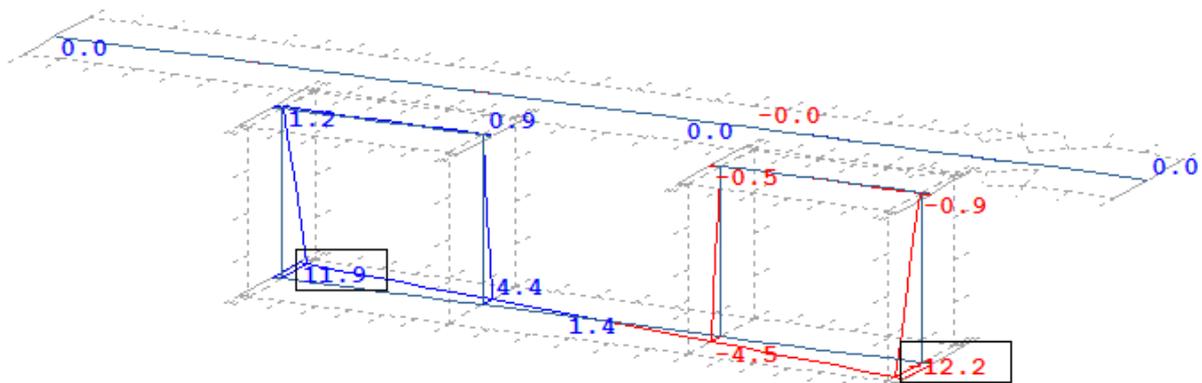
Die infolge Anfahrens und Seitenstoßes auftreten Spannungen in Längsrichtung der Brücke sind verhältnismäßig klein. Deren Einfluss auf die Haupttragwirkung der Brücke ist wesentlich kleiner als aus den restlichen Belastungen.

6 Nachweisführung

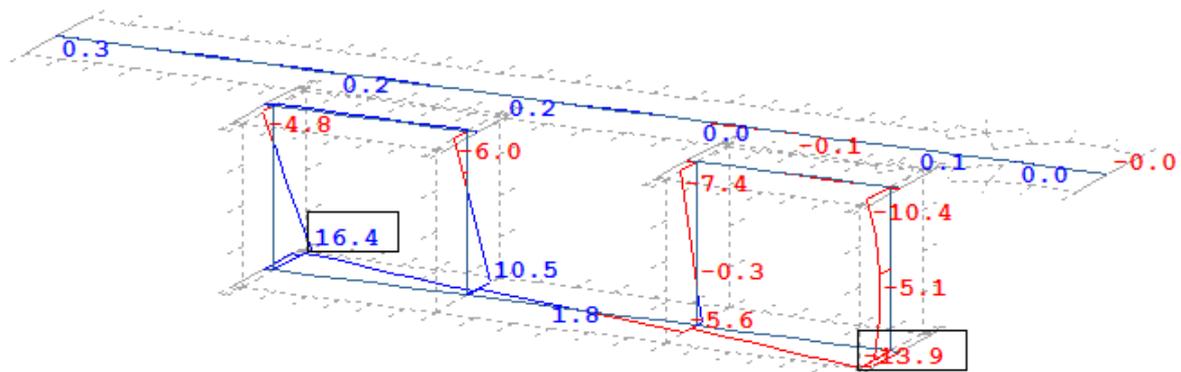
- Wind



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

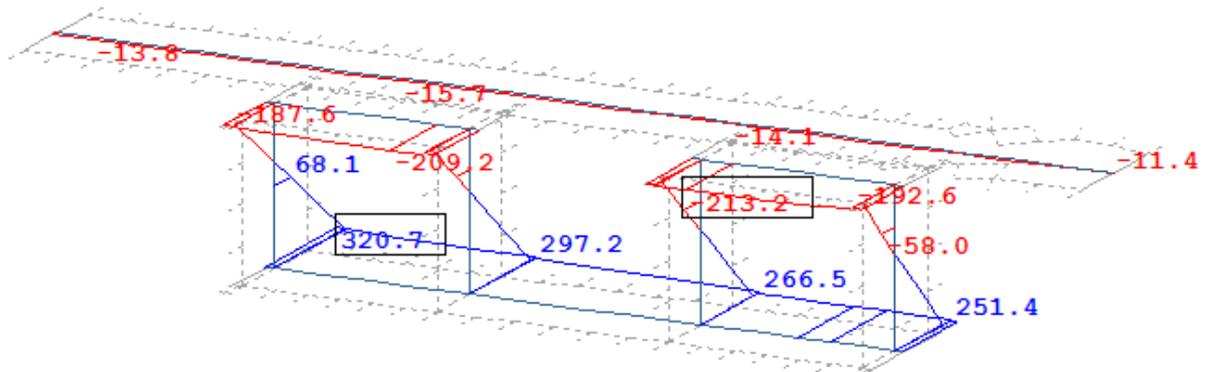


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

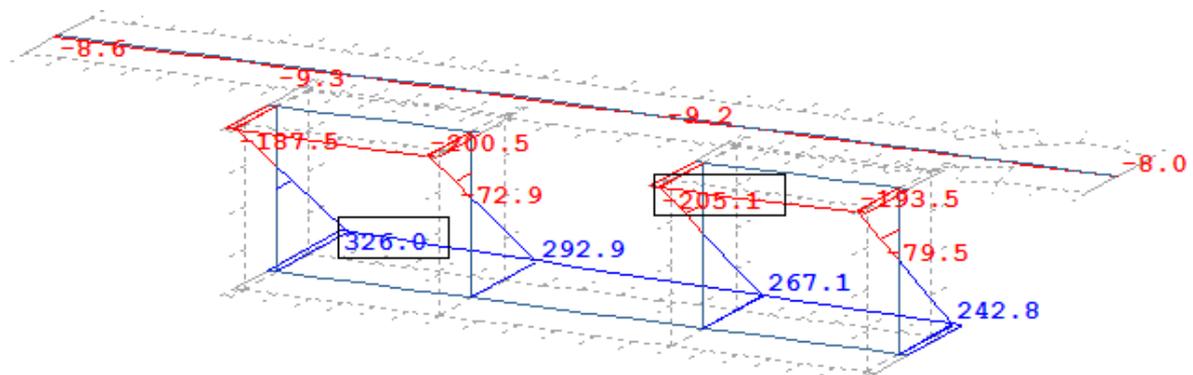
Abbildung 6-11: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

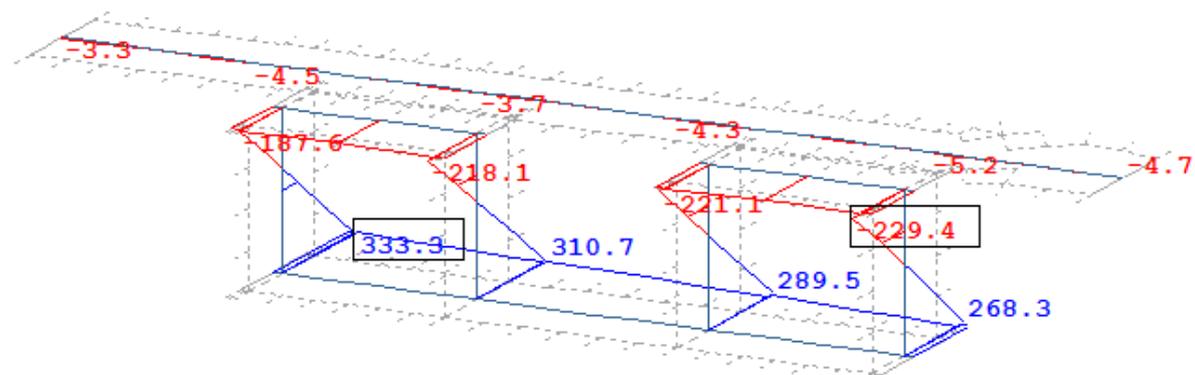
- Maßgebende Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

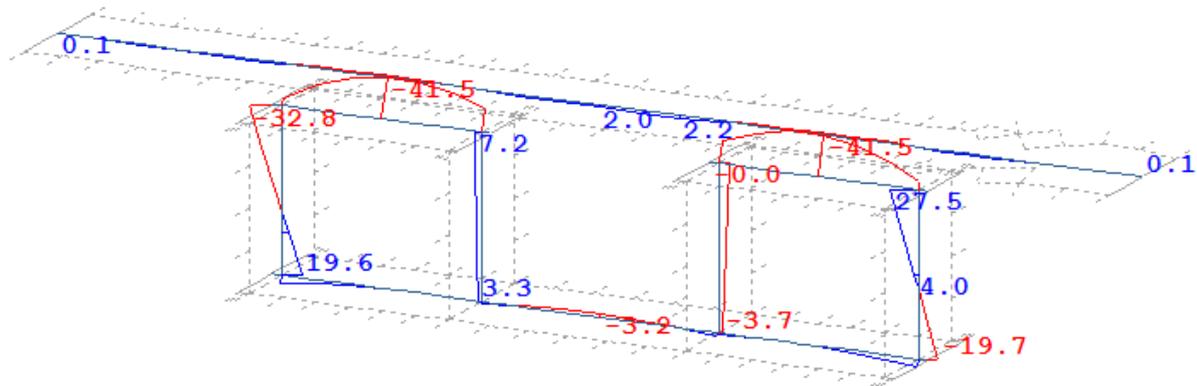
Abbildung 6-12: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

Die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Normalspannungen σ_x liegt in der Tragwerksunterkante.

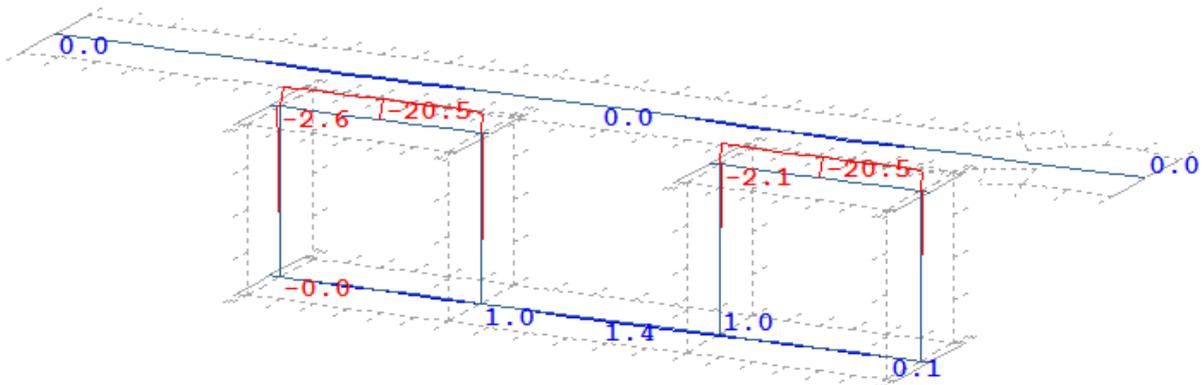
6 Nachweisführung

6.1.2.3.1.2 *Normalspannungen σ_y in Feldmitte*

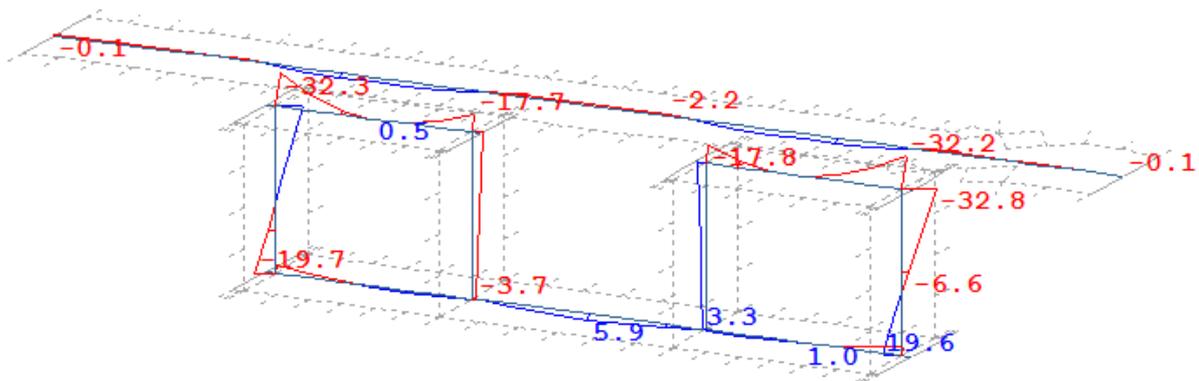
- Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterkante der Flächenelemente

Abbildung 6-13: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm²

Unter den ständigen Lasten haben die Querspannungen σ_y , über die Dicke der Elemente, einen linearen Verlauf, abgesehen vom Stahlobergurt, den Nulldurchgang in der Mittelebene der Elemente. Die Querspannungen sind um die Symmetrieachse des Querschnitts symmetrisch, wobei die größten Werte im Anschlussbereich der zwei äußeren Stege mit den Obergurten auftreten.

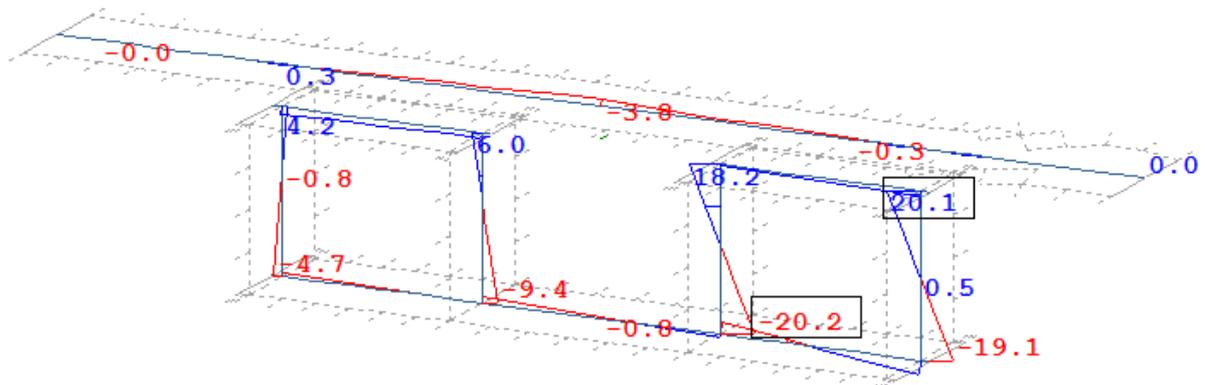
6 Nachweisführung

Die Querspannungen σ_y im Stahlträger resultieren hauptsächlich aus der Baugeschichte.

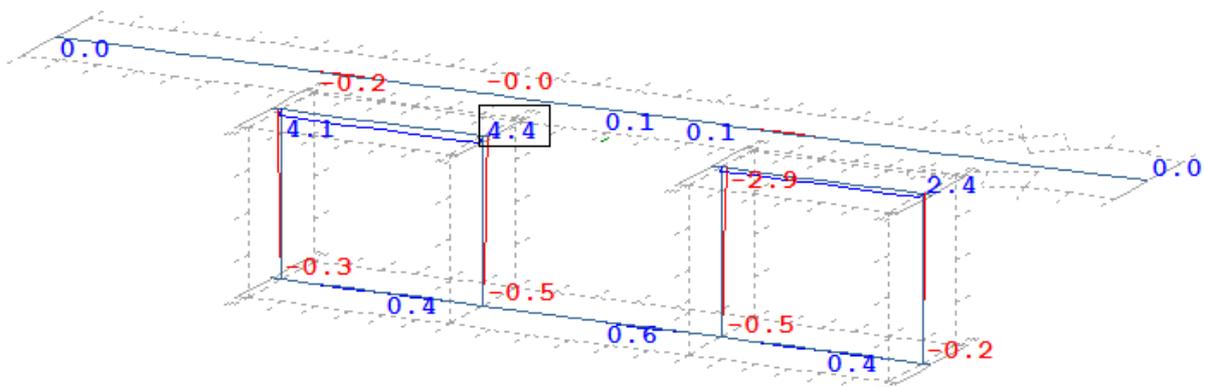
In der Vorverbundphase wirkt das Eigengewicht des Stahlträgers und des Frischbetons nur auf den Stahlquerschnitt. In Querrichtung verhält sich der Stahlträger ähnlich einem biegesteifen Rahmen. In der Mitte der Obergurte und an den Ecken sind die Biegemomente am größten, aus ihnen resultieren die Querspannungen σ_y . Diese bleiben nach der Herstellung des Verbundes im Querschnitt erhalten. Bis zu diesem Zeitpunkt liegt die Spannungsnulllinie des Obergurtes in dessen Schwerlinie. Ab der Herstellung des Verbundes wirken Stahlobergurt und Betonplatte gemeinsam und der Nulldurchgang der Normalspannungen σ_y infolge danach wirkender Lasten wandert in die Betonplatte. Durch die Spannungsumlagerung infolge Kriechens und Schwindens vergrößern sich die Querspannungen σ_y in der Mittelebene des Obergurtes vom Zeitpunkt des Aufbringens einer ständigen Belastung auf den Verbundquerschnitt bis zum Zeitpunkt $t = \infty$ von $-5,0 \text{ N/mm}^2$ auf $-20,5 \text{ N/mm}^2$, sprich um das Vierfache, während sich die Querbiegespannungen im restlichen Stahlquerschnitt kaum verändern.

6 Nachweisführung

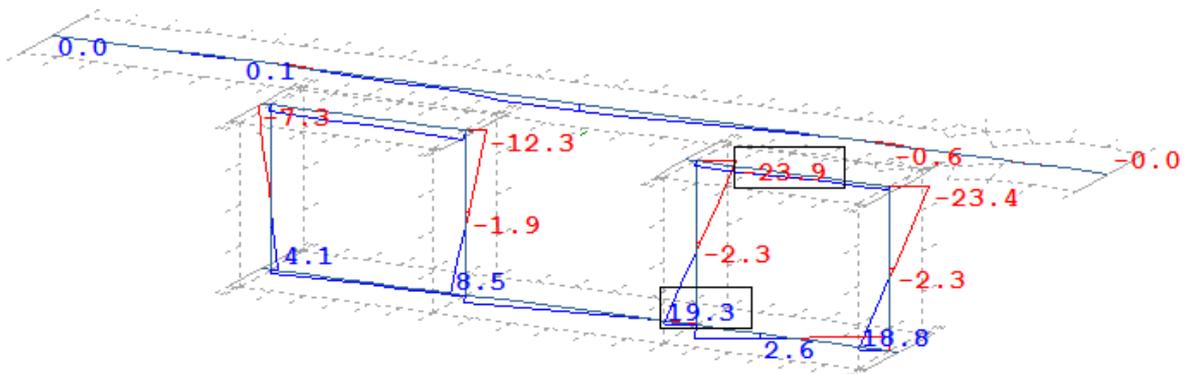
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

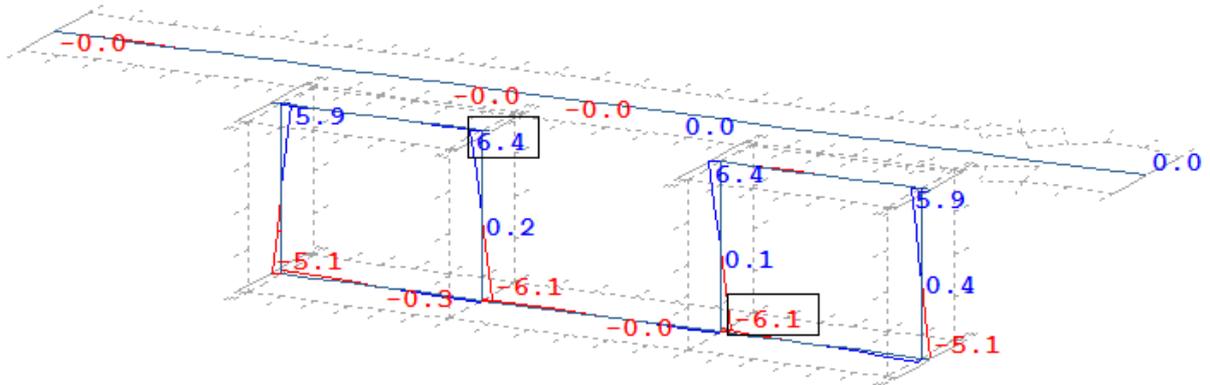
Abbildung 6-14: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402).
Spannungen in N/mm²

Auch unter der Verkehrseinwirkung ist ein linearer Verlauf der Spannungen über die Querschnittsdicke zu erkennen, wobei der Nulldurchgang etwas weniger mittig ausfällt, vor allem im oberen Teil der Stege. In den Obergurten sind die Spannungen annähernd konstant über die Dicke.

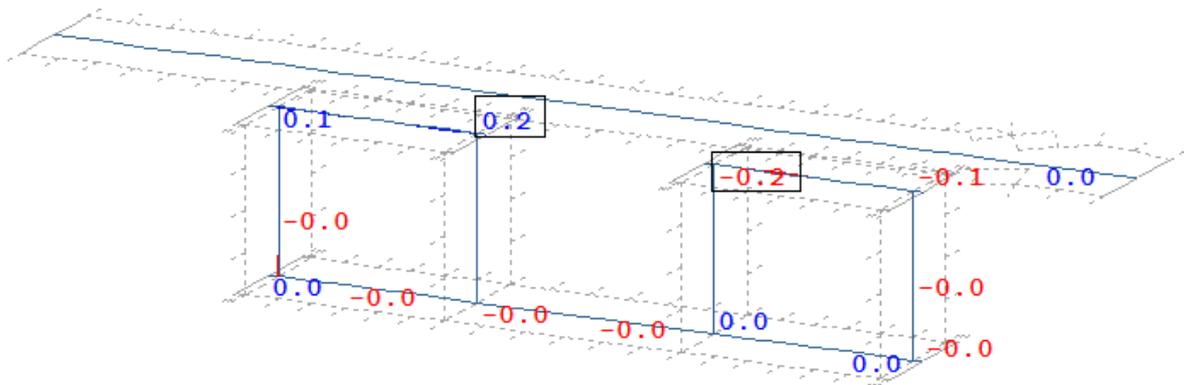
Die Exzentrizität e_1 der Verkehrslast und die Abweichung der Gleislage e_2 sind beide im Bild links von der Mittelachse des Querschnitts angesetzt worden. Die maximalen Querspannungen σ_y treten, im Gegensatz zu den Normalspannungen σ_x , auf der gegenüberliegenden Seite auf.

6 Nachweisführung

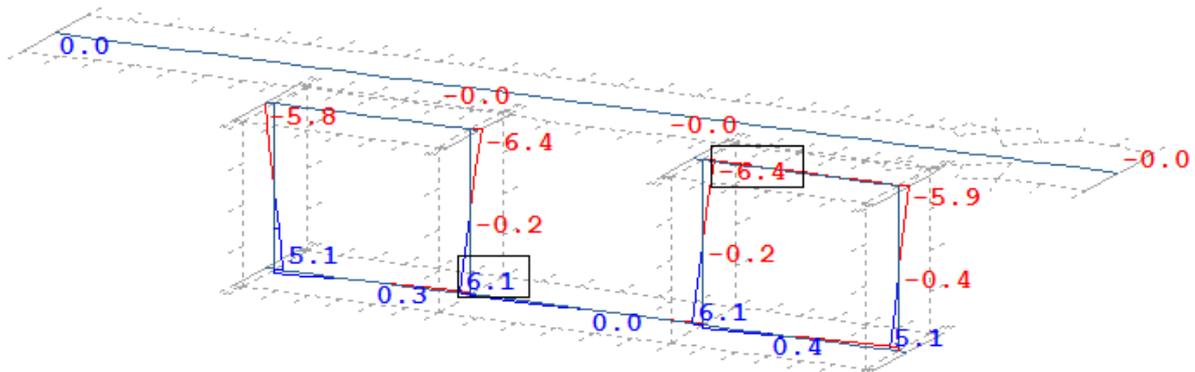
- Anfahren



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

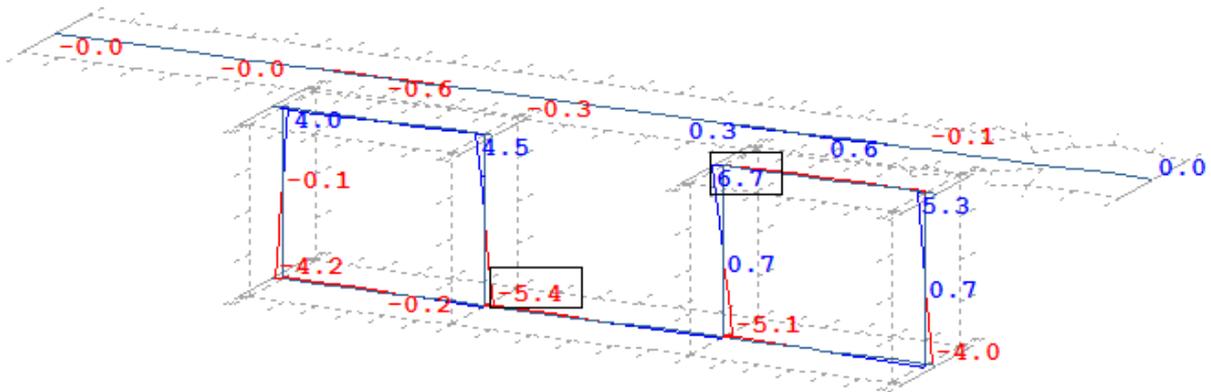
Abbildung 6-15: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

Infolge der Anfahrkräfte treten Querbiegespannungen nur in den Stegen des Querschnitts auf, in den restlichen Querschnittsteilen sind diese annähernd Null.

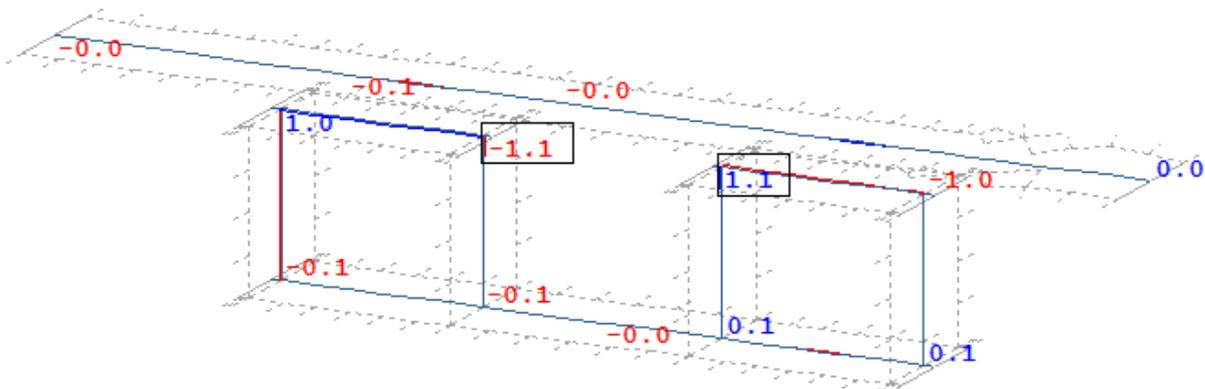
Auch unter Anfahren sind die Querbiegespannungen über die Dicke der Stege linear, wobei der Nulldurchgang exakt in der Mitte der Flächenelemente zu liegen kommt. Die zwei inneren bzw. die zwei äußeren Stege weisen gleich große Spannungen auf.

6 Nachweisführung

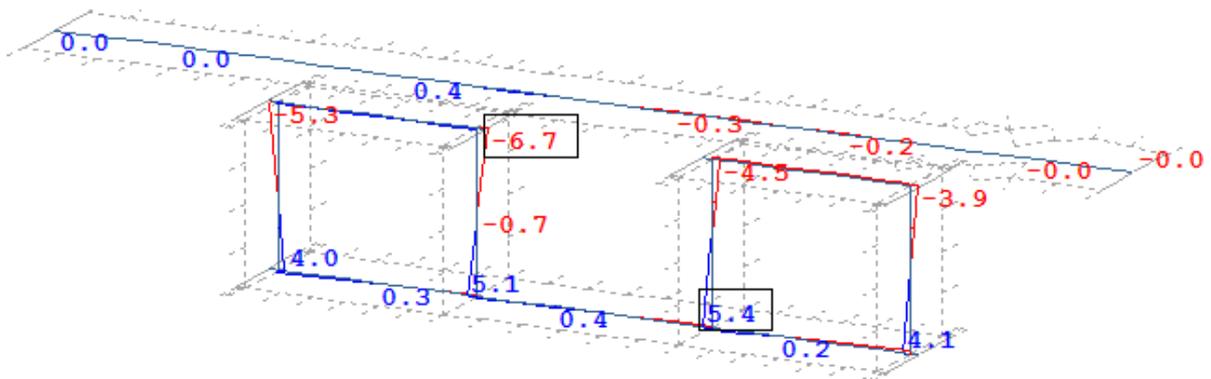
- Seitenstoß



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

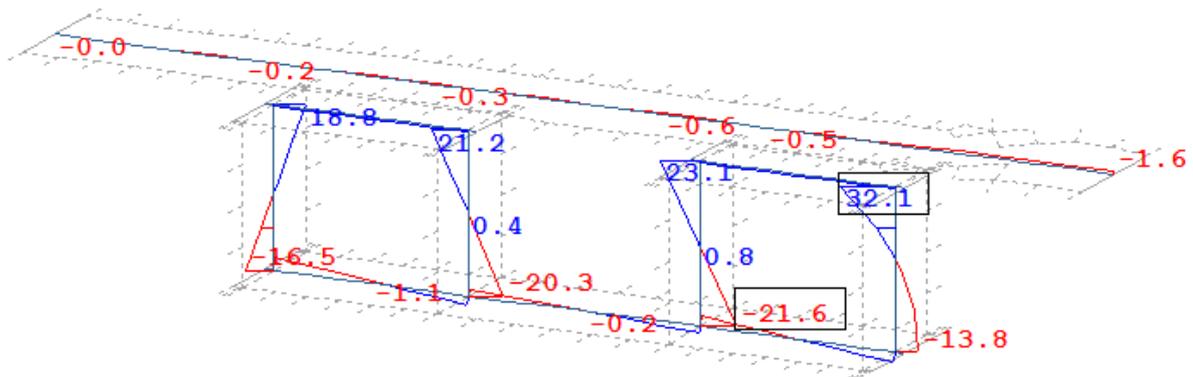


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

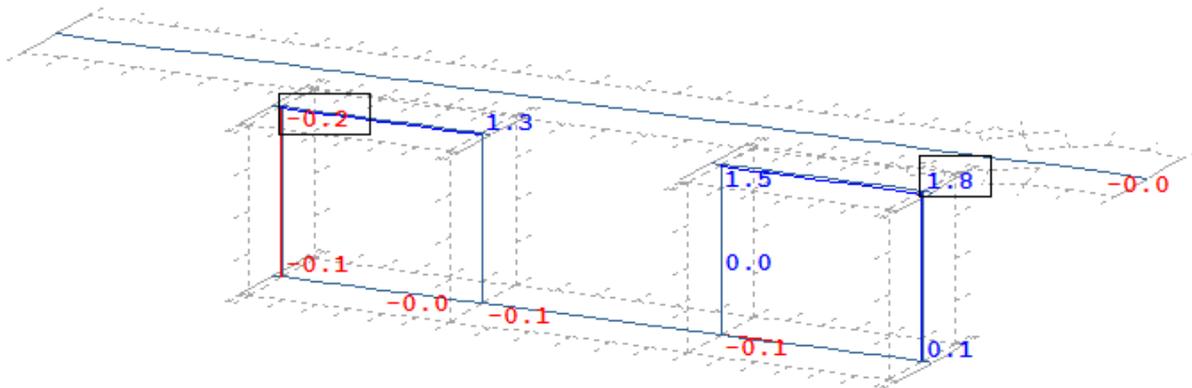
Abbildung 6-16: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

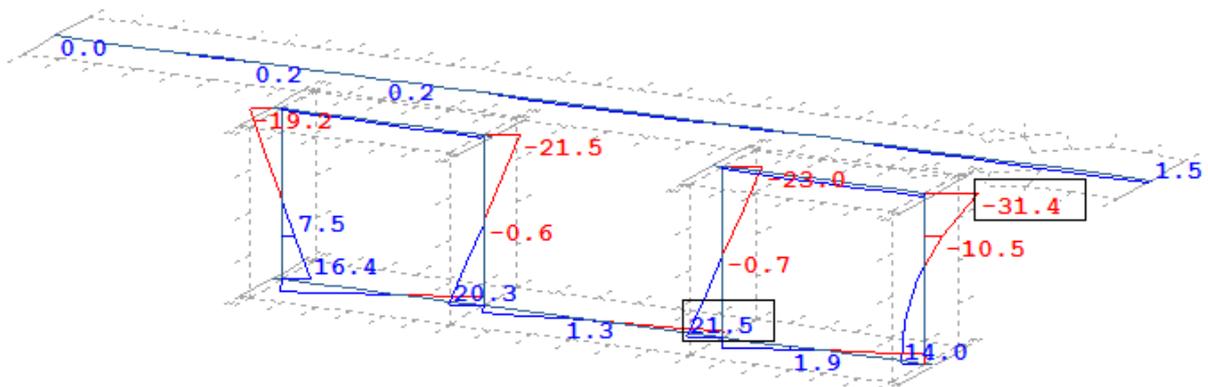
- Wind



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



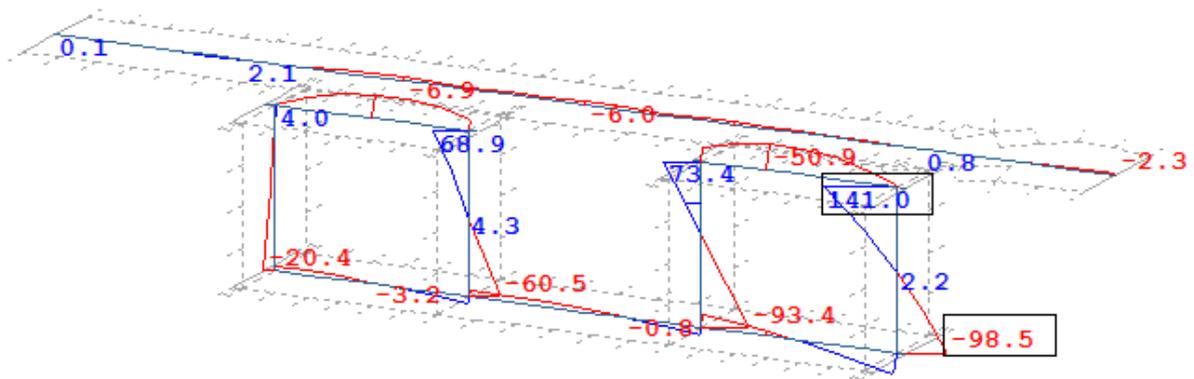
c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-17: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm²

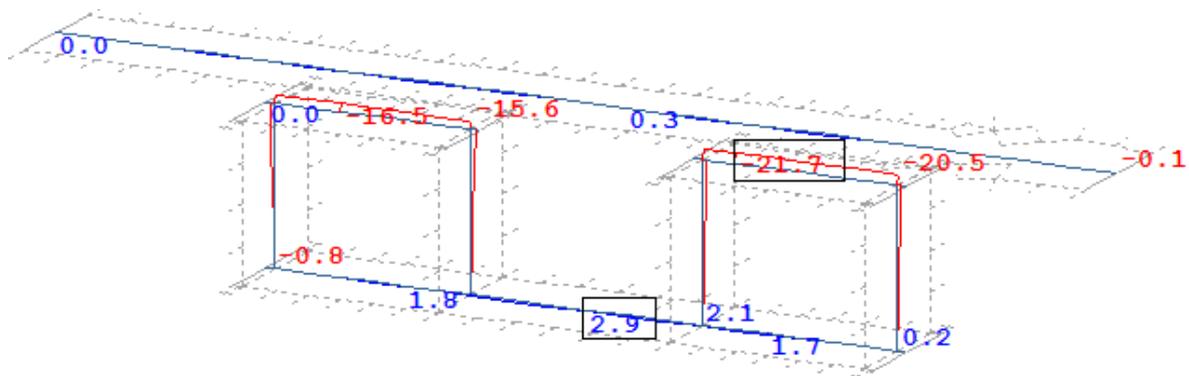
Unter Windbelastung treten Normalspannungen σ_y in jedem Teil des Stahlquerschnitts auf, wobei die größeren an den Anschlussstellen der Stege auftreten. Dabei sind die Maximalwerte auf der angeströmten Seite der Brücke. Der parabelförmige Verlauf der Spannungen bei dem äußeren Steg resultiert aus der Lastverteilung des Windes.

6 Nachweisführung

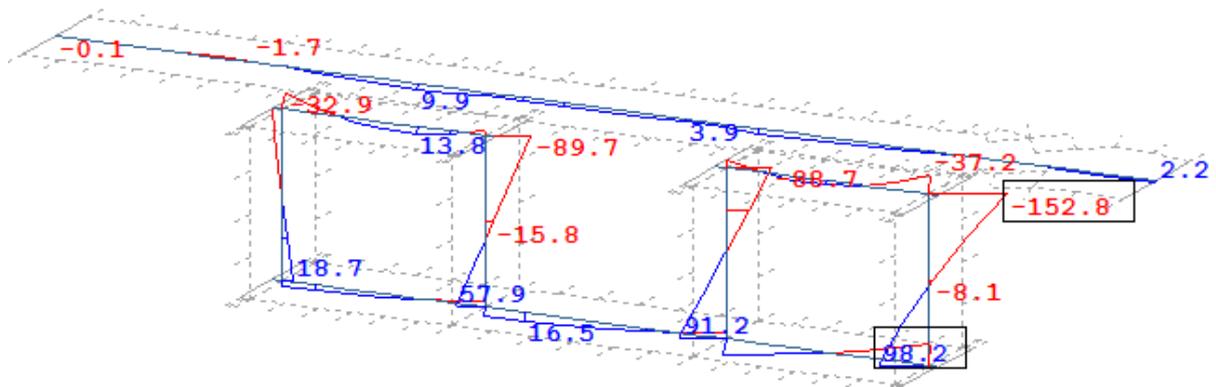
- Maßgebende Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



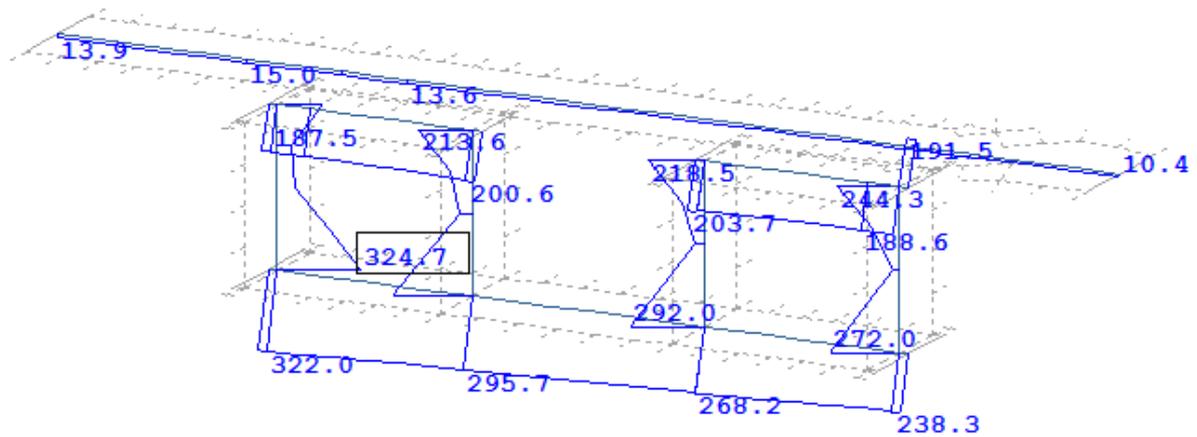
c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-18: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2

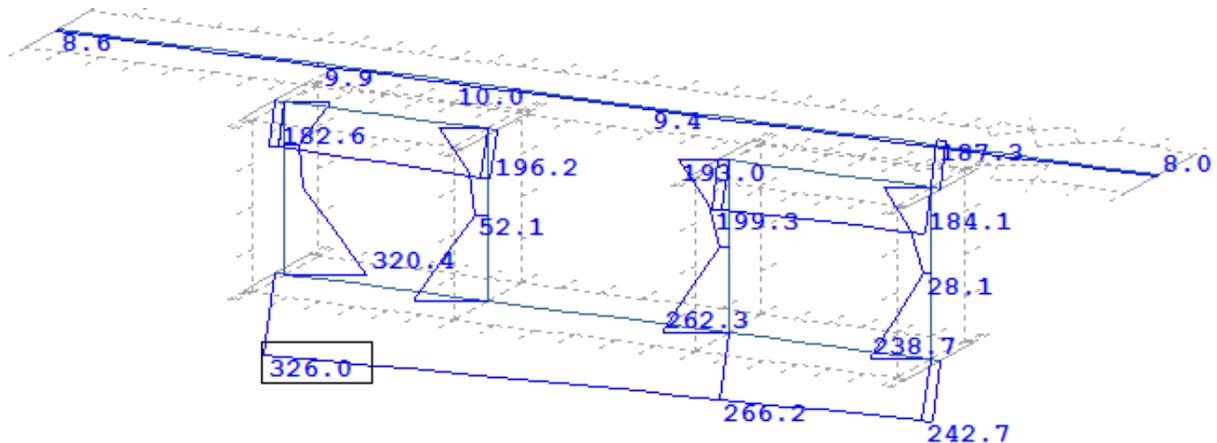
Die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Normalspannungen σ_y ist am inneren Rand des äußeren Steges ($\sigma_y = 152,8 \text{ N/mm}^2$). An der Stelle mit den maximalen Spannungen σ_x sind die Querspannungen verhältnismäßig klein. Bei der Bildung der Vergleichsspannung kommt es zu keiner Überlagerung der Extremwerte.

6 Nachweisführung

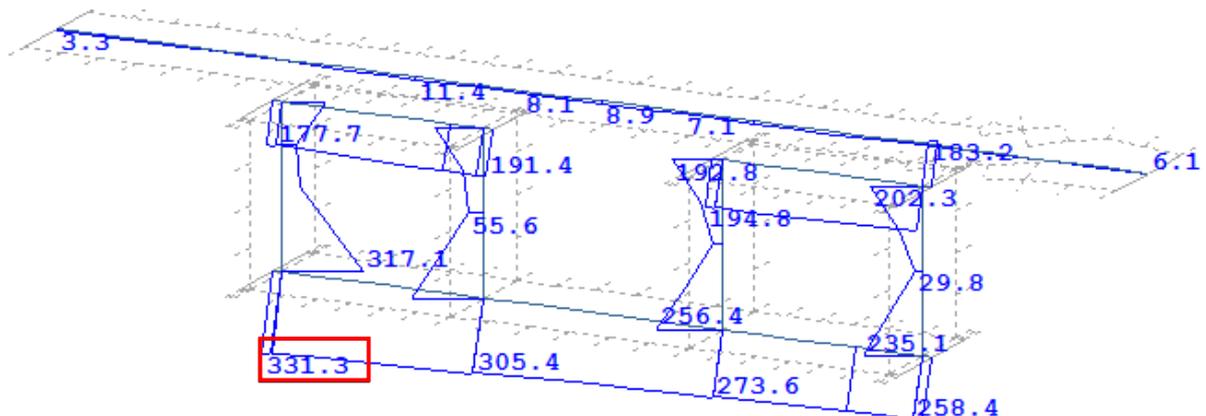
6.1.2.3.1.3 Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte



a) Vergleichsspannung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Vergleichsspannung in der Mitte der Flächenelemente



c) Vergleichsspannung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-19: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

Die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge der Vergleichsspannungen σ_v liegt, wie zuvor für die Normalspannungen σ_x , in der Tragwerksunterkante.

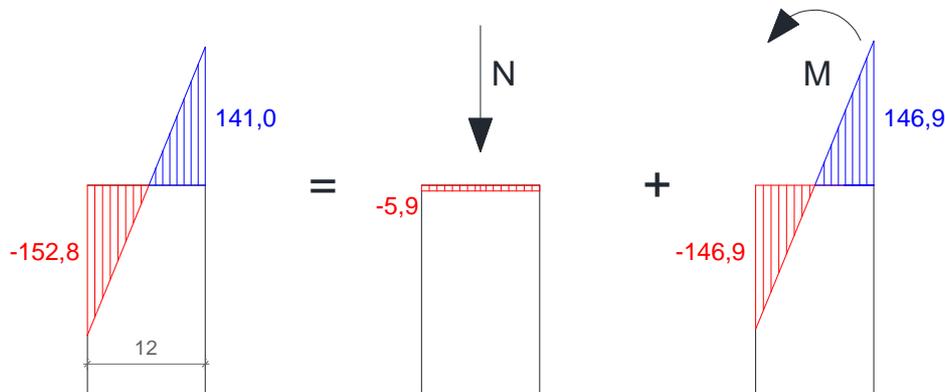
6 Nachweisführung

6.1.2.3.2 Schweißnähte

Die Querbiegespannungen σ_y werden über die Schweißnähte abgetragen. Der Nachweis wird für die Mindestnahtdicke geführt.

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} - 0,5 = \sqrt{17} - 0,5 = 3,6 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$$

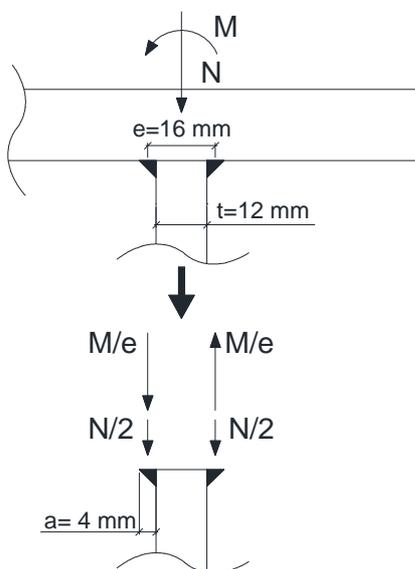
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit treten an der maßgebenden Stelle im Querschnitt folgende Querbiegespannungen auf (Siehe Abbildung 6-18):



Die Spannungen aus dem FE-Modell werden zu Schnittgrößen aufintegriert

$$N = \frac{\sigma_{y,oben} + \sigma_{y,unten}}{2} \cdot t = \frac{141,0 - 152,8}{2} \cdot 12 = -70,8 \text{ N/mm}$$

$$M = \frac{\sigma_{y,oben} - \sigma_{y,unten}}{2} \cdot \frac{t^2}{6} = \frac{141,0 + 152,8}{2} \cdot \frac{12^2}{6} = 3525,6 \text{ Nmm/mm}$$



Der Nachweis erfolgt nach dem vereinfachten Verfahren (EN 3-1-8, 4.5.3.3) Die Schweißnaht wird geklappt, dadurch steht die kraftübertragende Fläche der Naht normal zu den einwirkenden Kräften.

In der Naht entstehen somit folgende Spannungen:

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{N/2 + M/e}{a} = \frac{70,8/2 + 3525,6/16}{4} = 63,9 \text{ N/mm}^2$$

Die Beanspruchbarkeit der Schweißnaht ist:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist die Mindestnaht ausreichend die Querbiegemomente in den Stegen abzutragen.

6.1.2.3.3 Nachweis der Betonplatte

Die größten Spannungen in der Betonplatte treten zum Zeitpunkt $t = 0$ auf und nehmen infolge Kriechens und Schwindens stetig ab. Die maßgebende Lastkombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Betonplatte setzt sich daher aus den ständigen Lasten zu Belastungsbeginn und den veränderlichen Einwirkungen zusammen.

6 Nachweisführung

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
max SXO	LF 8002	1,35 · LF 4140	1,45 · 1,21 · (1,157 · LF 402 + 1,0 · LF 421 + 0,5 · LF 413) + 1,5 · LF 104

Tabelle 6-3: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Betonplatte

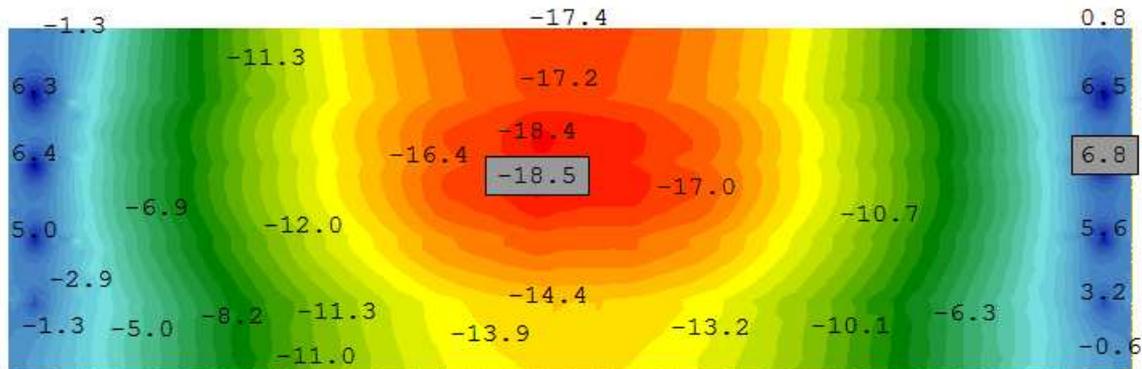


Abbildung 6-20: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)18,5 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Betonplatte ist somit erbracht.

6.1.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

6.1.3.1 Begrenzung der Spannungen

6.1.3.1.1 Begrenzung der Stahlspannungen

Folgende Lastkombinationen haben sich für den oben genannten Nachweis als maßgebend erwiesen:

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
Maximale Normalspannungen - Stahlträger			
max SXU	LF 9177	1,0 · LF 4249	1,0 · 1,21 · (1,157 · LF 402 + 1,0 · LF 421 + 0,5 · LF 413) + 1,0 · LF 104
Maximale Schubspannungen - Stahlträger			
SXYU ^a	LF 9181	1,0 · LF 4249	1,0 · 1,21 · (1,157 · LF 401 + 1,0 · LF 422 + 0,5 · LF 412) + 1,0 · LF 104
a	Schubspannungen an der Unterseite der Quad-Elemente. Eine Maximierung nach P_z führt zum selben Ergebnis.		

Tabelle 6-4: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Stahlspannungen

6 Nachweisführung

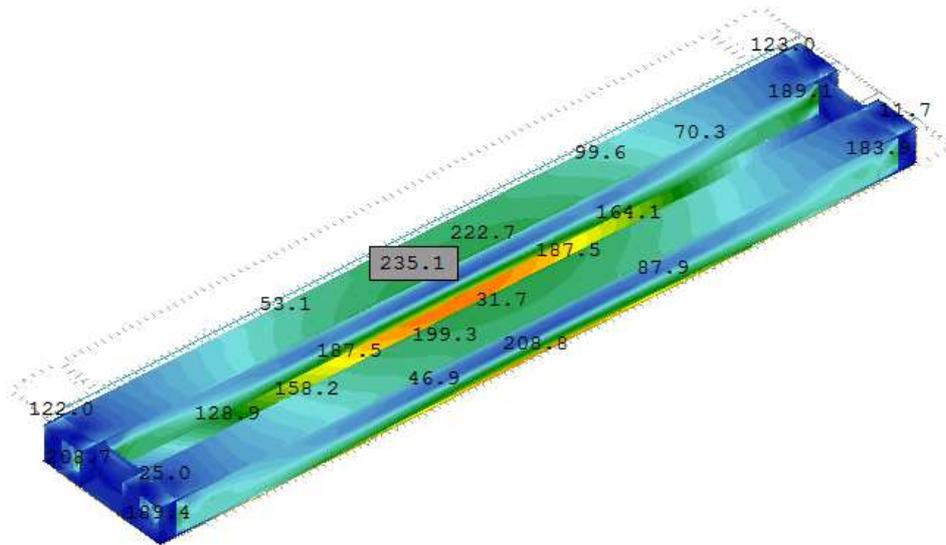


Abbildung 6-21: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger σ_v infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9177. Spannungen in N/mm^2

Die auftretenden Vergleichsspannungen sind kleiner als die Grenzzugspannung $355 N/mm^2$, somit ist der Nachweis erfüllt.

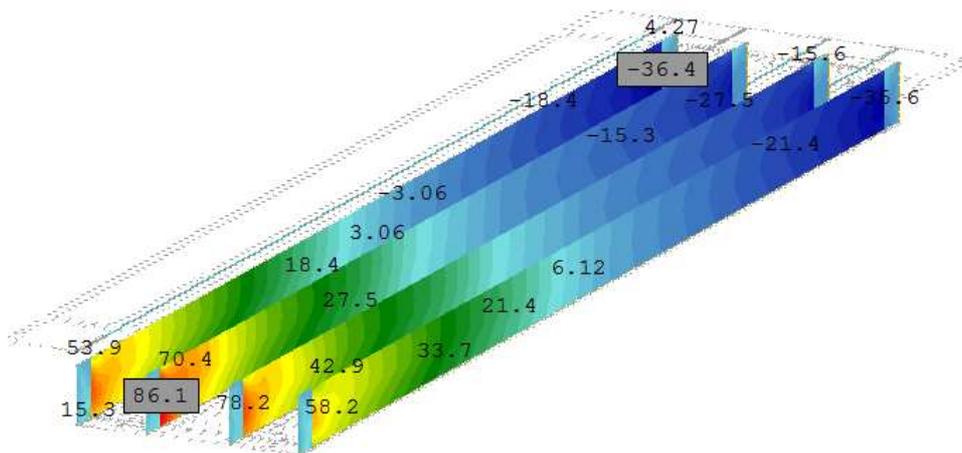


Abbildung 6-22: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9181. Spannungen in N/mm^2

$$\tau_{a,max} = 86,1 N/mm^2 < f_{yd}/\sqrt{3} = 205 N/mm^2$$

Auch für die Schubspannung ist der Nachweis erbracht.

Da die Nachweise nach dem Verfahren elastisch-elastisch geführt werden, ist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllt, sobald der Tragfähigkeitsnachweis erfüllt ist. Der Nachweis wird bei den Brücken B2 und B3 daher nicht mehr angeführt.

6.1.3.1.2 Begrenzung der Betonspannungen

Folgende Lastkombinationen haben sich für den oben genannten Nachweis als maßgebend erwiesen:

6 Nachweisführung

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
Maximale Normalspannungen – charakteristische Lastkombination			
min <i>SXO</i>	LF 9172	$1,0 \cdot LF 4249$	$1,0 \cdot 1,21 \cdot (1,157 \cdot LF 402 + 1,0 \cdot LF 421 + 0,5 \cdot LF 413) + 1,0 \cdot LF 104$
Maximale Normalspannungen – quasi-ständige Lastkombination			
min <i>SXO</i>	LF 9272	$1,0 \cdot LF 4249$	$1,0 \cdot 1,21 \cdot 1,157 \cdot LF 402$

Tabelle 6-5: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Betonspannungen

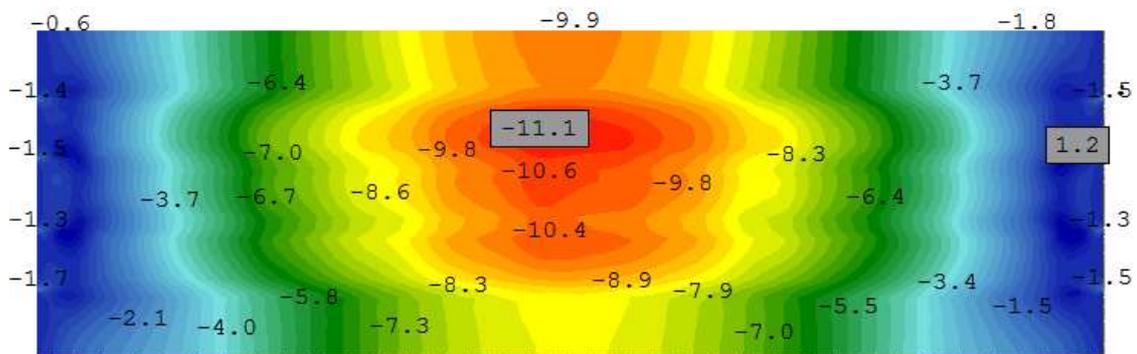


Abbildung 6-23: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9172. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)11,1 \text{ N/mm}^2 < 0,6 \cdot f_{ck} = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter charakteristischer Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

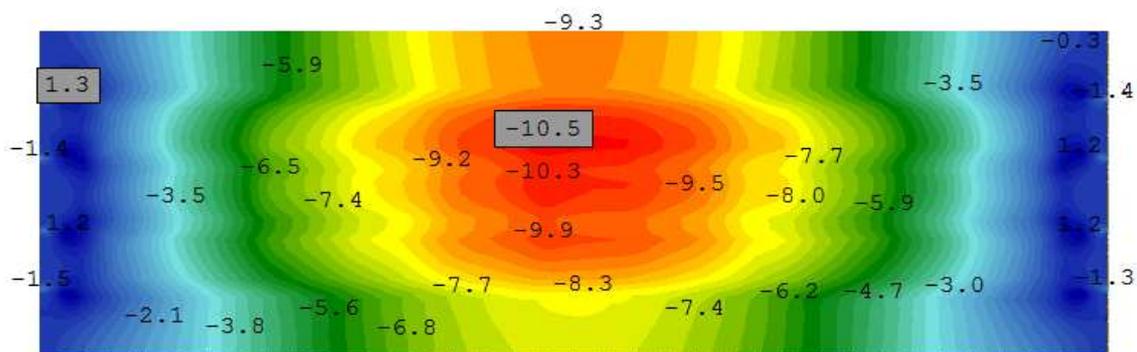


Abbildung 6-24: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 9272. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)10,5 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter quasi-ständiger Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

6.1.3.1.3 Begrenzung der Spannungsdifferenzen im Baustahl

Folgende Lastkombinationen haben sich für den obengenannten Nachweis als maßgebend erwiesen:

6 Nachweisführung

Überlagerungsgröße	Ergebnislastfall aus Maxima	Ständige Einwirkung inkl. Teilsicherheitsbeiwerten	Veränderliche Einwirkung inkl. Faktoren und Teilsicherheitsbeiwerten
Maximale Normalspannungen - Stahlträger			
<i>bsph.</i> max <i>SXU</i>	LF 9377	1,0 · LF 4249	1,0 · 1,21 · (1,157 · LF 402 + 1,0 · LF 421 + 0,5 · LF 413)
Maximale Schubspannungen – Stahlträger			
<i>SXYU^a</i>	LF 9381	1,0 · LF 4249	1,0 · 1,21 · (1,157 · LF 401 + 1,0 · LF 422 + 0,5 · LF 412)
a	<i>Schubspannungen an der Unterseite der Quad-Elemente. Eine Maximierung nach P_z führt zum selben Ergebnis.</i>		

Tabelle 6-6: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Spannungsdifferenzen des Stahlträgers

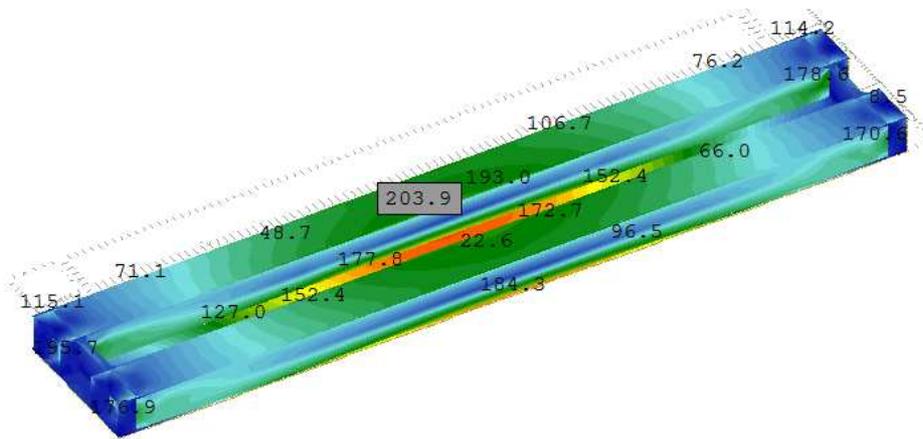


Abbildung 6-25: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Lastkombination LF9377. Spannungen in N/mm^2

$$\Delta\sigma_{a,max} = 203,9 \text{ N/mm}^2 < 1,5 \cdot f_{yk} = 532,5 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Spannungsdifferenzen ist somit erbracht.

6.1.3.2 Begrenzung der Verformung

6.1.3.2.1 Vertikale Verformung des Überbaus

Die maximal zulässige Durchbiegung infolge LM 71 vergrößert mit $\alpha = 1,21$ beträgt:

$$L/600 = 20000/600 = 33,3 \text{ mm}$$

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfolgt mit folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 9003	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	1,21 · 1,0 · LF402

6 Nachweisführung

6.1.3.2.3 Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort

Für $L = 20,0 \text{ m}$ und $V = 160 \text{ km/h}$ ergibt sich der Grundwert L/δ nach EN0-A1, Bild A.2.3 zu $L/\delta = 1010$.

$$0,7 \cdot 1010 = 707 > 600$$

Die maximal zulässige Durchbiegung ist somit $\delta = 20000/600 = 33,33 \text{ mm}$.

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfolgt mit folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 9004	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	$1,0 \cdot 1,157 \cdot LF402$

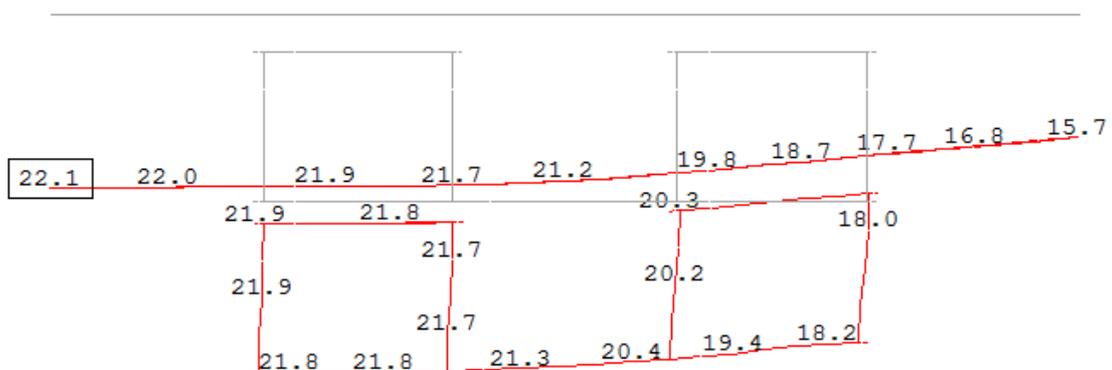


Abbildung 6-28: unverbogener Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF9004. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt

Die Gesamtverformung beträgt $22,1/33,3 = 63,4 \%$ der zulässigen Verformung. Damit ist der Nachweis erfüllt.

6.1.4 Ermüdungsnachweis

6.1.4.1 Baustahl

Für den Ermüdungsnachweis wird die Verkehrslast ohne Exzentrizität e_1 angesetzt. Die Laststellung, in welcher die Einzellasten des Lastmodells 71 in Feldmitte der Brücke zu liegen kommen, führt zu den maximalen Normalspannungen (entspricht LF 503).

Kerbfälle:

Folgende Kerbfälle werden untersucht:

6 Nachweisführung

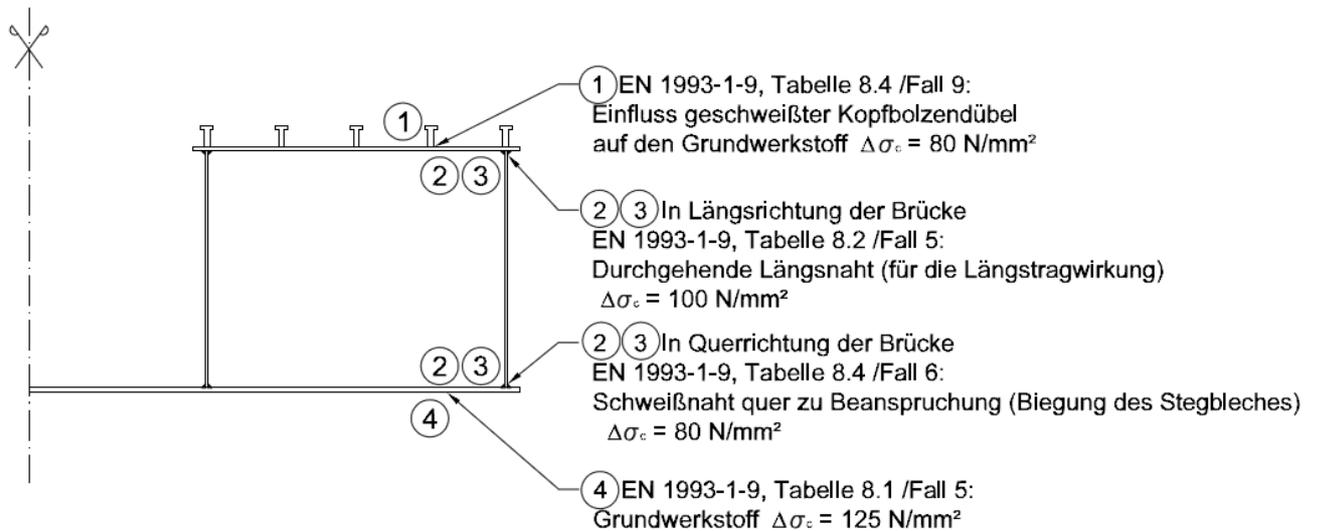


Abbildung 6-29: untersuchte Kerbfälle im Querschnitt in Feldmitte

Beiwerte:

- Längsrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 0,68$ (Stützweite 20m, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,157$ (siehe 3.3.2)

- Querrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 1,40$ (Auf der sicheren Seite liegend wird hier der maximale Wert angesetzt, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,375$ (siehe 3.3.2)

Nachweis:

• Faser 1:

Maximale Beanspruchung am Obergurt infolge LF503:

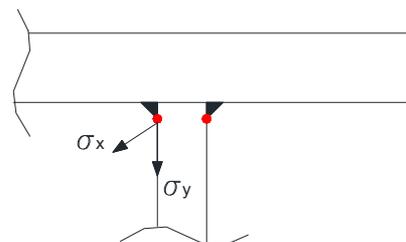
$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 15,1 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{FF} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,68 \cdot 1,157 \cdot 15,1 = 11,9 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

• Faser 2:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 17,7 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 17,5 \text{ N/mm}^2$$

6 Nachweisführung

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,68 \cdot 1,157 \cdot 17,7 = 13,9 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 17,5 = 33,7 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Interaktion:

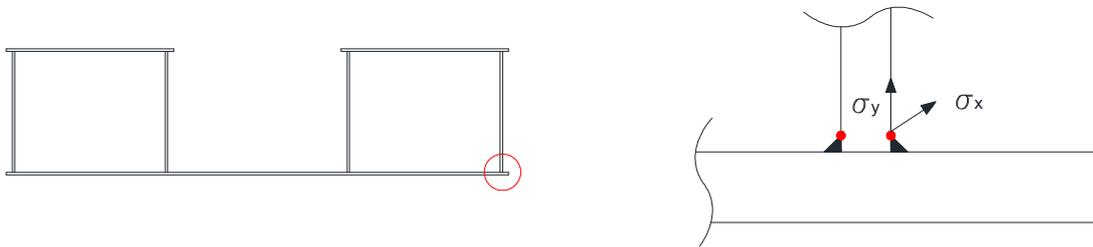
In den derzeit gültigen Normen sind beim Ermüdungsnachweis nur Formeln für eine Interaktion zwischen Normal- und Schubspannungen angeführt. Eine Formel, welche die Interaktion zwischen den Normalspannungen σ_x und σ_y berücksichtigt, konnte in der Norm nicht gefunden werden. Nach [6] kann diese jedoch wie folgt berücksichtigt werden:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}} \right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} \leq 1$$

$$\left(\frac{13,9}{87,0} \right)^2 + \left(\frac{33,7}{69,6} \right)^2 + \frac{13,9 \cdot 33,7}{87,0 \cdot 69,6} = 0,34 < 1,0$$

- Faser 3:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 65,6 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 13,6 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,68 \cdot 1,157 \cdot 65,6 = 51,6 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 13,6 = 26,2 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Interaktion:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}} \right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} =$$

$$\left(\frac{51,6}{87,0} \right)^2 + \left(\frac{26,2}{69,6} \right)^2 + \frac{51,6 \cdot 26,2}{87,0 \cdot 69,6} = 0,72 < 1,0$$

- Faser 4:

Ist nicht maßgebend.

6 Nachweisführung

Der Ermüdungsnachweis für den Stahlträger ist somit erbracht.

6.1.4.2 Beton

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge ständiger Belastung:

$$\sigma_{c,perm} = -2,14 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$:

$$\sigma_{c,max,71} = -6,34 \text{ N/mm}^2$$

Minimale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$:

$$\sigma_{c,min,71} = 0,005 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c(\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) = 5,29$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c(\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) = 0,53$$

mit $\lambda_c = 0,75$ (siehe 4.1.3.3)

$$E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} = 0,0358 ; \quad E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}} = 0,3565$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} = 0,10$$

Daraus folgt

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} = 0,36 + 0,43 \cdot \sqrt{1 - 0,10} = 0,76 \leq 1$$

Der Ermüdungsnachweis des Betons unter Druckspannungen ist damit erfüllt.

6.1.5 Zusammenfassung der Auslastungen

Die Tabelle stellt eine Zusammenfassung der Nachweise mit den höchsten Auslastungen dar.

6 Nachweisführung

Nachweise	Auslastung
<u>Tragfähigkeitsnachweis:</u>	
Stahlträger im Bauzustand	90,5 %
Stahlträger im Endzustand $t = \infty$	93,2 %
Betonplatte $t = 0$	92,5 %
<u>Gebrauchstauglichkeitsnachweis:</u>	
Begrenzung der Stahlspannungen	66,2 %
Begrenzung der Betonspannungen	
Charakteristische Lastkombination	61,7 %
Quasi-ständige Lastkombination	77,8 %
Begrenzung der Spannungsdifferenzen	38,3 %
Vertikale Verformung des Überbaus	69,7 %
Querverformung des Überbaus	--
Maximale vertikale Verschiebung (Reisekomfort)	66,3 %
<u>Ermüdungsnachweis:</u>	
Ermüdung Stahl	
Infolge σ_x oder σ_y	59,3 %
Infolge der Interaktion	72,0 %
Ermüdung Beton unter Druck	76,0 %

6.2 Brücke B2

6.2.1 Querschnittsklassifizierung

Wie zuvor bei der Brücke B1 erfolgt die Querschnittsklassifizierung der Querschnittsteile für die maßgebende Bauphase. Es gelten die gleichen Bestimmungen wie bei der Brücke B1.

Obergurte:

Das c/t Verhältnis für die auf Druck beanspruchten Obergurte beträgt $1176/19 = 61,9$

Der Wert ist größer als das maximale zulässige Verhältnis um die Obergurte der Klasse drei zuzuordnen. Dieses beträgt 34,2 (siehe 6.1.1).

Um die Obergurte dennoch der Klasse drei zuzuordnen, wird eine neue Grenze der Beanspruchbarkeit definiert, welche lokales Beulen berücksichtigt.

$$f_y = \frac{235}{\left(\frac{c/t}{42}\right)^2} = 108,2 \text{ N/mm}^2$$

Während der Bauphase ergeben sich infolge des Eigengewichts, der Schalung und der Betonierlasten folgende Normalspannungen in den Obergurten:

6 Nachweisführung

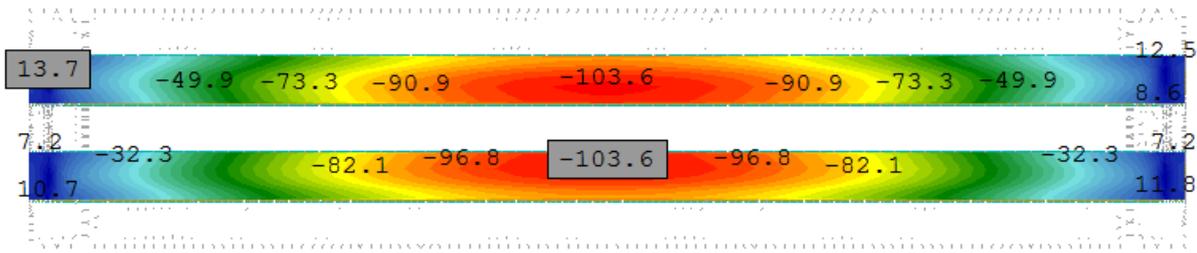


Abbildung 6-30: Normalspannungen an der Oberseite des Stahlobergurtes $\sigma_{x,oben}$ im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF8001 Spannungen in N/mm²

Die maximale Normalspannung ist kleiner als der definierte Grenzwert. Die Obergurte entsprechen somit der Querschnittsklasse drei.

- Stege:

Für die Brücke B2 ergibt sich ein Verhältnis von

$$c/t = 1499/15 = 99,9 < 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 100,9$$

Die Bedingung ist somit erfüllt und die Stege entsprechen der Querschnittsklasse drei.

▪ Schubbeulnachweis:

Schubbeulen nicht ausgesteifter Bleche muss berücksichtigt werden, wenn:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

wobei auf der sicheren Seite $\eta = 1,0$ gesetzt werden kann. Für einen Stahl S355 ist $\varepsilon = \sqrt{f_{y,235}/f_{y,355}} = 0,814$ und man erhält die Bedingung:

$$\frac{1499}{15} = 99,9 > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 58,6$$

Daraus folgt, dass ein Schubbeulnachweis (siehe 6.1.2.2) zu führen ist.

- Untergurt:

Der Untergurt wird nur auf Zug beansprucht und ist somit der Querschnittsklasse 1 zuzuordnen.

Demzufolge kann der gesamte Querschnitt der Brücke B2 zur Spannungsermittlung herangezogen werden. Die Nachweisführung erfolgt linear elastisch auf „Faserebene“. Die Belastungsgeschichte sowie Einflüsse aus Kriechen und Schwinden müssen sowohl beim Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

6.2.2 Tragsicherheitsnachweis

Hinweis: Für die Nachweise der Brücke B2 gelten die gleichen Lastkombinationen wie zuvor bei der Brücke B1. Lediglich der dynamische Beiwert ϕ_2 muss geändert werden. Für die Brücke B2 beträgt dieser $\phi_2 = 1,093$.

6 Nachweisführung

Da sich der Fall maximale Schotterhöhe bei der Brücke B1 gegenüber den Fällen Nenn- und minimale Schotterhöhe bei allen Nachweisen als maßgebend erwies, wurde nur dieser Fall bei der Lasteingabe der Brücke B2 beachtet.

6.2.2.1 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand

Die maximale Vergleichsspannung während dem Bauzustand darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Unter dem LF8001 treten folgenden Vergleichsspannungen im Stahlträger auf:

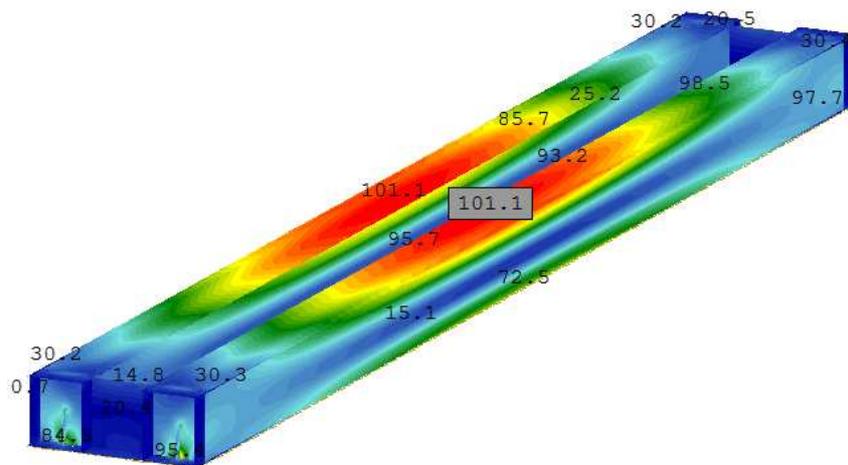


Abbildung 6-31: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm²

Die zulässige Grenznormalspannung ist in jedem Punkt der Brücke eingehalten, der Nachweis ist somit erfüllt.

6.2.2.2 Schubbeulnachweis

Die maßgebende Querkraft für den Schubbeulnachweis tritt unter dem LF 7175 auf und beträgt:

$$V_{Ed} = 2115,4 \text{ kN}$$

Für eine verformbare Auflagersteife ergibt sich der Widerstand gegen schubbeulen zu:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{1499}{86,4 \cdot 15 \cdot 0,81} = 1,428$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 1,08 \rightarrow \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,581$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_{wt}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,581 \cdot 355 \cdot 1499 \cdot 15}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 2678,7 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Der Nachweis ist somit erfüllt.

6.2.2.3 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand

6.2.2.3.1 Nachweis des Stahlträgers

Die Lastsituation ist der Tabelle 6-2 zu entnehmen.

6 Nachweisführung

Die maximale Vergleichsspannung in der Stahlkonstruktion darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Unter der Lastkombination LF8077 treten folgenden Spannungen im Stahlträger auf:

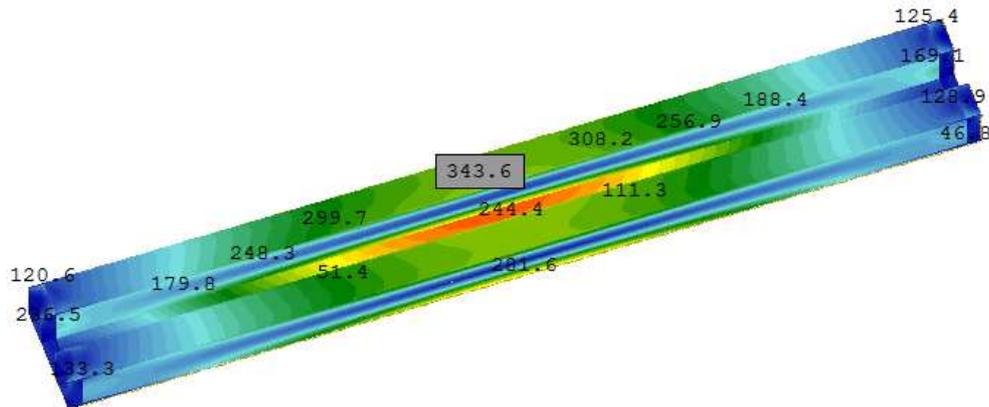


Abbildung 6-32: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm²

Die maximale Vergleichsspannung in der Konstruktion tritt in Feldmitte am Untergurt auf und entspricht 96,8% des zulässigen Wertes, damit ist der Nachweis erfüllt.

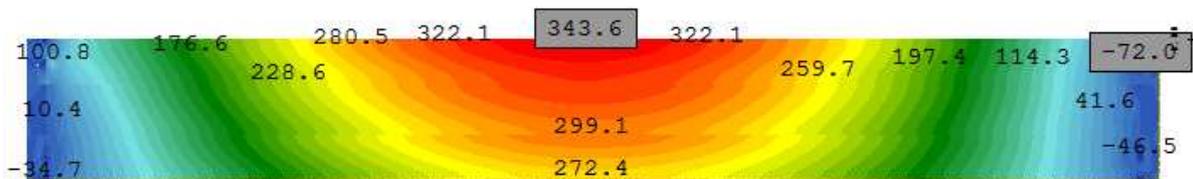


Abbildung 6-33: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurt $\sigma_{x,unten}$ infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm²

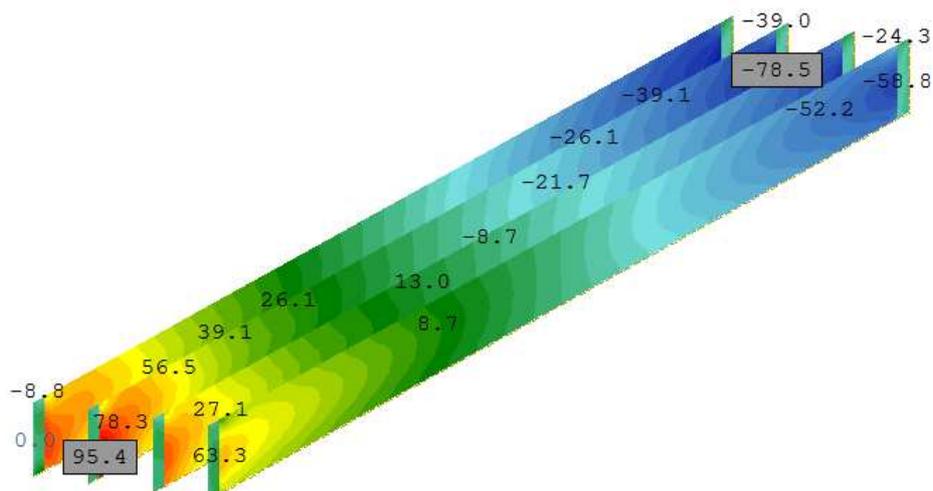


Abbildung 6-34: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF 8175. Spannungen in N/mm²

Um die Längs- und Quertragwirkung der Brücke anschaulicher darzustellen, wird an der Stelle der maximalen Normalspannungen in Feldmitte ein Schnitt geführt und die Spannungen σ_x , σ_y und σ_v für die an der maßgebenden Lastkombination beteiligten

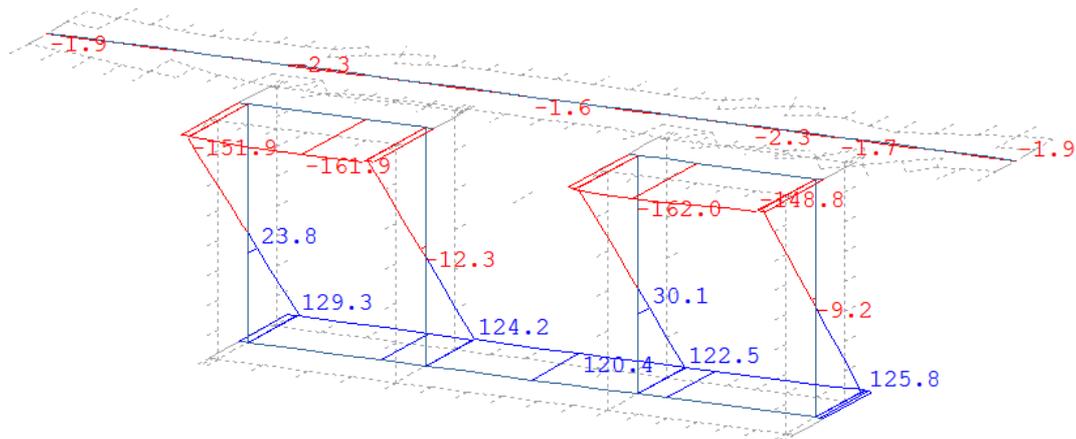
6 Nachweisführung

Lastfälle sowie der Kombination selbst ausgegeben. Die Ergebnisse der einzelnen Lastfälle sind infolge charakteristischer Einwirkungen und frei von jeglichen Beiwerten.

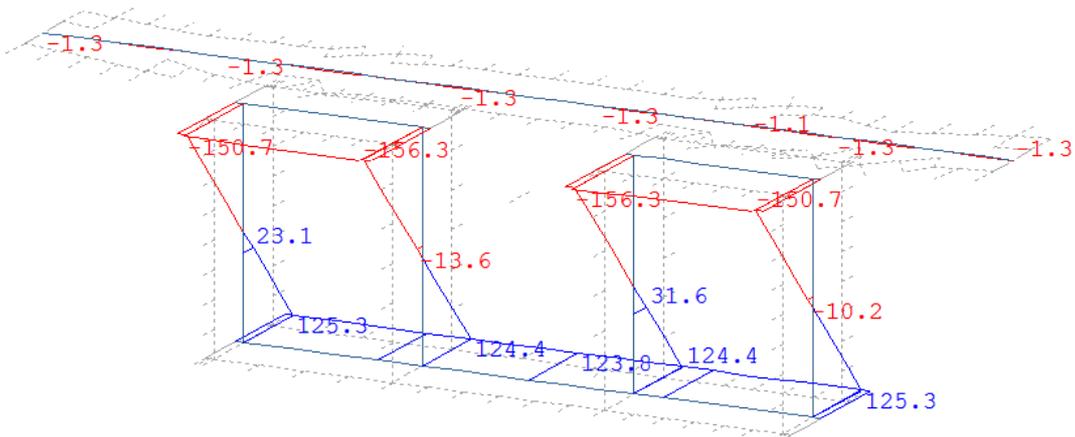
Die Spannungszuweisungen nach Abbildung 6-6 sind auch für die Brücke B2 gültig.

6.2.2.3.1.1 *Normalspannungen σ_x in Feldmitte*

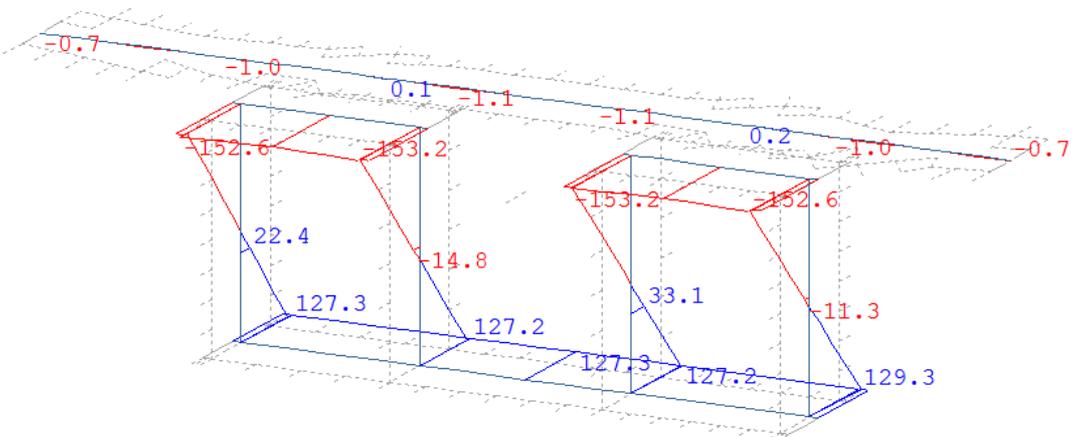
- Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

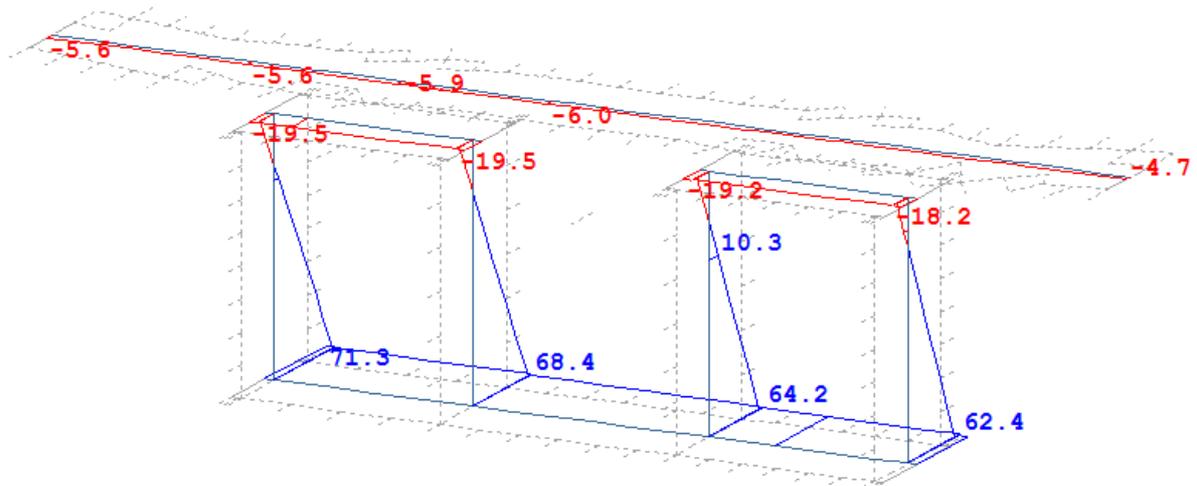


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

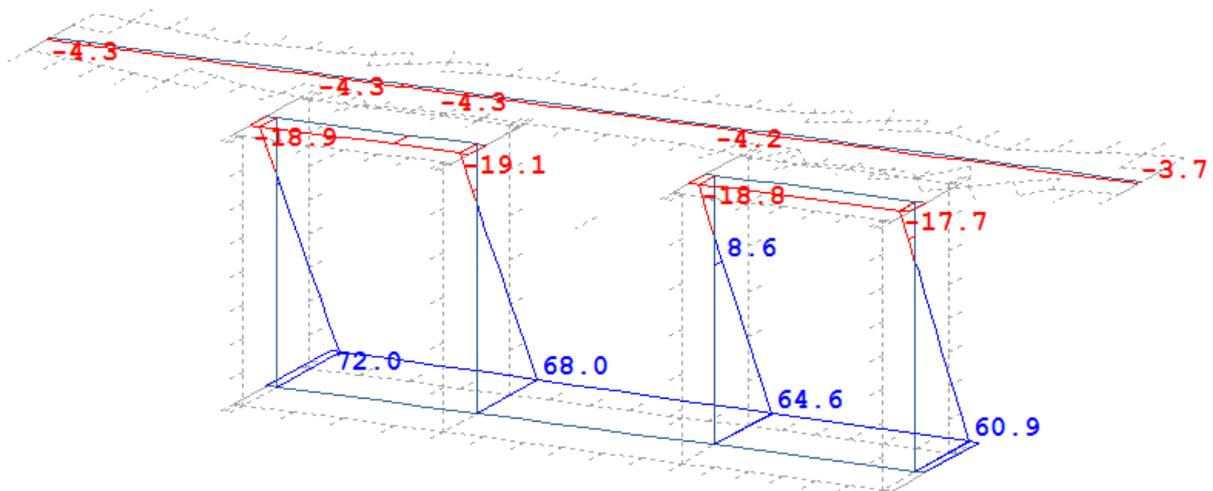
Abbildung 6-35: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

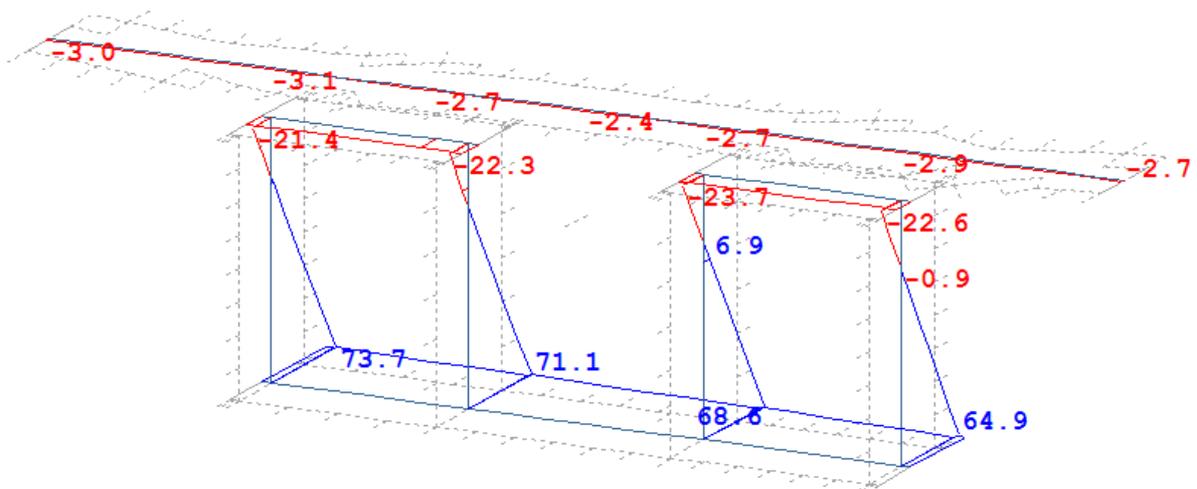
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

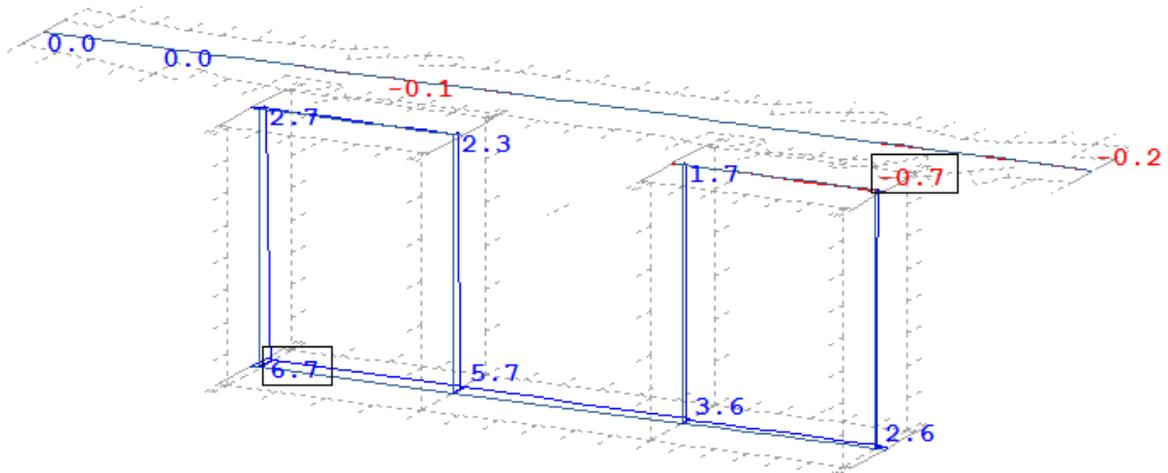


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

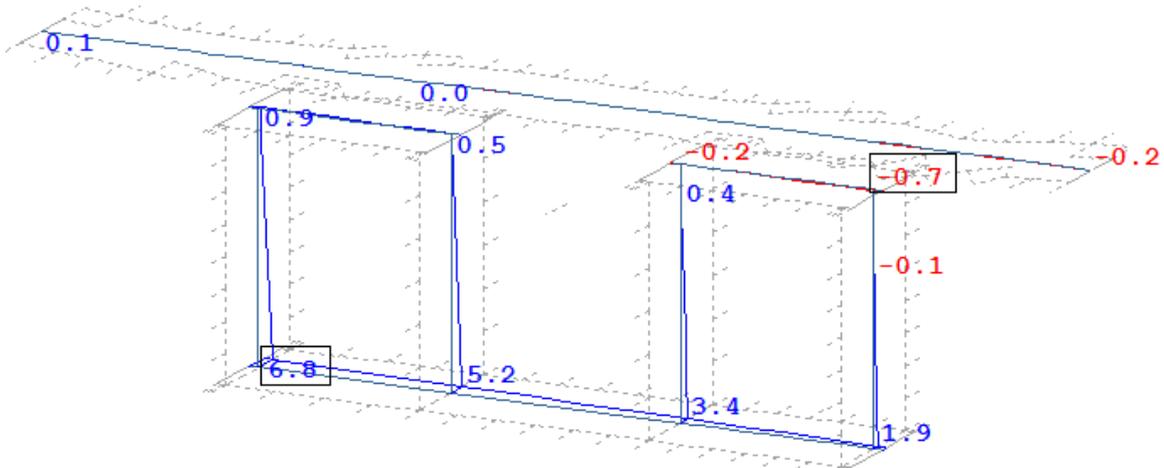
Abbildung 6-36: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

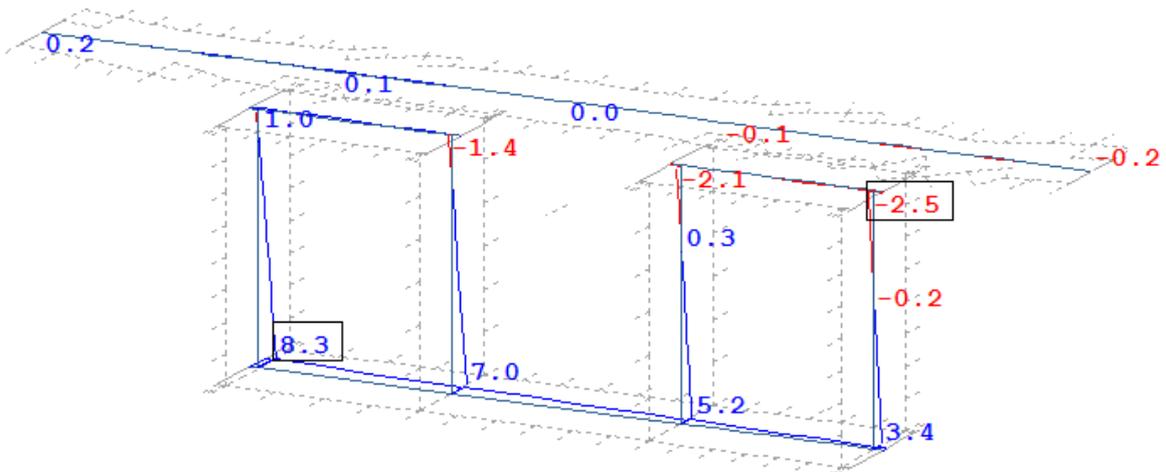
- Anfahren



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

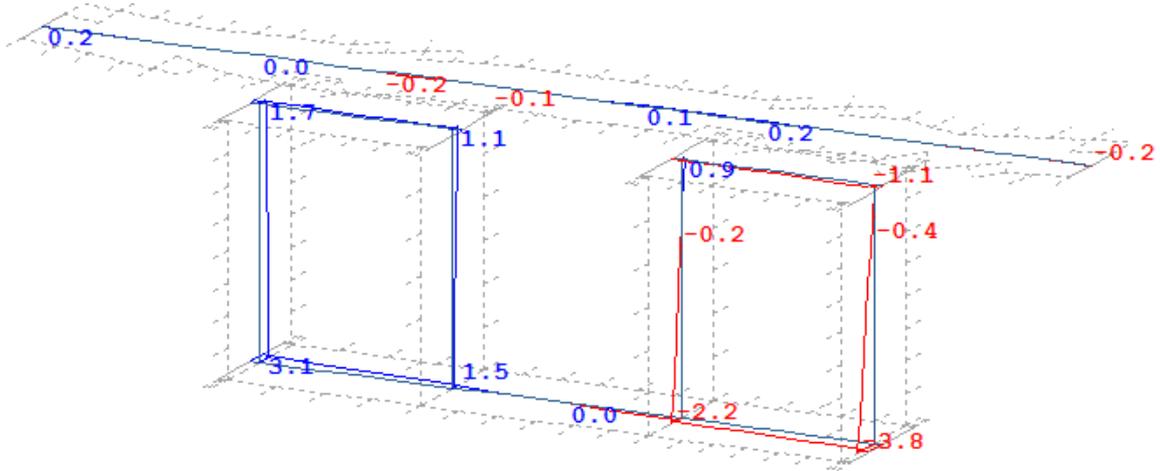


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

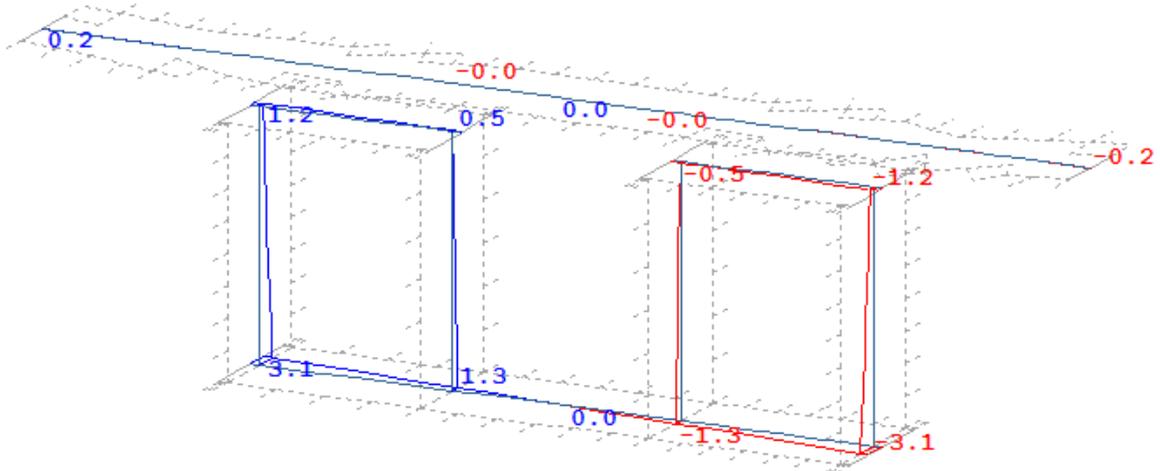
Abbildung 6-37: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

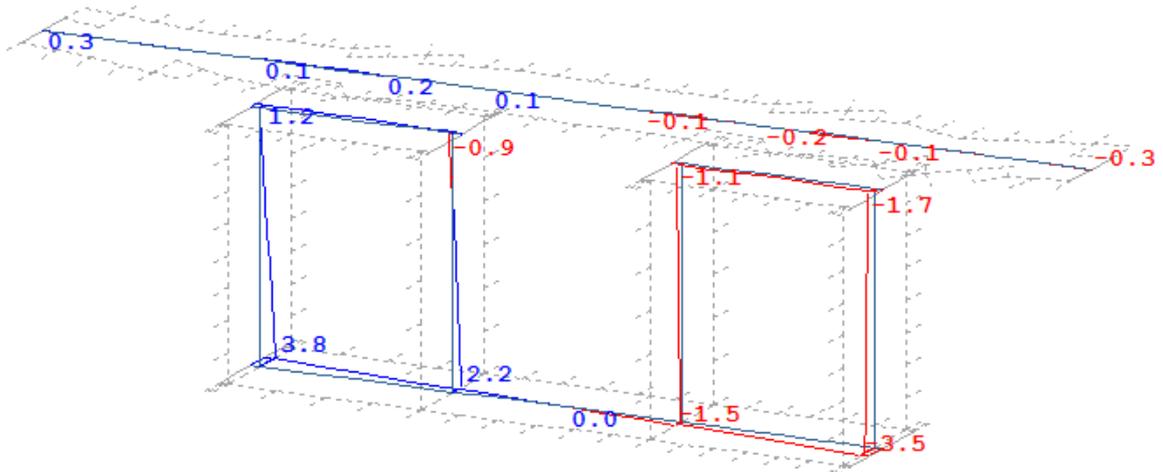
- Seitenstoß



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

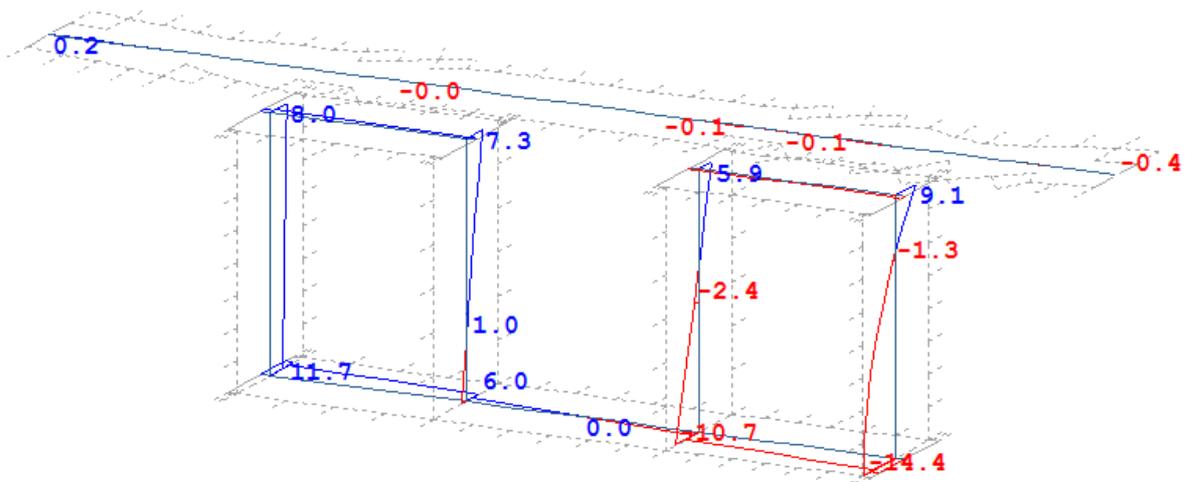


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

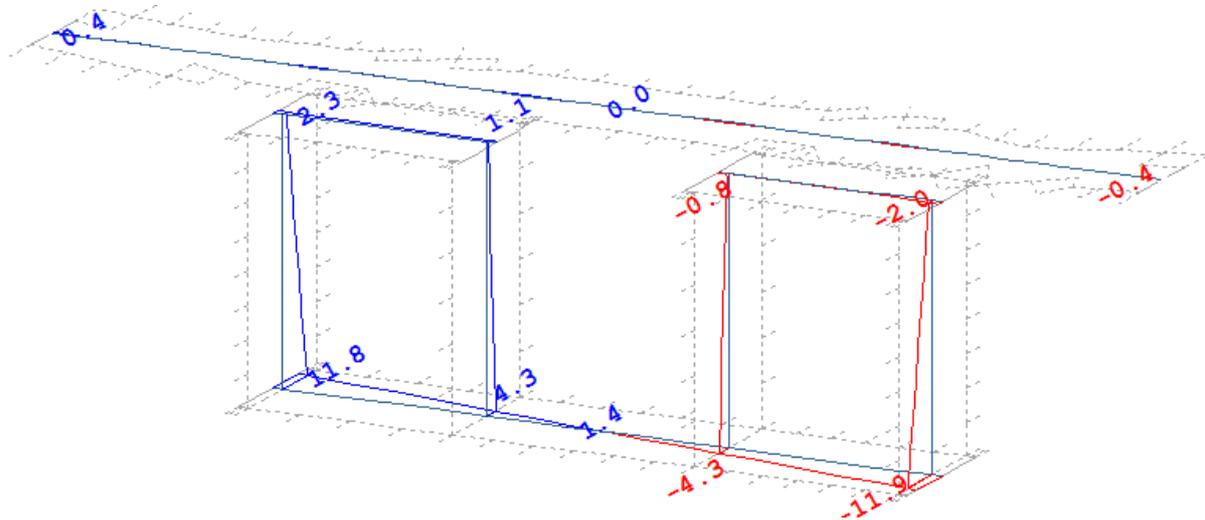
Abbildung 6-38: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

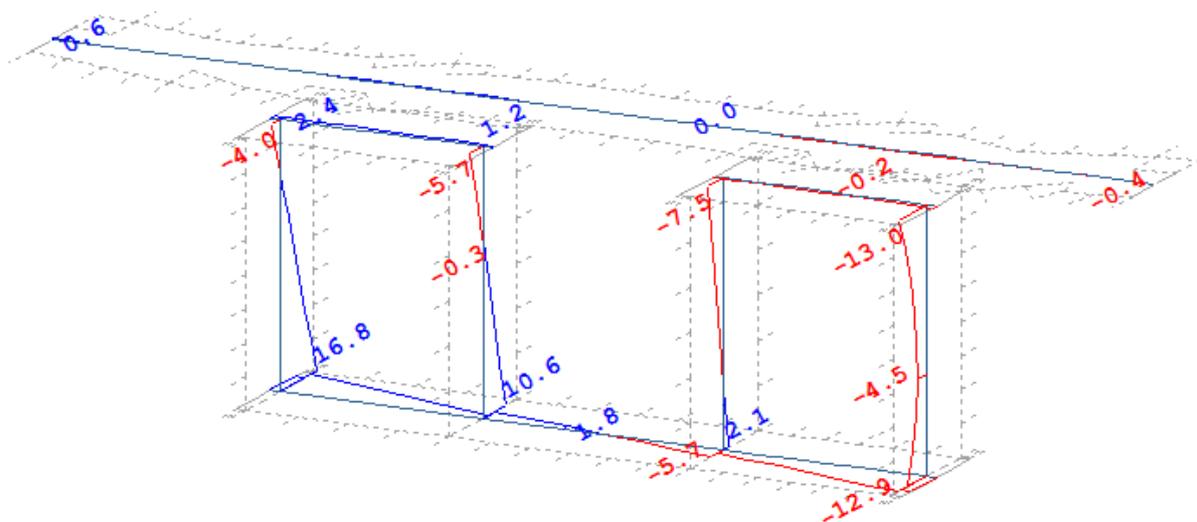
- Wind



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

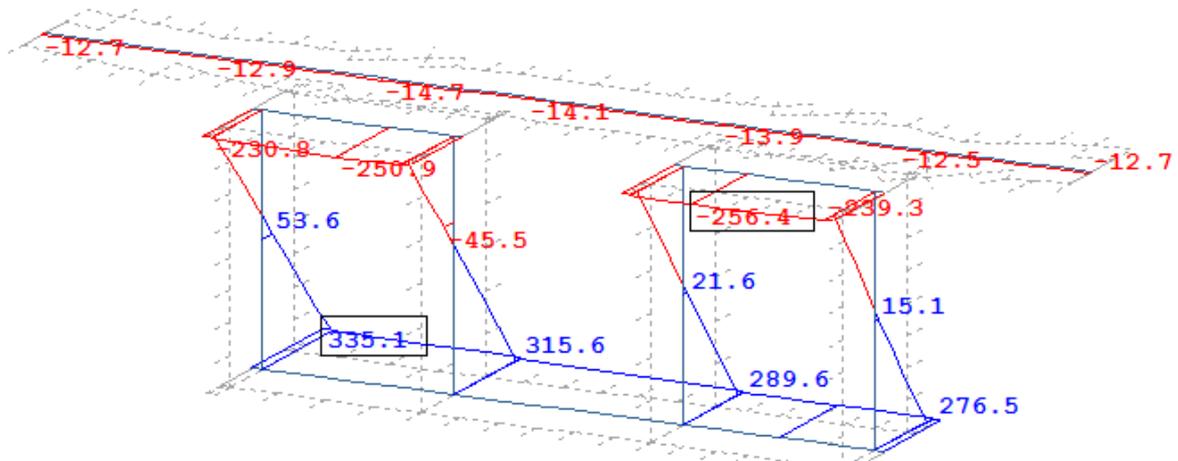


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

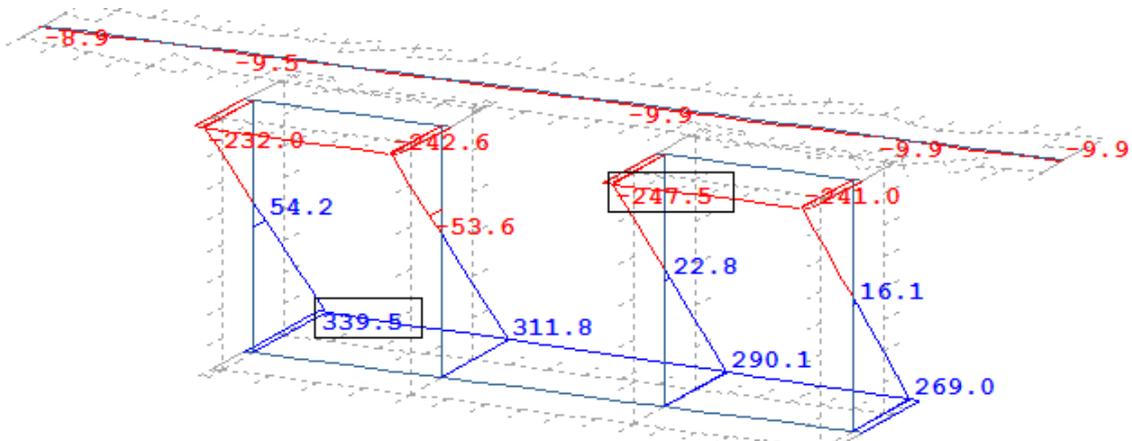
Abbildung 6-39: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

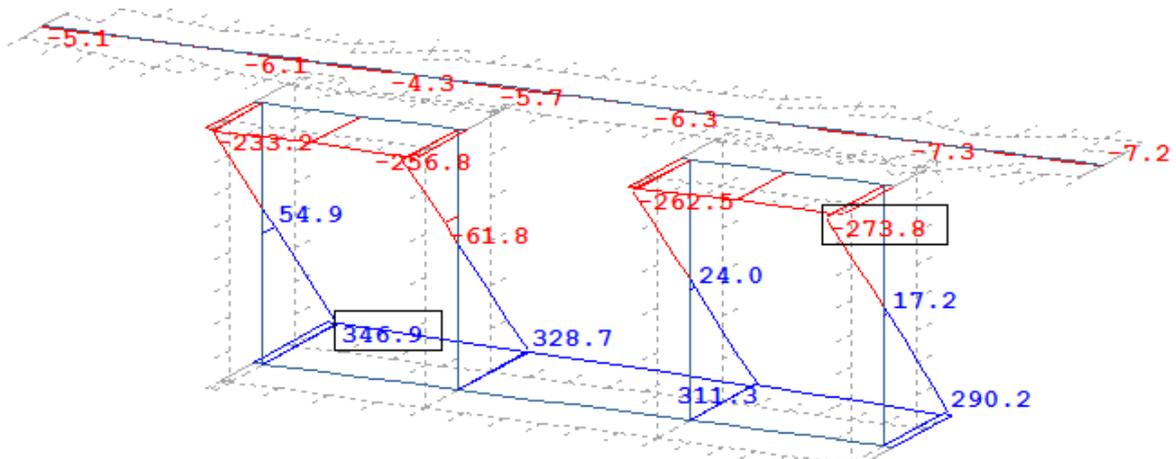
- Maßgebende Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

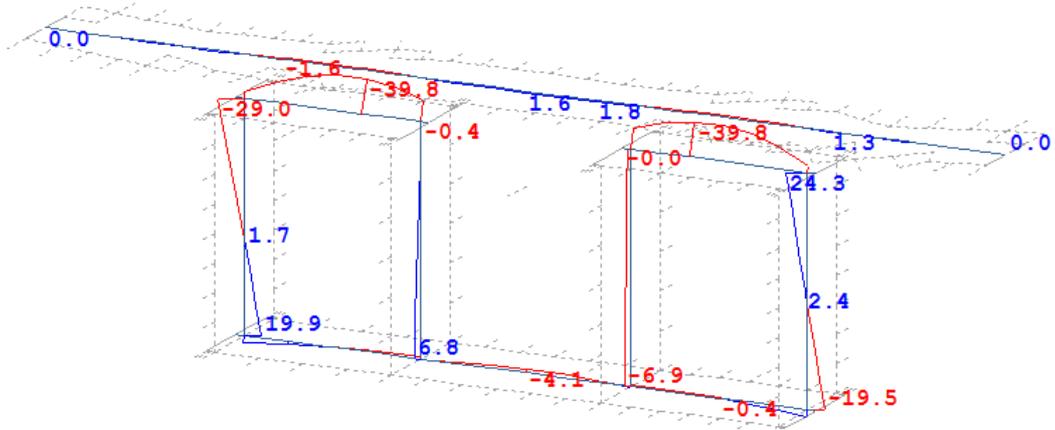
Abbildung 6-40: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

Die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Normalspannungen σ_x liegt an der Tragwerksunterkante.

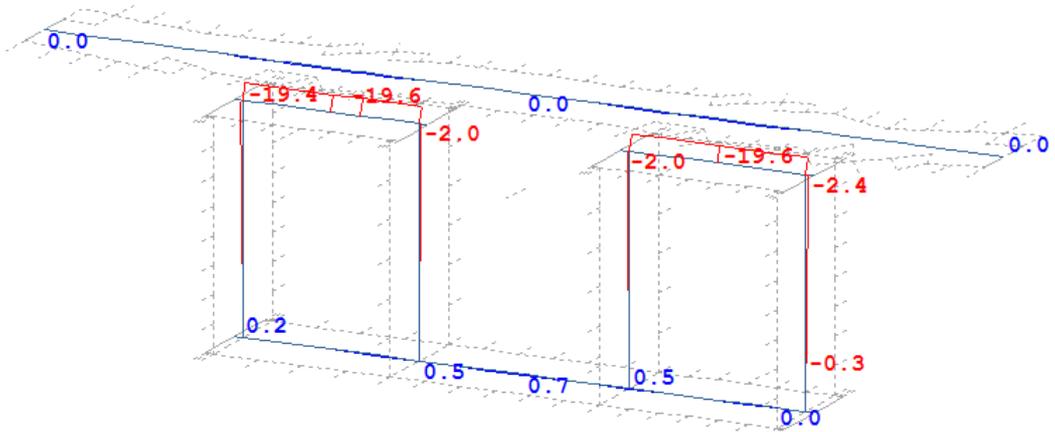
6 Nachweisführung

6.2.2.3.1.2 *Normalspannungen σ_y in Feldmitte*

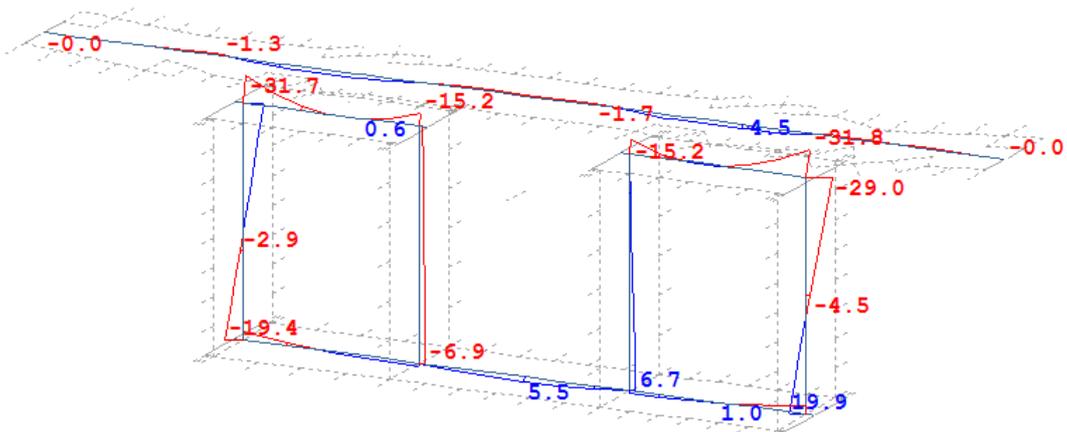
- Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

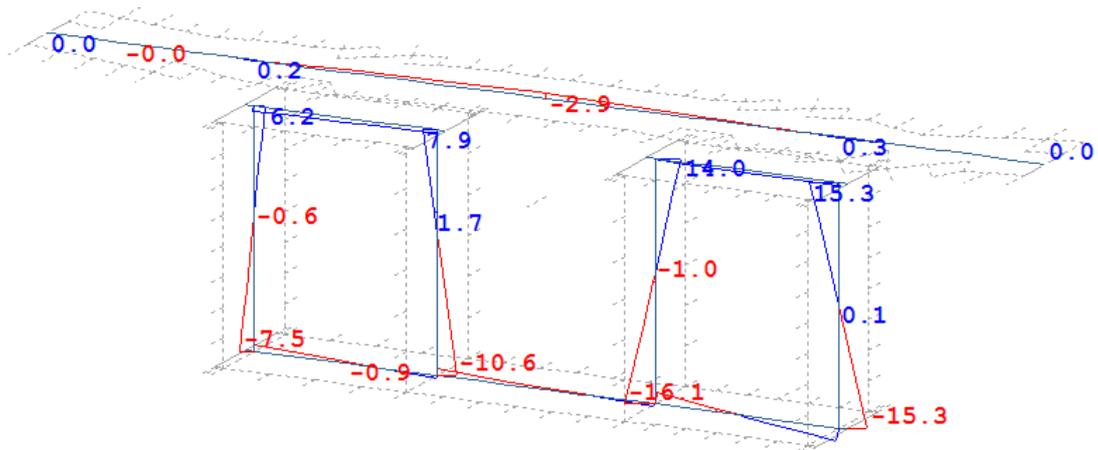


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

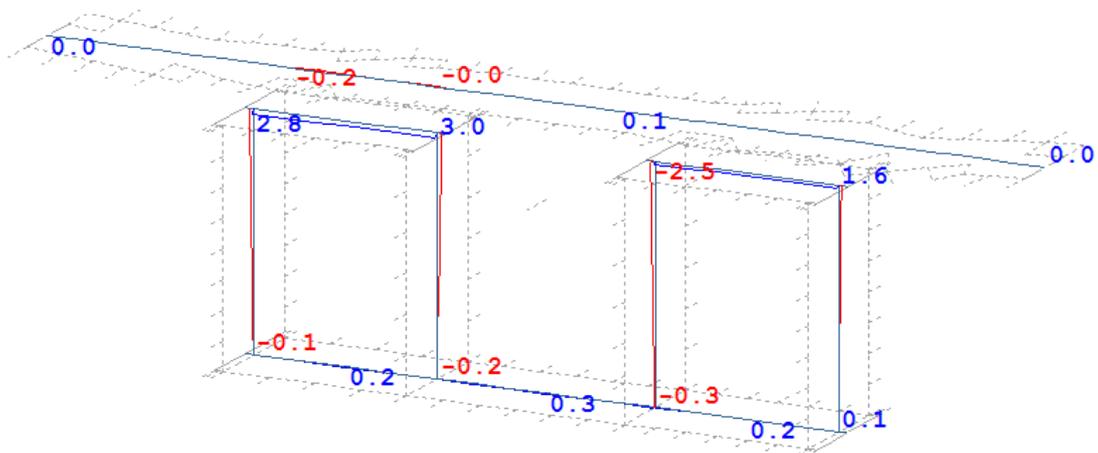
Abbildung 6-41: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

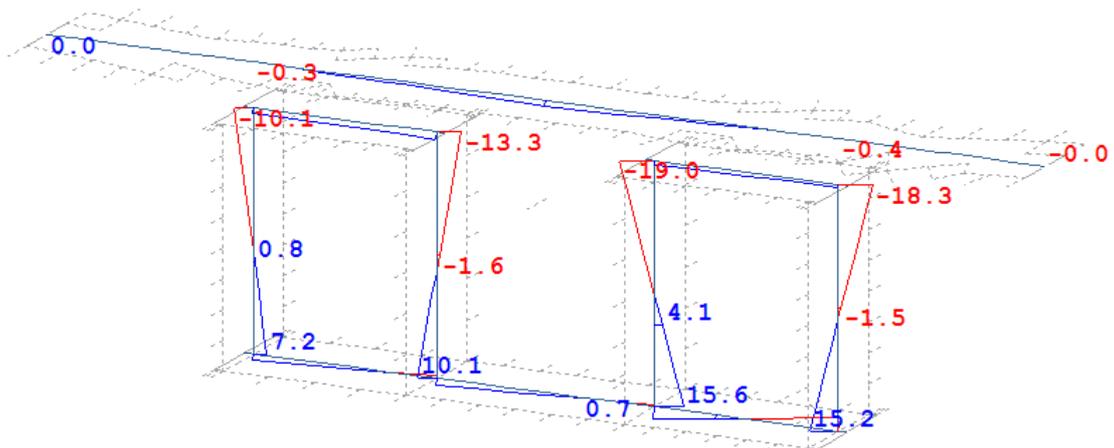
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

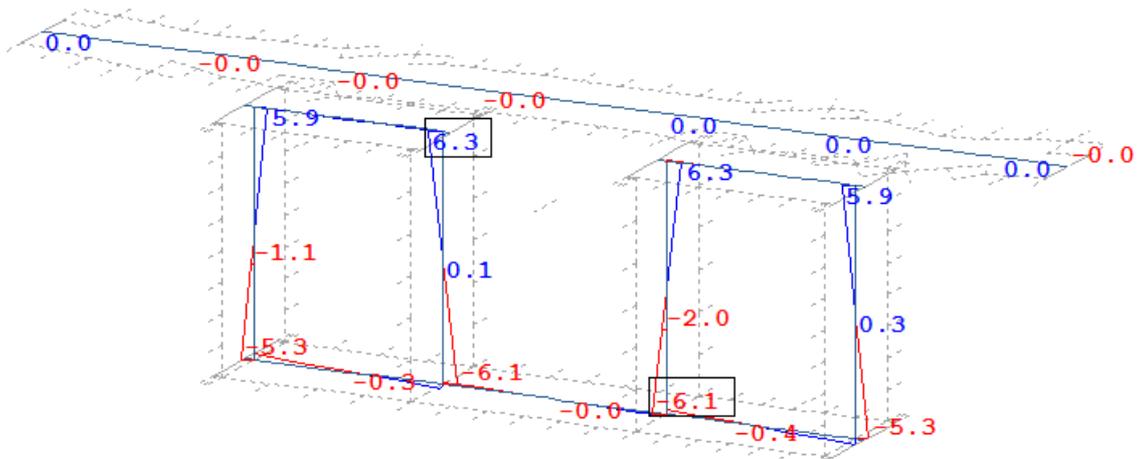


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

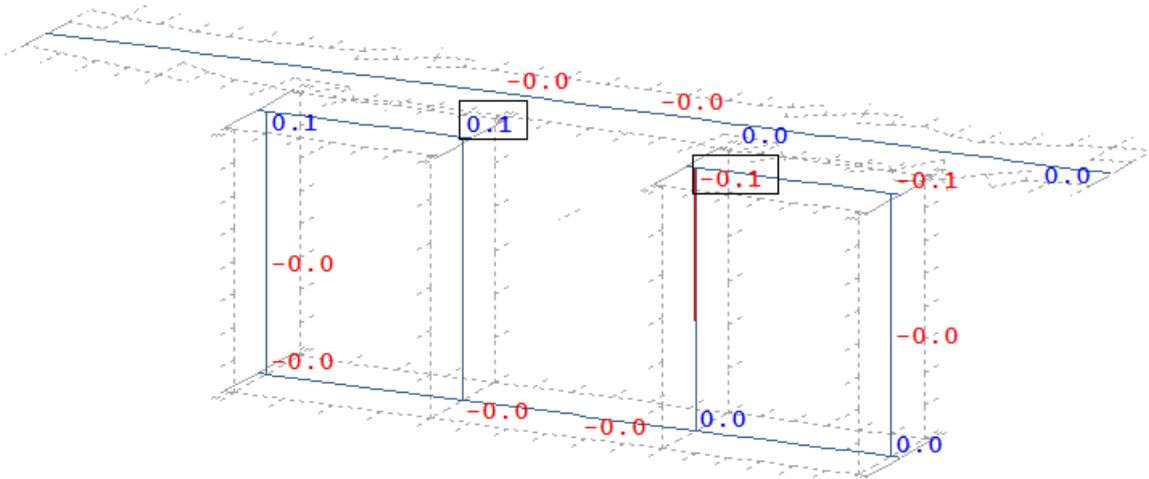
Abbildung 6-42: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

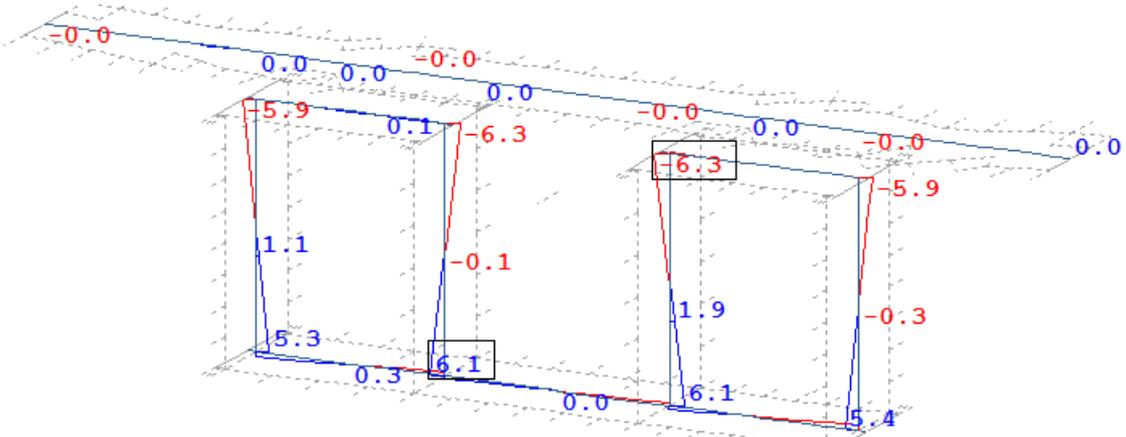
- Anfahren



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

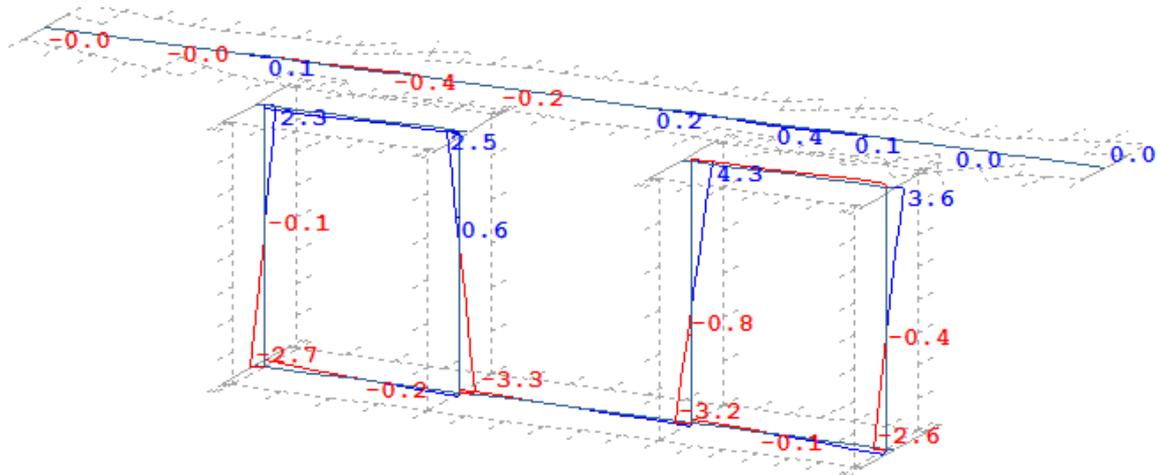


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

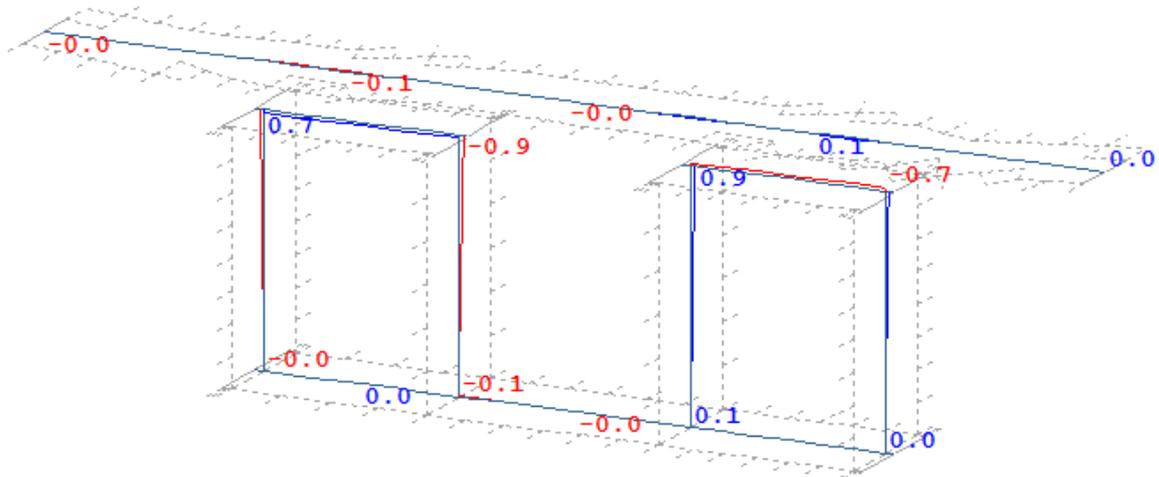
Abbildung 6-43: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

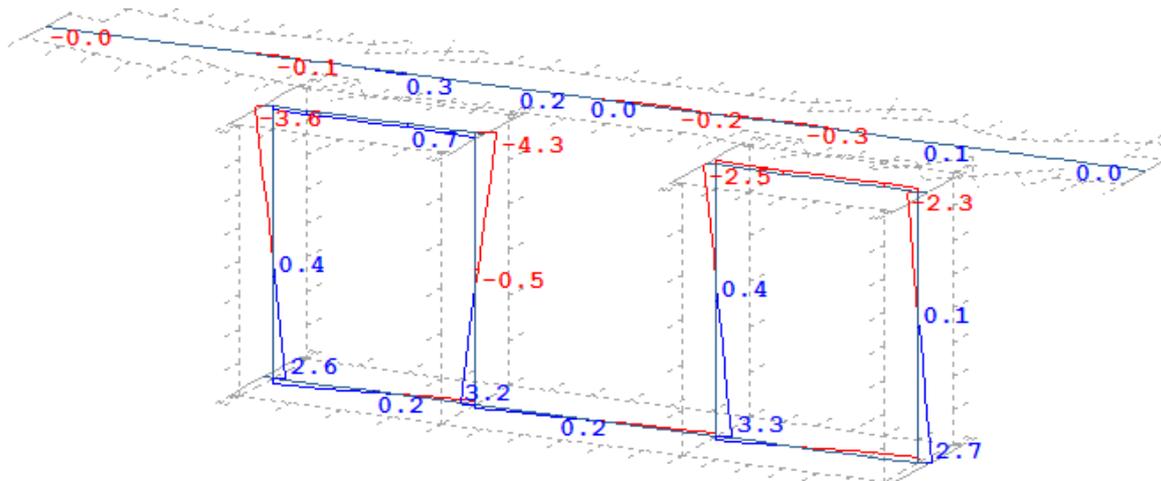
- Seitenstoß



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

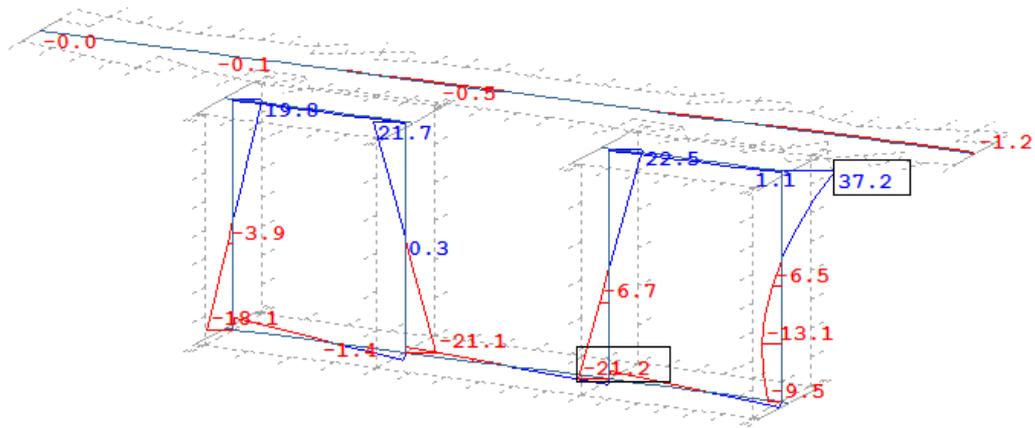


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

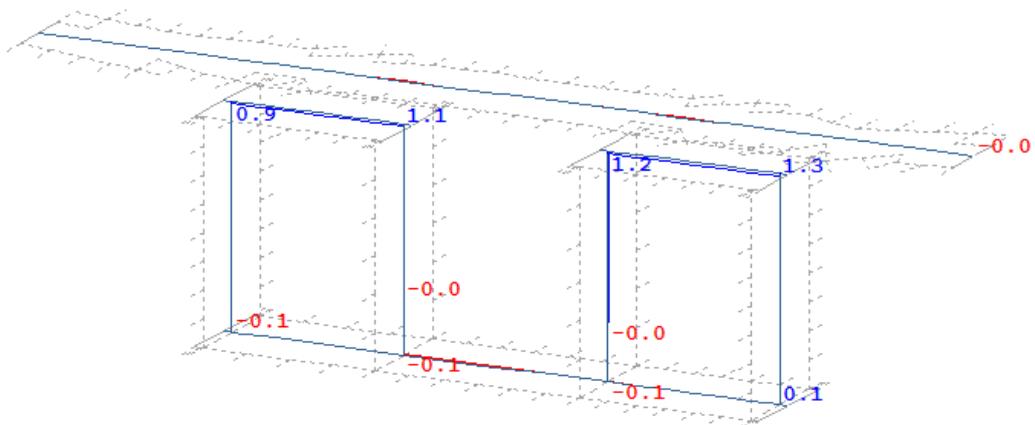
Abbildung 6-44: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

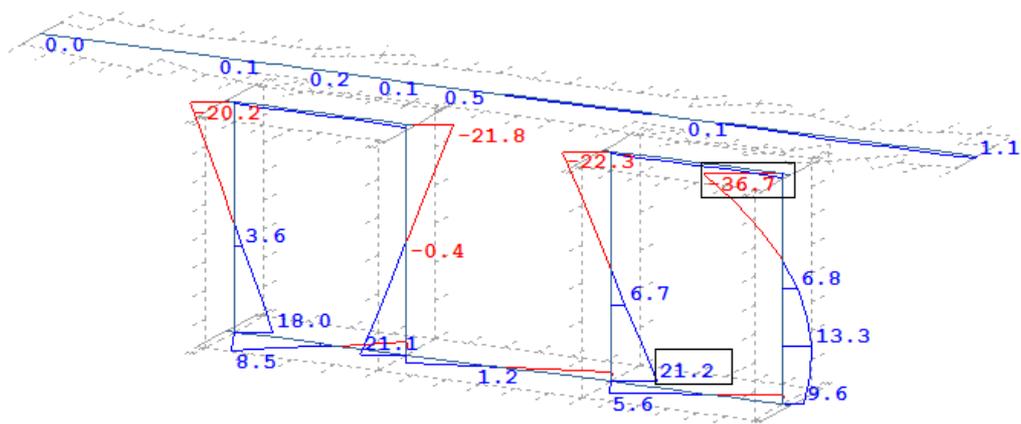
- Wind



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

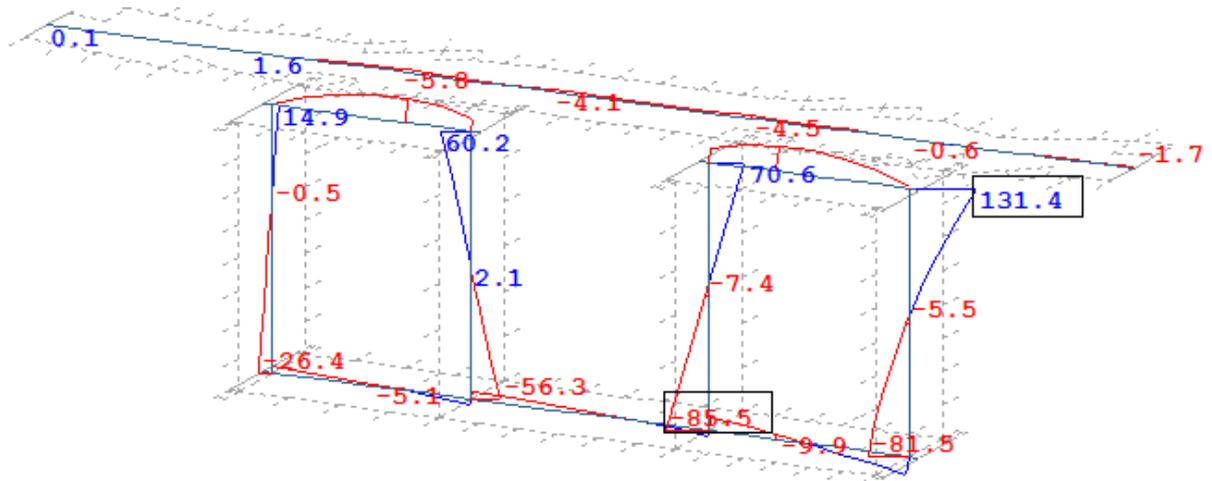


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

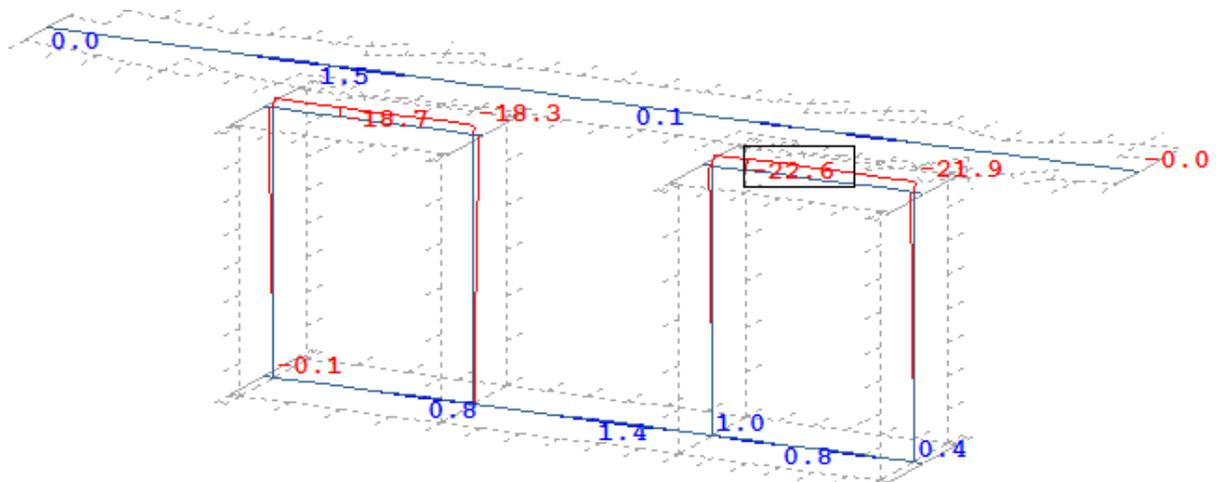
Abbildung 6-45: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

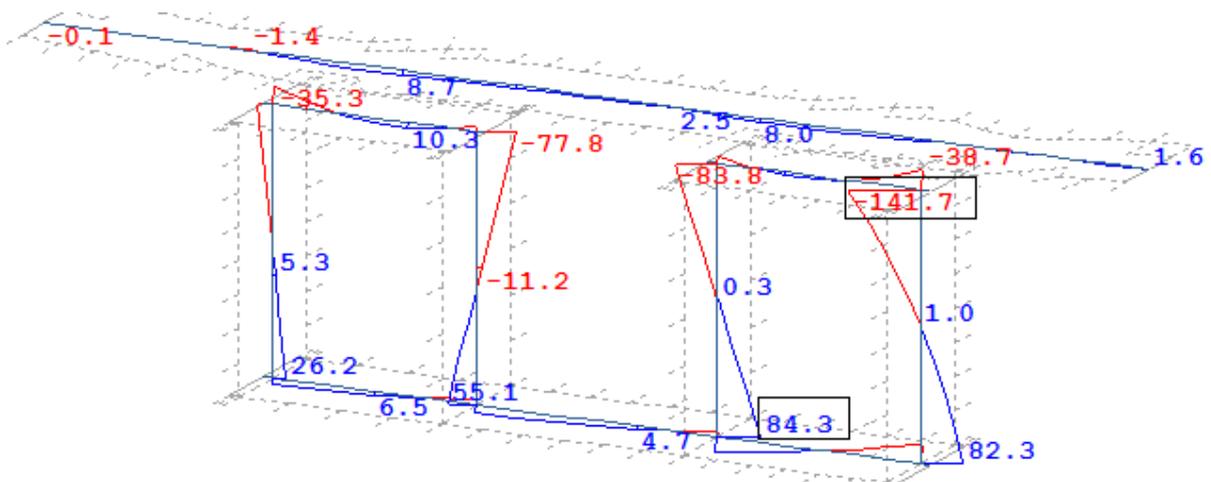
- Maßgebende Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-46: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

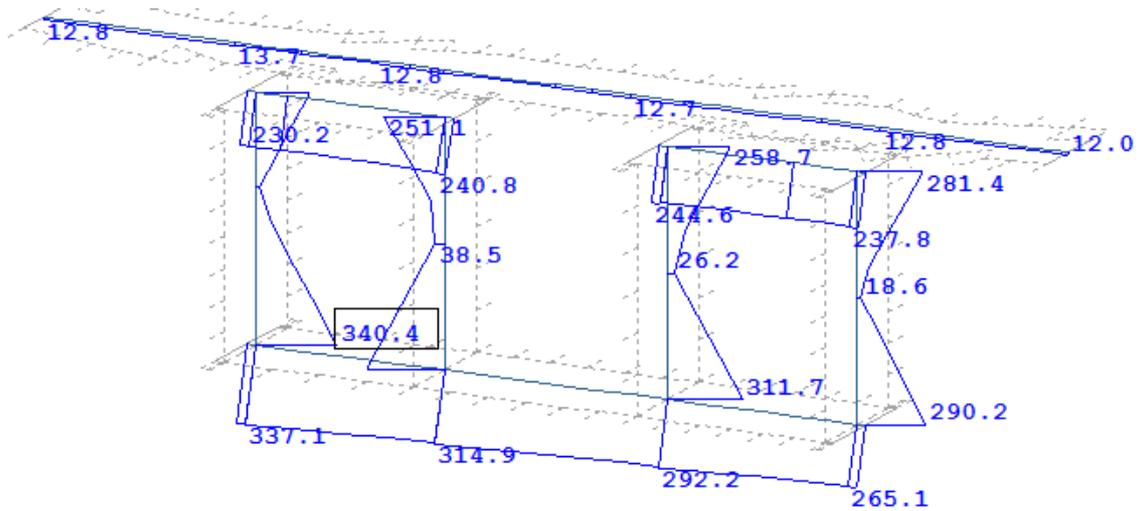
6 Nachweisführung

Wie auch bei der Brücke B1, ist die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Normalspannungen σ_y am inneren Rand des äußeren Stegs ($\sigma_y = 141,7 \text{ N/mm}^2$). An der Stelle mit den maximalen Spannungen σ_x sind die Querspannungen verhältnismäßig klein. Bei der Bildung der Vergleichsspannung kommt es also nicht zu einer Überlagerung der Extremwerte.

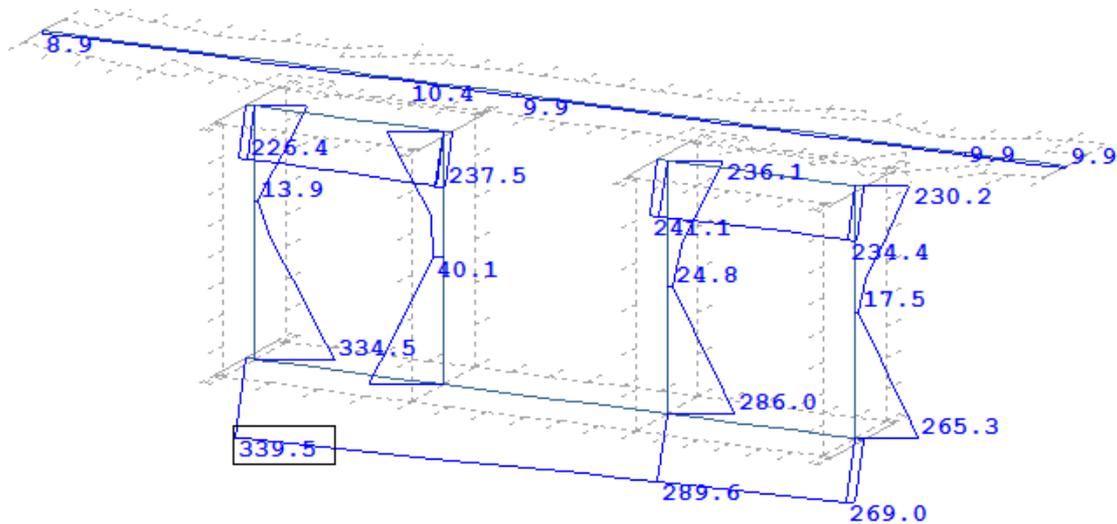
Alle anderen Bemerkungen zur Brücke B1 treffen auch auf die Brücke B2 zu.

6 Nachweisführung

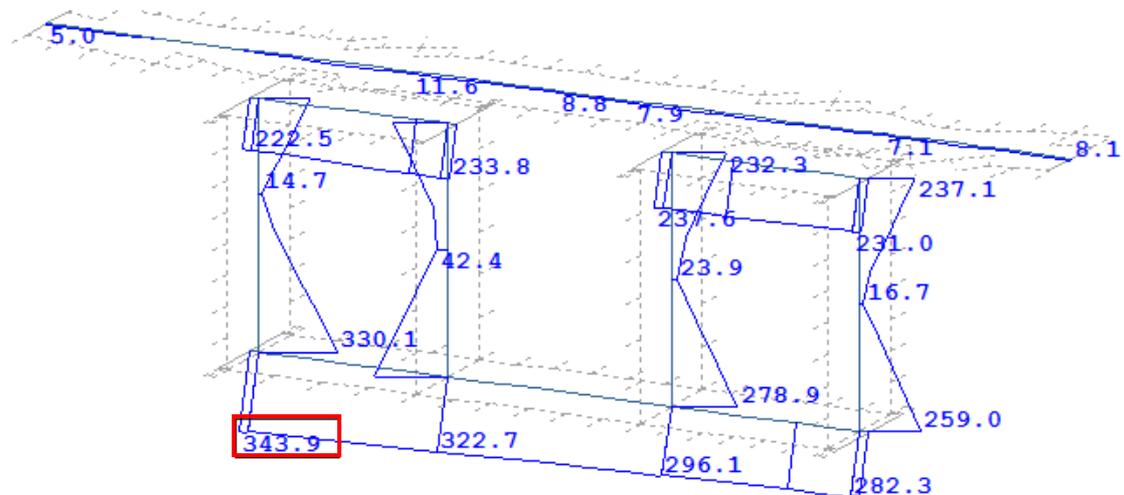
6.2.2.3.1.3 Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte



d) Vergleichsspannung an der Oberseite der Flächenelemente



e) Vergleichsspannung in der Mitte der Flächenelemente



f) Vergleichsspannung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-47: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077).
Spannungen in N/mm²

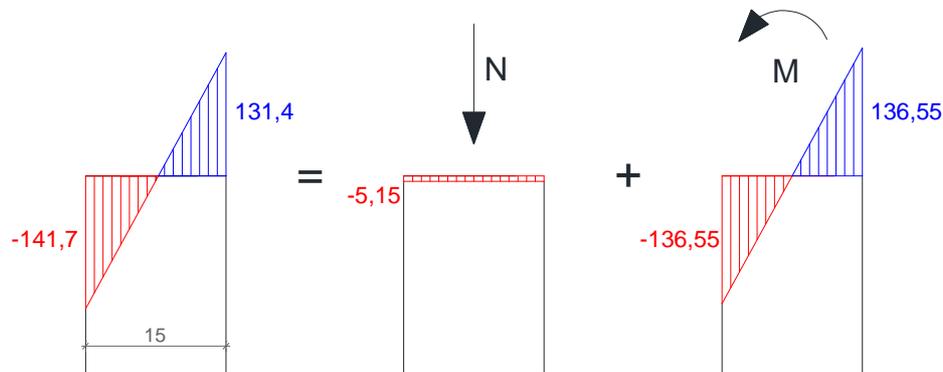
6 Nachweisführung

6.2.2.3.2 Schweißnähte

Die Querbiegespannungen σ_y werden über die Schweißnähte abgetragen. Der Nachweis wird für die Mindestnahtdicke geführt.

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} - 0,5 = \sqrt{19} - 0,5 = 3,9 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$$

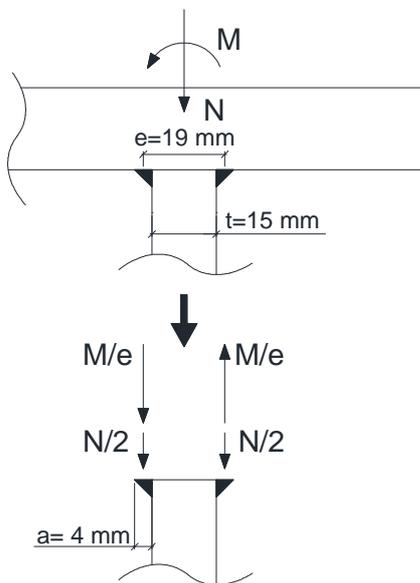
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit treten an der maßgebenden Stelle im Querschnitt folgende Querbiegespannungen auf (siehe Abbildung 6-46):



Die Spannungen aus dem FE-Modell werden zu Schnittgrößen aufintegriert

$$N = \frac{\sigma_{y,oben} + \sigma_{y,unten}}{2} \cdot t = \frac{131,4 - 141,7}{2} \cdot 15 = 77,3 \text{ N/mm}$$

$$M = \frac{\sigma_{y,oben} - \sigma_{y,unten}}{2} \cdot \frac{t^2}{6} = \frac{131,4 + 141,7}{2} \cdot \frac{15^2}{6} = 5120,6 \text{ Nmm/mm}$$



Der Nachweis erfolgt nach dem vereinfachten Verfahren (EN 3-1-8, 4.5.3.3). Die Schweißnaht wird geklappt, dadurch steht die kraftübertragende Fläche der Naht normal zu den einwirkenden Kräften.

In der Naht entstehen somit folgende Spannungen:

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{N/2 + M/e}{a} = \frac{77,3/2 + 5120,6/19}{4} = 77,0 \text{ N/mm}^2$$

Die Beanspruchbarkeit der Schweißnaht ist:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist die Mindestnaht ausreichend die Querbiegemomente in den Stegen abzutragen.

6.2.2.3.3 Nachweis der Betonplatte

Die größten Spannungen in der Betonplatte zum Zeitpunkt $t = 0$ treten unter der Lastkombination LF 8002 auf. An der Oberseite der Betonplatte ergibt sich folgendes Spannungsbild:

6 Nachweisführung

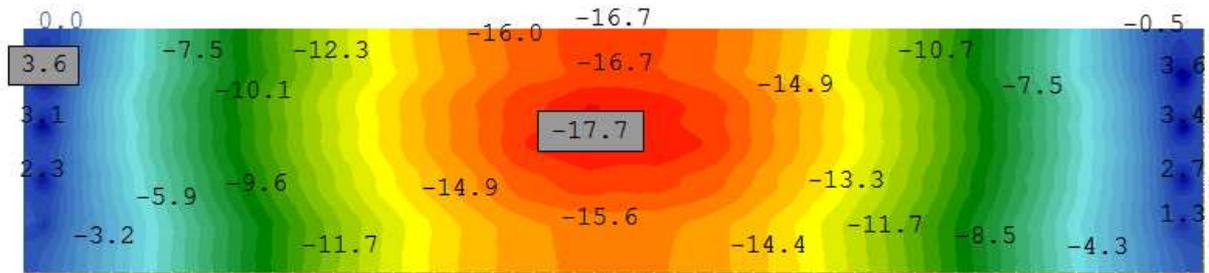


Abbildung 6-48: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)17,7 N/mm^2 < f_{cd} = 20 N/mm^2$$

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Betonplatte ist somit erbracht.

6.2.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

6.2.3.1 Begrenzung der Spannungen

6.2.3.1.1 Begrenzung der Stahlspannungen

Die maßgebende Lastkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – Begrenzung der Stahlspannung - für die Brücke B2 entspricht der Kombination in Tabelle 6-4. Da der Tragfähigkeitsnachweis ohne Ausnutzung der plastischen Reserven geführt wurde, ist dieser Nachweis infolgedessen auch erfüllt. Auf eine Ausgabe der Vergleichs- bzw. Schubspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird an dieser Stelle verzichtet.

6.2.3.1.2 Begrenzung der Betonspannungen

Für die Begrenzung der Betonspannungen gilt die Lastkombination nach Tabelle 6-5. Infolge der charakteristischen Lastkombination ergeben sich an der Oberseite der Betonplatte folgenden Normalspannungen:

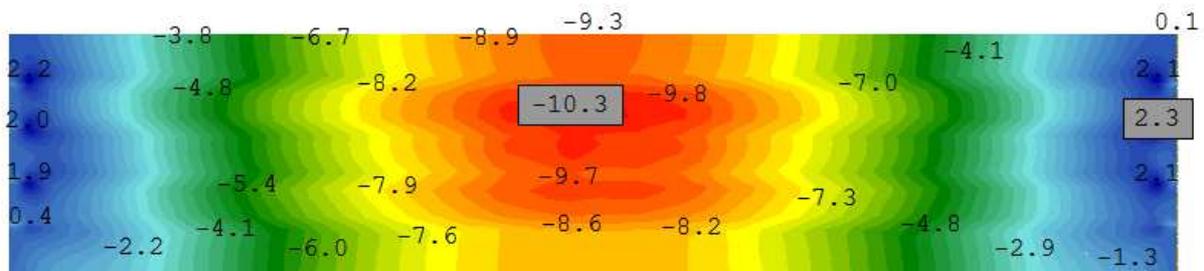


Abbildung 6-49: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der charakteristischen Lastkombination LF 10172. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)10,3 N/mm^2 < 0,6 \cdot f_{ck} = 18,0 N/mm^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter charakteristischer Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

6 Nachweisführung

Infolge der charakteristischen Lastkombination ergeben sich an der Oberseite der Betonplatte folgenden Normalspannungen:

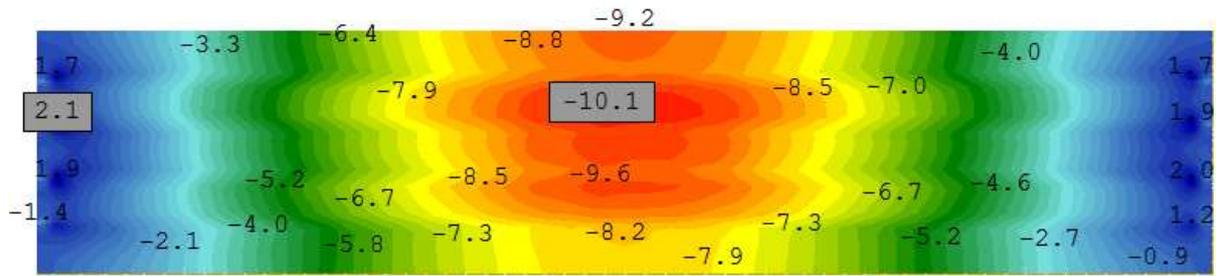


Abbildung 6-50: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 10272. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)10,1 N/mm^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 N/mm^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter quasi-ständiger Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

6.2.3.1.3 Begrenzung der Spannungsdifferenzen

Für die Begrenzung der Spannungsdifferenzen im Stahlträger gilt die Lastkombination nach Tabelle 6-6.

Es ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

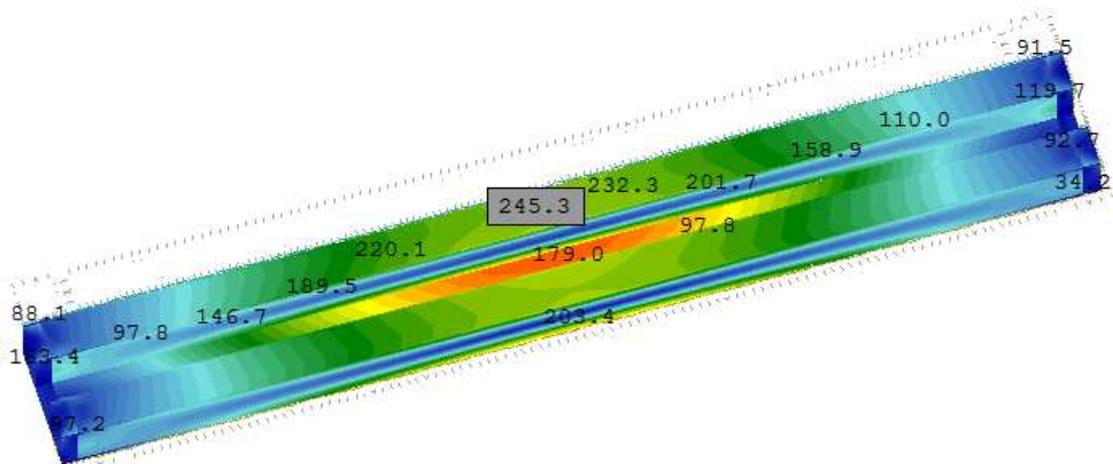


Abbildung 6-51: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Lastkombination LF 10377. Spannungen in N/mm^2

$$\Delta\sigma_{a,max} = 245,3 N/mm^2 < 1,5 \cdot f_{yk} = 532,5 N/mm^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Spannungsdifferenzen ist somit erbracht.

6.2.3.2 Begrenzung der Verformung

6.2.3.2.1 Vertikale Verformung des Überbaus

Die maximal zulässige Durchbiegung infolge LM 71 vergrößert mit $\alpha = 1,21$ beträgt:

$$L/600 = 30000/600 = 50,0 \text{ mm}$$

6 Nachweisführung

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfolgt mit folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 10003	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	$1,21 \cdot 1,0 \cdot LF402$

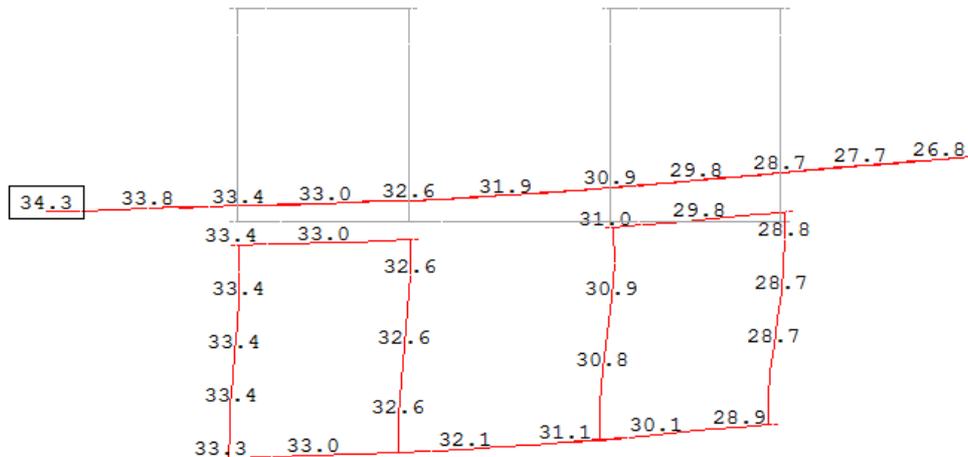


Abbildung 6-52: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF10003. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt

Die maximale Verformung beträgt $34,3/50,0 = 68,6\%$ der zulässigen Verformung. Damit ist der Nachweis erfüllt.

6.2.3.2.2 Querverformung des Überbaus

Die größte Horizontalverschiebung infolge LM71, Seitenstoß und Wind ergibt sich aus folgender Lastkombination:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebender Ergebnislastfall nach Maxima
LF 10074	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71 + \text{Seitenstoß} + \text{Wind}$	$1,21 \cdot 1,375 \cdot LF402 + 1,0 \cdot LF413 + 1,0 \cdot LF104$

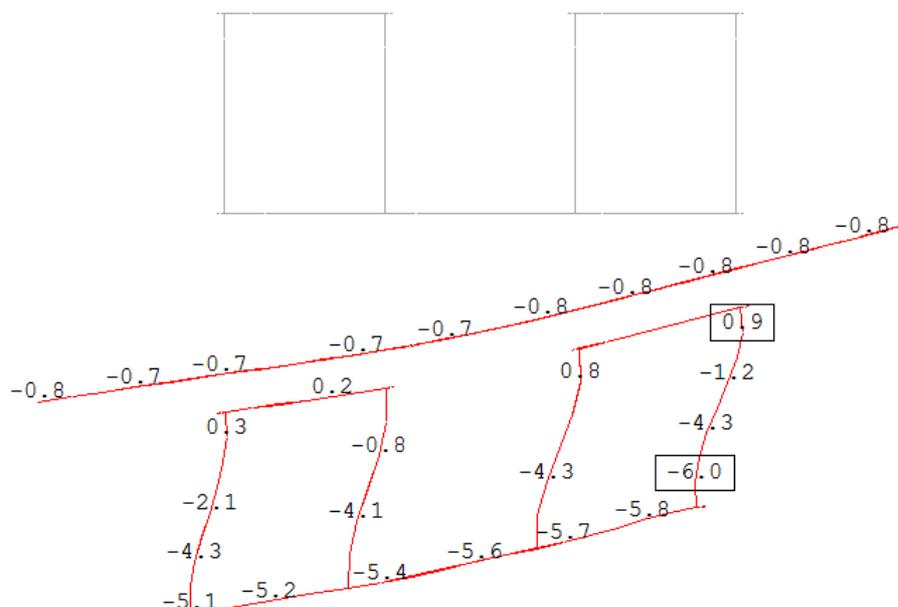


Abbildung 6-53: Horizontalverformung u_y in Feldmitte infolge LF 10074. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt

6 Nachweisführung

Die maximale Horizontalverschiebung beträgt $u_y = 6,0 \text{ mm}$. Die größte Änderung des Krümmungsradius beträgt daher:

$$r = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_h} = \frac{30^2}{8 \cdot 0,006} = 18750 \text{ m} > 6000 \text{ m} = r_2$$

Der Nachweis ist damit erbracht.

Die größte horizontale Rotation entspricht:

$$\alpha = \frac{6,0}{15000} = 0,4 \text{ mrad} < 2 \text{ mrad} = \alpha_2$$

Der Nachweis ist damit erbracht.

6.2.3.2.3 Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort

Für $L = 30,0 \text{ m}$ und $V = 160 \text{ km/h}$ ergibt sich der Grundwert L/δ nach EN0-A1, Bild A.2.3 zu $L/\delta = 1180$.

$$0,7 \cdot 1180 = 826 > 600$$

Die maximal zulässige Durchbiegung ist somit $\delta = 30000/600 = 50,0 \text{ mm}$.

Die maximale Durchbiegung ergibt sich unter folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 10004	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	$1,0 \cdot 1,093 \cdot LF402$

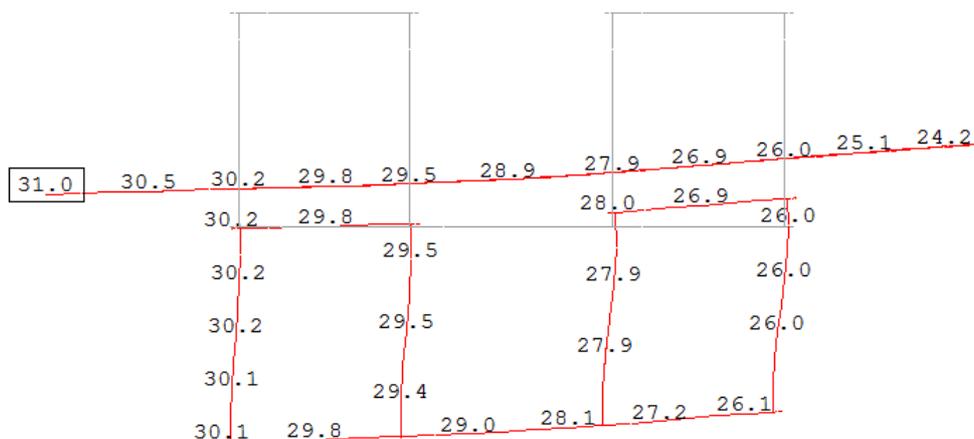


Abbildung 6-54: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF 10004. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt

Die Gesamtverformung beträgt $31,0/50 = 62,0 \%$ der zulässigen Verformung. Damit ist der Nachweis erfüllt.

6.2.4 Ermüdungsnachweis

6.2.4.1 Baustahl

Die Kerbfälle und die Punkte des Querschnitts an denen der Ermüdungsnachweis geführt wird sind 6.1.4.1 zu entnehmen.

Die maximalen Normalspannungen treten in Feldmitte unter LF 503 auf.

6 Nachweisführung

Beiwerte:

- Längsrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 0,64$ (Stützweite 30m, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,093$ (siehe 3.3.2)

- Querrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 1,40$ (Auf der sicheren Seite liegend wird hier der maximale Wert angesetzt, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,375$ (siehe 3.3.2)

Nachweis:

- Faser 1:

Maximale Beanspruchung am Obergurt infolge LF503:

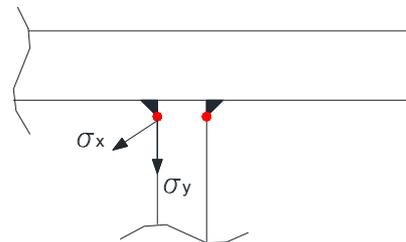
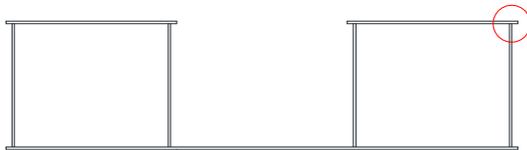
$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 19,4 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 1,093 \cdot 19,4 = 13,6 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Faser 2:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 22,0 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 13,0 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 1,093 \cdot 22,0 = 15,4 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 13,0 = 25,0 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

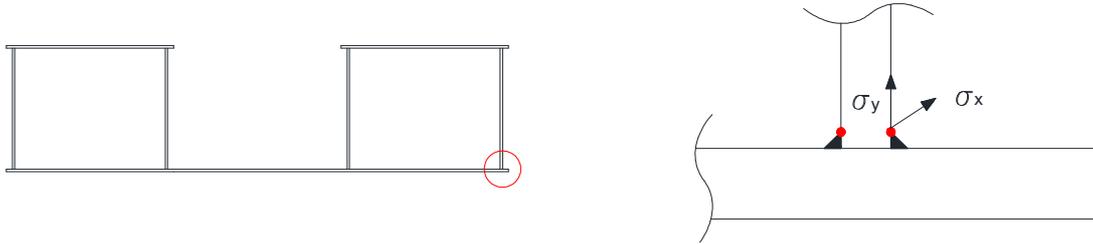
- Interaktion:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}}\right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} \leq 1$$
$$\left(\frac{15,4}{87,0}\right)^2 + \left(\frac{25,0}{69,6}\right)^2 + \frac{15,4 \cdot 25,0}{87,0 \cdot 69,6} = 0,22 < 1,0$$

6 Nachweisführung

- Faser 3:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 65,8 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 10,2 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,64 \cdot 1,093 \cdot 65,8 = 46,0 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 10,2 = 19,6 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Interaktion:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}} \right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} = \\ & \left(\frac{46,0}{87,0} \right)^2 + \left(\frac{19,6}{69,6} \right)^2 + \frac{46,0 \cdot 19,6}{87,0 \cdot 69,6} = 0,51 < 1,0 \end{aligned}$$

- Faser 4:

Ist nicht maßgebend.

Der Ermüdungsnachweis für den Stahlträger ist somit erbracht.

6.2.4.2 Beton

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge ständiger Belastung

$$\sigma_{c,perm} = -2,29 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$

$$\sigma_{c,max,71} = -6,11 \text{ N/mm}^2$$

Minimale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$

$$\sigma_{c,min,71} = 0,003 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) = 5,16$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) = 0,57$$

mit $\lambda_c = 0,75$ (siehe 4.1.3.3)

6 Nachweisführung

$$E_{cd,min,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} = 0,0384 ; E_{cd,max,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} = 0,3474$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} = 0,11$$

Daraus folgt

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} = 0,35 + 0,43 \cdot \sqrt{1 - 0,11} = 0,75 \leq 1$$

Der Ermüdungsnachweis des Betons unter Druckspannungen ist damit erfüllt.

6.2.5 Zusammenfassung der Auslastungen

Die Tabelle stellt eine Zusammenfassung der Nachweise mit den höchsten Auslastungen dar.

Nachweise	Auslastung
<u>Tragfähigkeitsnachweis:</u>	
Stahlträger im Bauzustand	95,7 %
Stahlträger im Endzustand $t = \infty$	96,8 %
Betonplatte $t = 0$	88,5 %
<u>Gebrauchstauglichkeitsnachweis:</u>	
Begrenzung der Stahlspannungen	--
Begrenzung der Betonspannungen	
Charakteristische Lastkombination	57,2 %
Quasi-ständige Lastkombination	74,8 %
Begrenzung der Spannungsdifferenzen	46,1 %
Vertikale Verformung des Überbaus	68,6 %
Querverformung des Überbaus	--
Maximale vertikale Verschiebung (Reisekomfort)	62,0 %
<u>Ermüdungsnachweis:</u>	
Ermüdung Stahl	
Infolge σ_x und σ_y	52,9 %
Infolge der Interaktion	51,0 %
Ermüdung Beton unter Druck	75,0 %

6.3 Brücke B3

6.3.1 Querschnittsklassifizierung

Wie zuvor bei der Brücke B1 erfolgt die Querschnittsklassifizierung der Querschnittsteile für die maßgebende Bauphase. Es gelten die gleichen Bestimmungen wie bei der Brücke B1.

Obergurte:

Das c/t Verhältnis für die auf Druck beanspruchten Obergurte beträgt $1176/20 = 58,8$

Der Wert ist größer als das maximale zulässige Verhältnis um die Obergurte der Klasse drei zuzuordnen. Dieses beträgt 34,2 (siehe Brücke B1).

Um die Obergurte dennoch der Klasse drei zuzuordnen, wird eine neue Grenze der Beanspruchbarkeit definiert, welche lokales Beulen berücksichtigt.

$$f_y = \frac{235}{\left(\frac{c/t}{42}\right)^2} = 119,9 \text{ N/mm}^2$$

Während der Bauphase ergeben sich infolge des Eigengewichts, der Schalung und der Betonierlasten folgende Normalspannungen in den Obergurten:

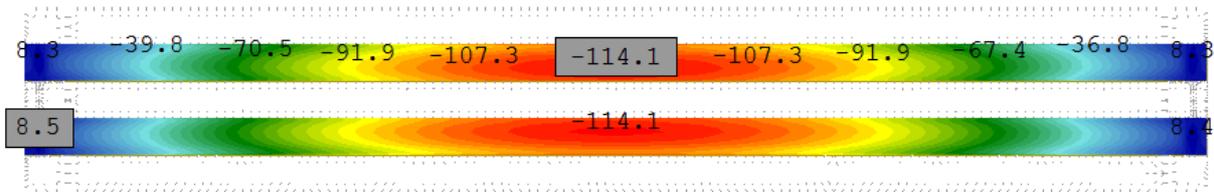


Abbildung 6-55: Normalspannungen an der Oberseite des Stahlübergurtes $\sigma_{x,oben}$ im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001 Spannungen in N/mm^2

Die maximale Normalspannung ist kleiner als der definierte Grenzwert. Die Obergurte entsprechen somit der Querschnittsklasse drei.

- Stege:

Für die Brücke B2 ergibt sich ein Verhältnis von

$$c/t = 2203/22 = 100,14 < 124 \cdot \varepsilon = 124 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 100,9$$

Die Bedingung ist somit erfüllt und die Stege entsprechen der Querschnittsklasse drei.

▪ Schubbeulnachweis:

Schubbeulen nicht ausgesteifter Bleche muss berücksichtigt werden, wenn:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta}$$

wobei auf der sicheren Seite $\eta = 1,0$ gesetzt werden kann. Für einen Stahl S355 ist $\varepsilon = \sqrt{f_{y,235}/f_{y,355}} = 0,81$ und man erhält die Bedingung:

6 Nachweisführung

$$\frac{2203}{22} = 100,1 > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 58,6$$

Daraus folgt, dass ein Schubbeulnachweis (siehe 6.1.2.2) zu führen ist.

- Untergurt:

Der Untergurt wird nur auf Zug beansprucht und ist somit der Querschnittsklasse 1 zuzuordnen.

Demzufolge kann der gesamte Querschnitt der Brücke B3 zur Spannungsermittlung herangezogen werden. Die Nachweisführung erfolgt linear elastisch auf „Faserebene“. Die Belastungsgeschichte sowie Einflüsse aus Kriechen und Schwinden müssen sowohl beim Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden.

6.3.2 Tragsicherheitsnachweis

Hinweis: Für die Nachweise der Brücke B3 gelten die gleichen Lastkombinationen wie zuvor bei der Brücke B1. Lediglich der dynamische Beiwert ϕ_2 muss geändert werden. Für die Brücke B3 beträgt dieser $\phi_2 = 1,055$.

Da sich der Fall maximale Schotterhöhe bei der Brücke B1 gegenüber den Fällen Nenn- und minimale Schotterhöhe bei allen Nachweisen als maßgebend erwies, wurde nur dieser Fall bei der Lasteingabe der Brücke B3 beachtet.

6.3.2.1 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Bauzustand

Die maximale Vergleichsspannung während dem Bauzustand darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Unter dem LF 8001 treten folgende Vergleichsspannungen im Stahlträger auf:

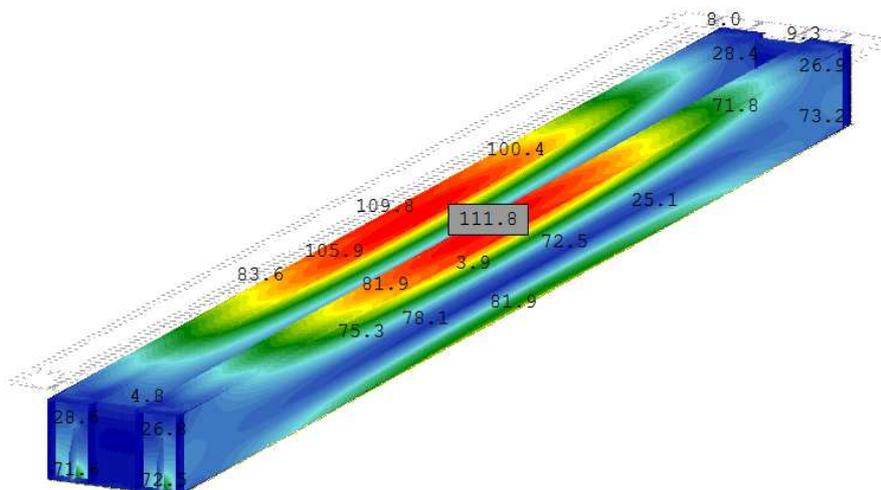


Abbildung 6-56: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm²

Die zulässige Grenznormalspannung ist in jedem Punkt der Brücke eingehalten, der Nachweis ist somit erfüllt.

6 Nachweisführung

6.3.2.2 Schubbeulnachweis

Die maßgebende Querkraft für den Schubbeulnachweis tritt unter dem LF 7175 auf und beträgt:

$$V_{Ed} = 2915,6 \text{ kN}$$

Für eine verformbare Auflagersteife ergibt sich der Widerstand gegen Schubbeulen zu:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon} = \frac{2203}{86,4 \cdot 22 \cdot 0,81} = 1,43$$

$$\bar{\lambda}_w \geq 1,08 \rightarrow \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w} = 0,58$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_{wt}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0,58 \cdot 355 \cdot 2203 \cdot 22}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 5762,2 \text{ kN} \geq V_{Ed}$$

6.3.2.3 Spannungsnachweis für Bemessungslasten im Endzustand

6.3.2.3.1 Nachweis des Stahlträgers

Die Lastsituation ist der Tabelle 6-2 zu entnehmen.

Die maximale Vergleichsspannung in der Stahlkonstruktion darf folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2 + 3 \cdot \tau_x^2 + 3 \cdot \tau_y^2} \leq f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Unter der Lastkombination LF 8077 treten folgende Spannungen im Stahlträger auf:

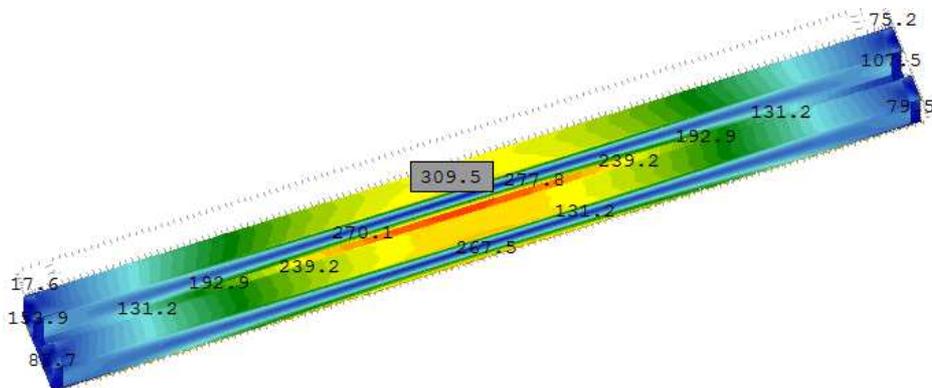


Abbildung 6-57: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm²

Die maximale Vergleichsspannung in der Konstruktion tritt in Feldmitte am Untergurt auf und entspricht 87,2% des zulässigen Wertes, damit ist der Nachweis erfüllt.

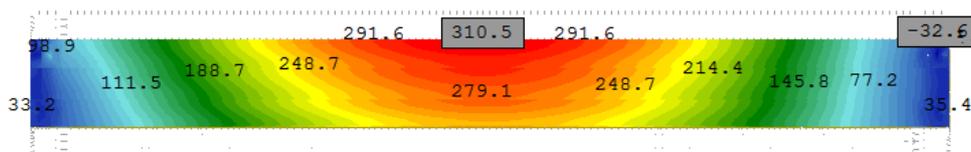


Abbildung 6-58: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurtes $\sigma_{x,unten}$ infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

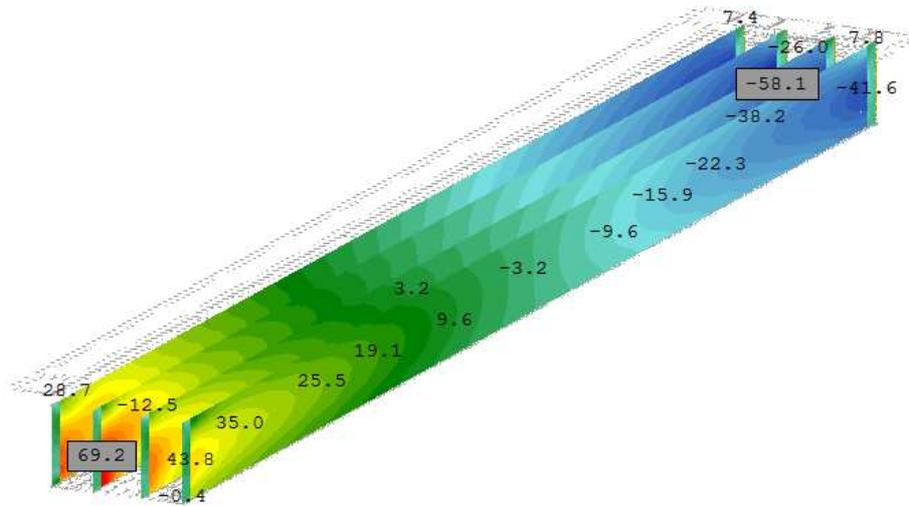


Abbildung 6-59: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF8175. Spannungen in N/mm²

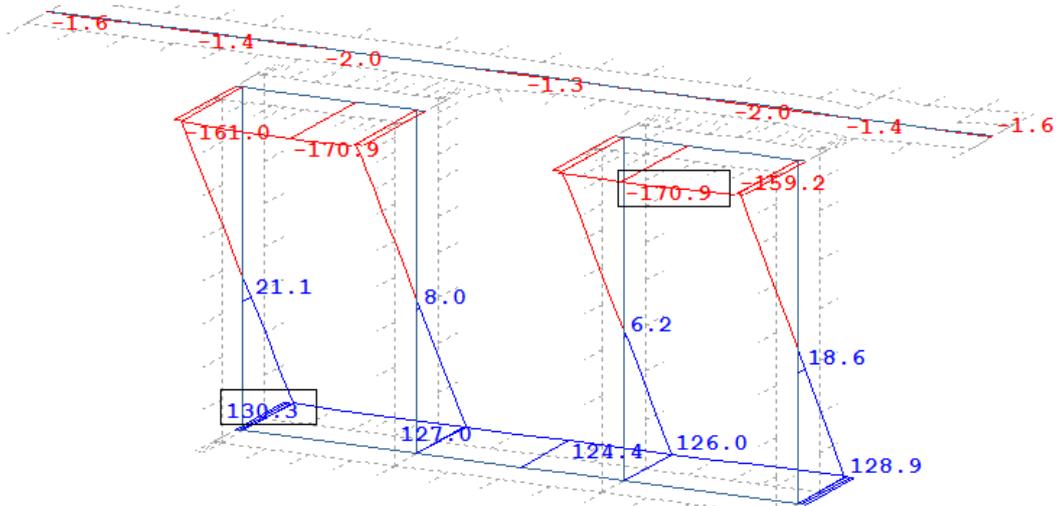
Um die Längs- und Quertragwirkung der Brücke anschaulicher darzustellen, wird an der Stelle der maximalen Normalspannungen in Feldmitte ein Schnitt geführt und die Spannungen σ_x , σ_y und σ_v für die an der maßgebenden Lastkombination beteiligten Lastfälle sowie der Kombination selbst ausgegeben. Die Ergebnisse der einzelnen Lastfälle sind infolge charakteristischer Einwirkungen und frei von jeglichen Beiwerten.

Die Spannungszuweisungen nach Abbildung 6-6 sind auch für die Brücke B3 gültig.

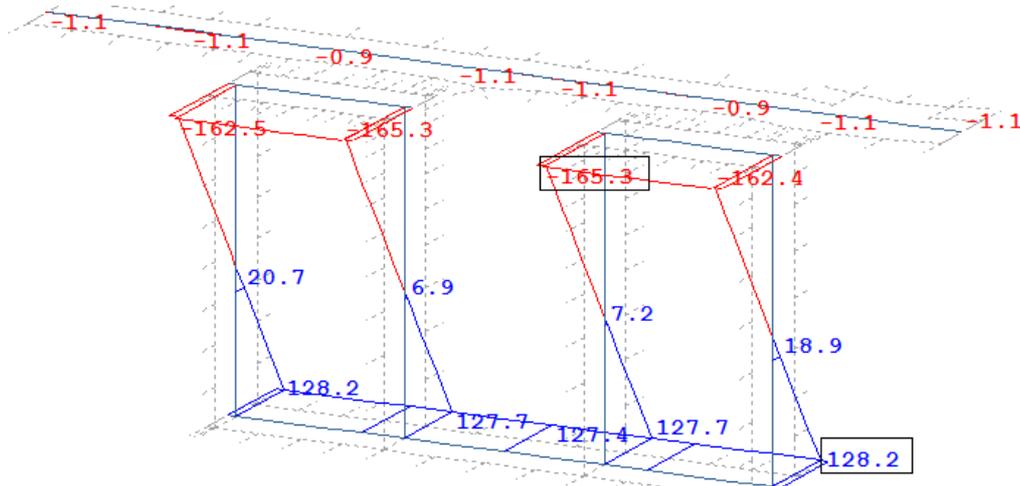
6 Nachweisführung

6.3.2.3.1.1 *Normalspannungen σ_x in Feldmitte*

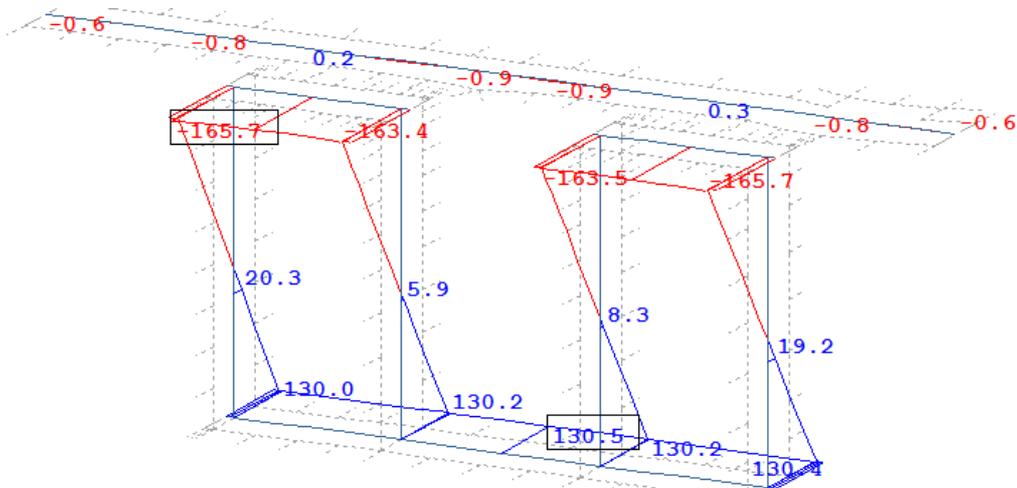
- Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

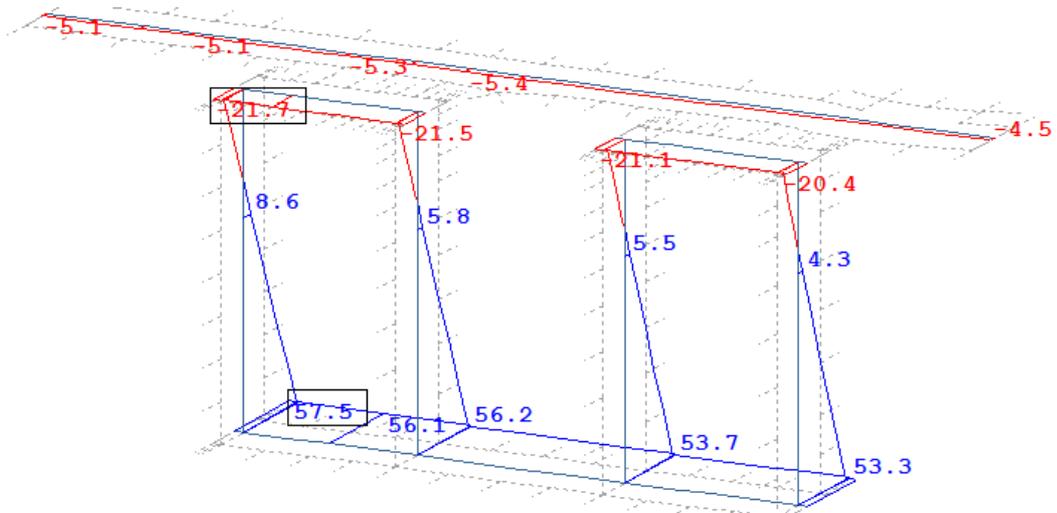


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

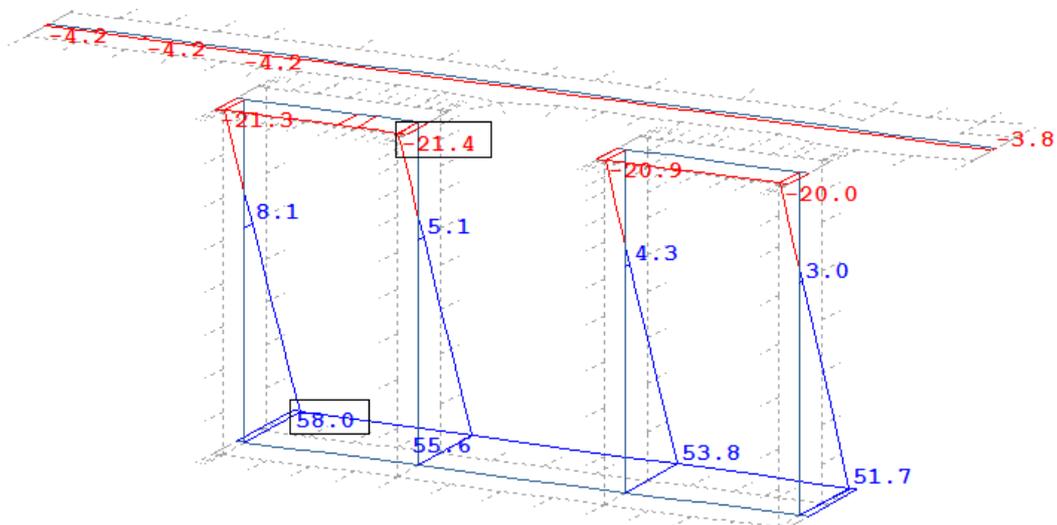
Abbildung 6-60: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

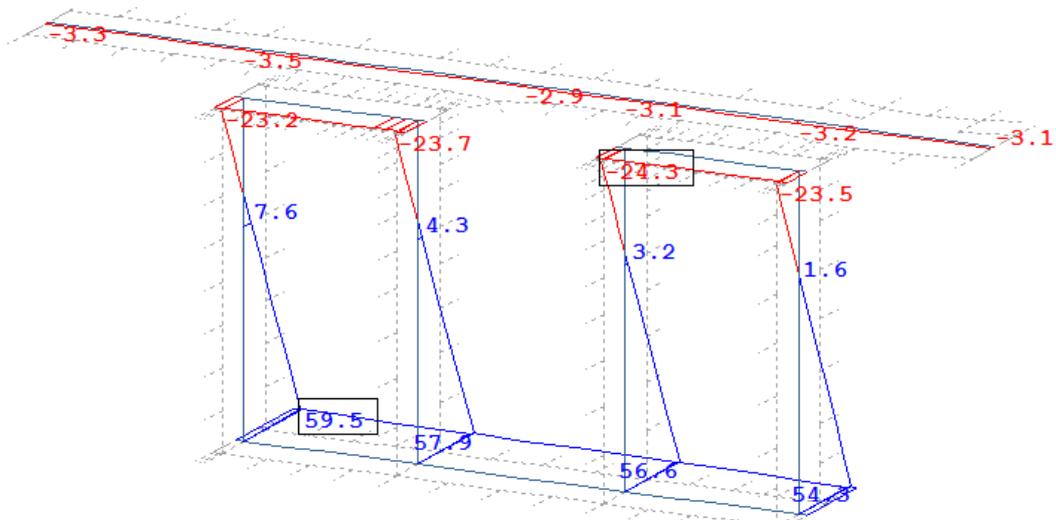
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

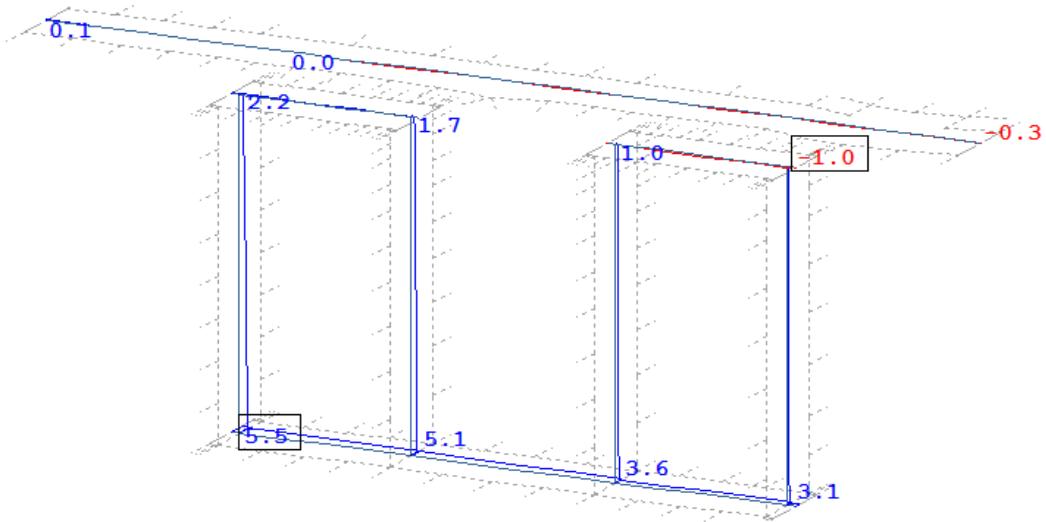


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

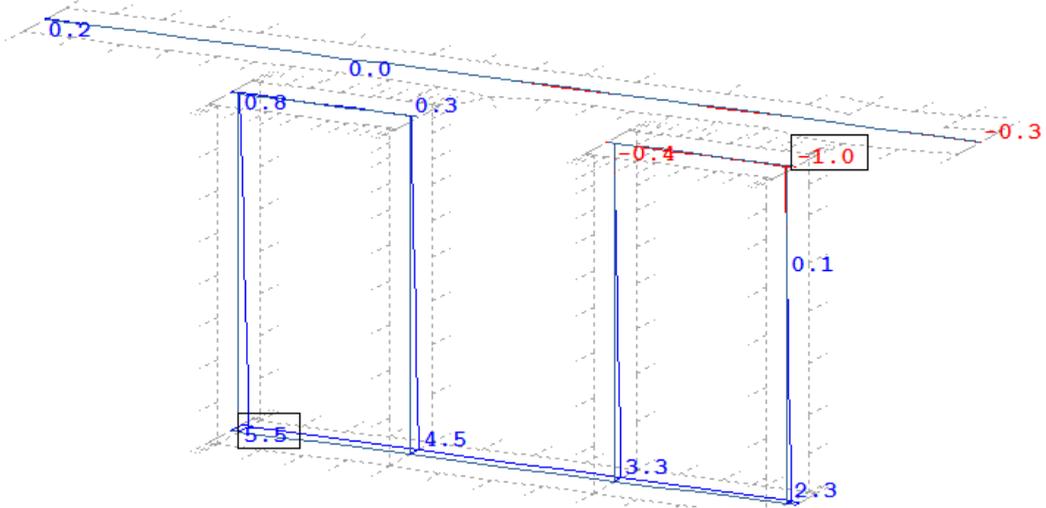
Abbildung 6-61: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

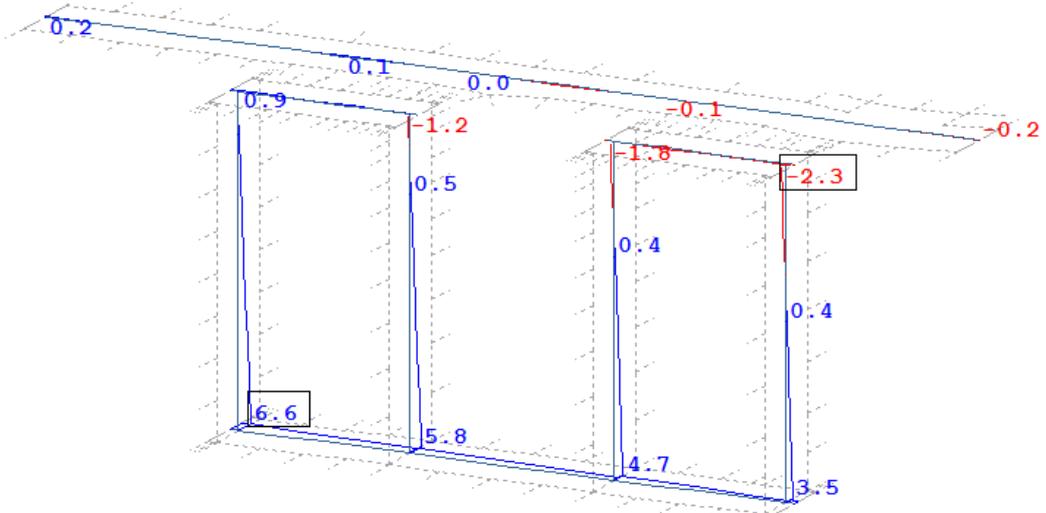
- Anfahren



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

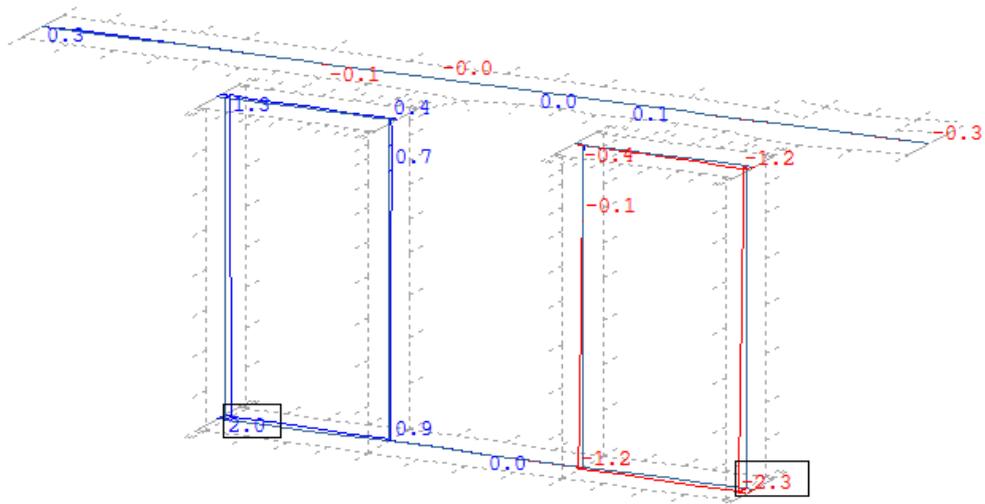


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

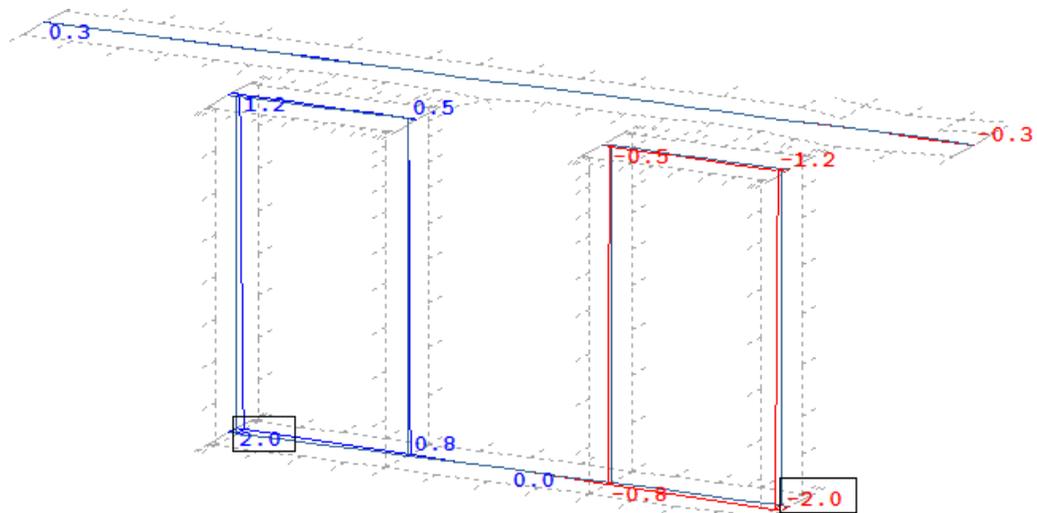
Abbildung 6-62: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

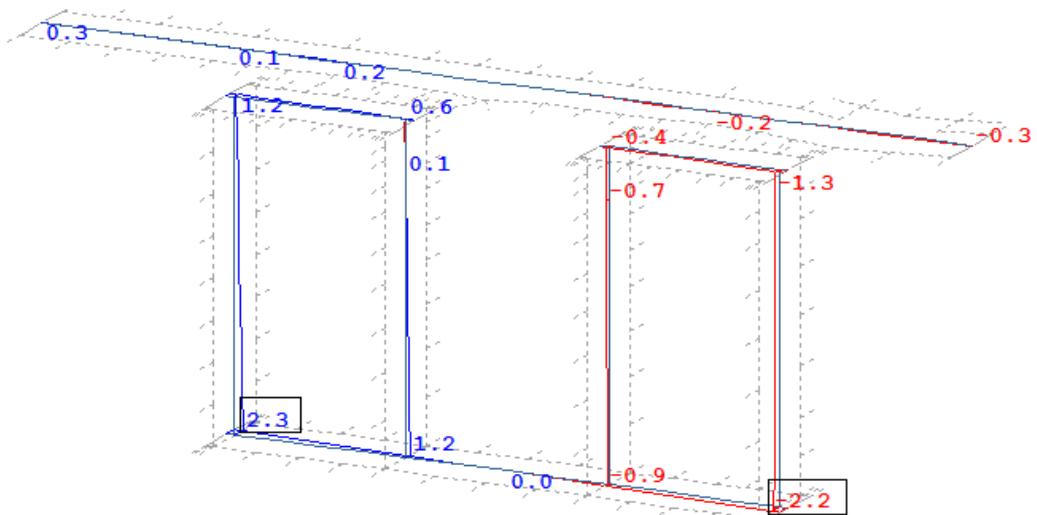
- Seitenstoß



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

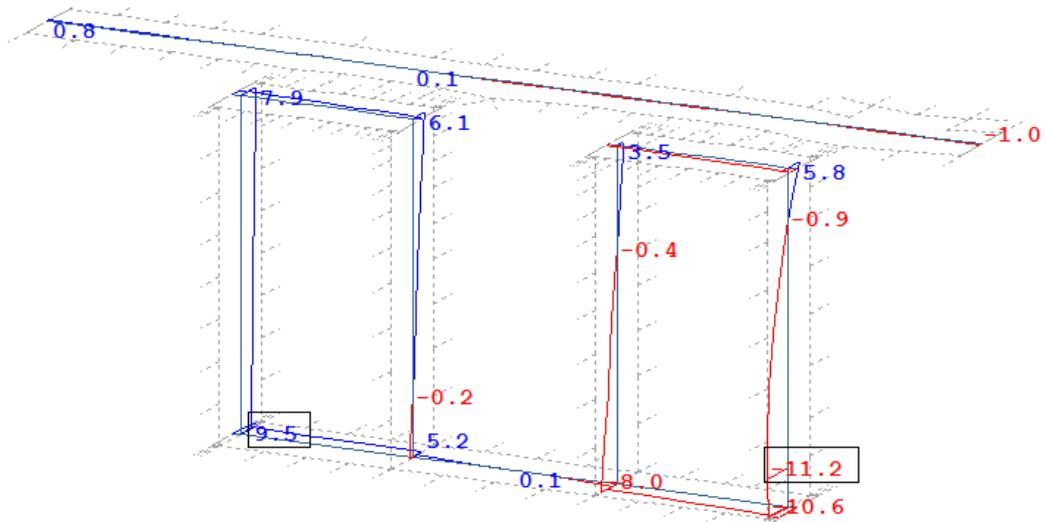


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

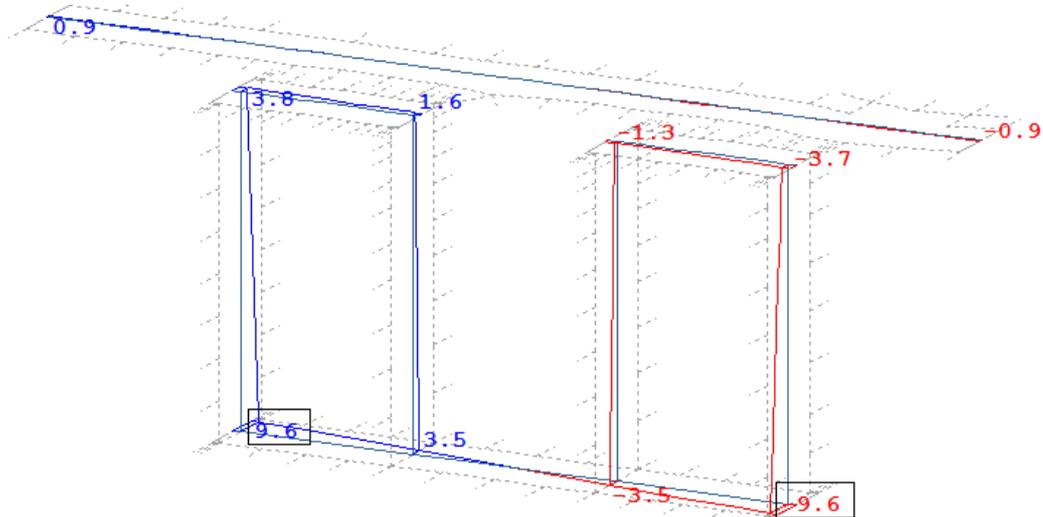
Abbildung 6-63: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

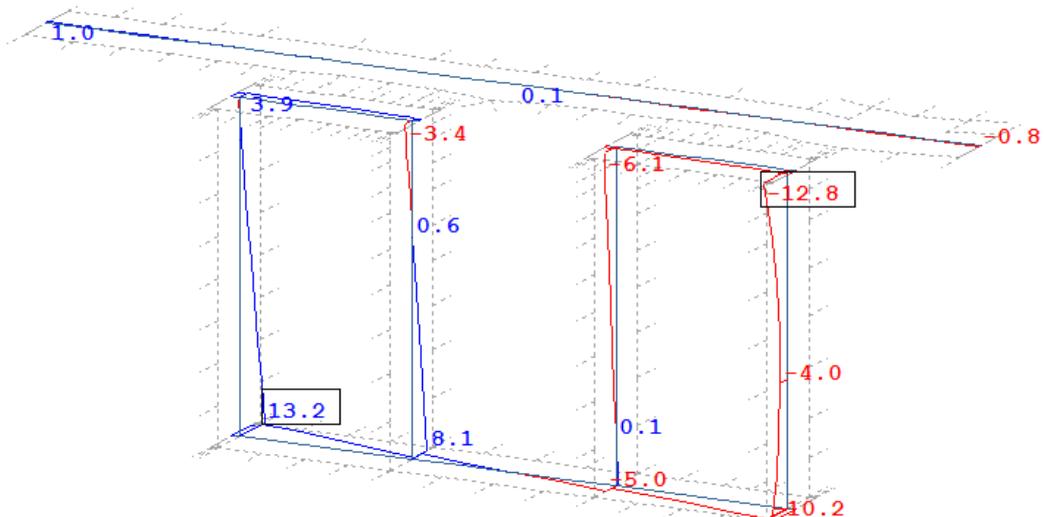
- Wind



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

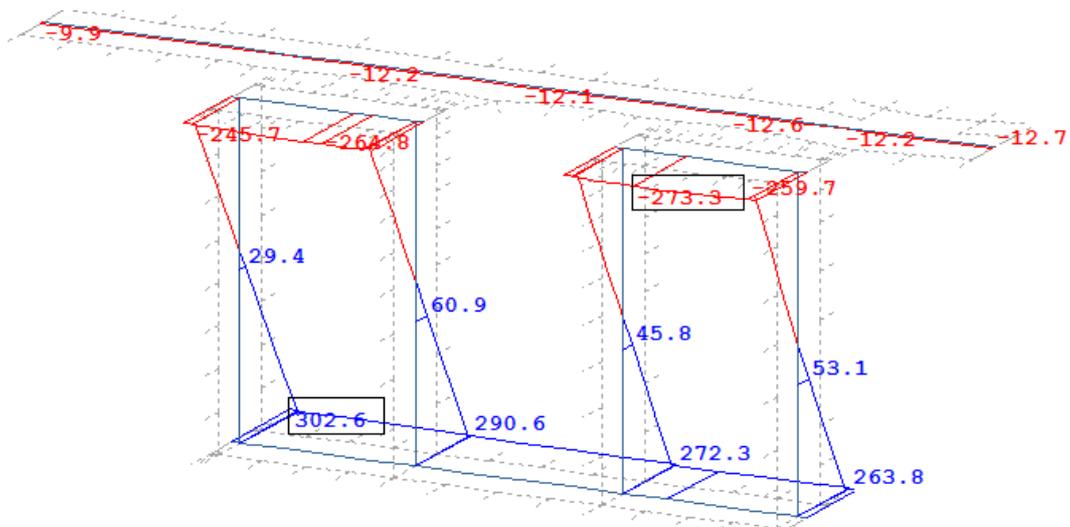


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

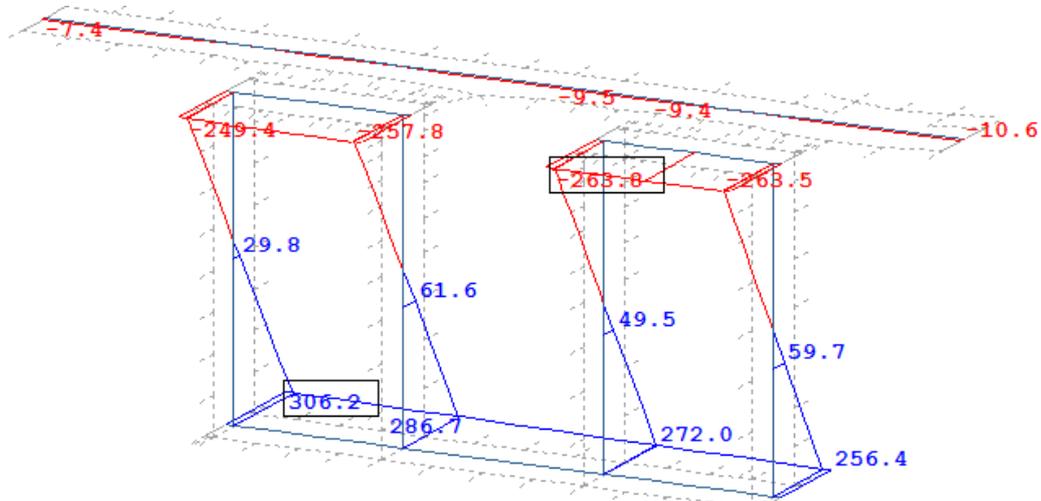
Abbildung 6-64: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

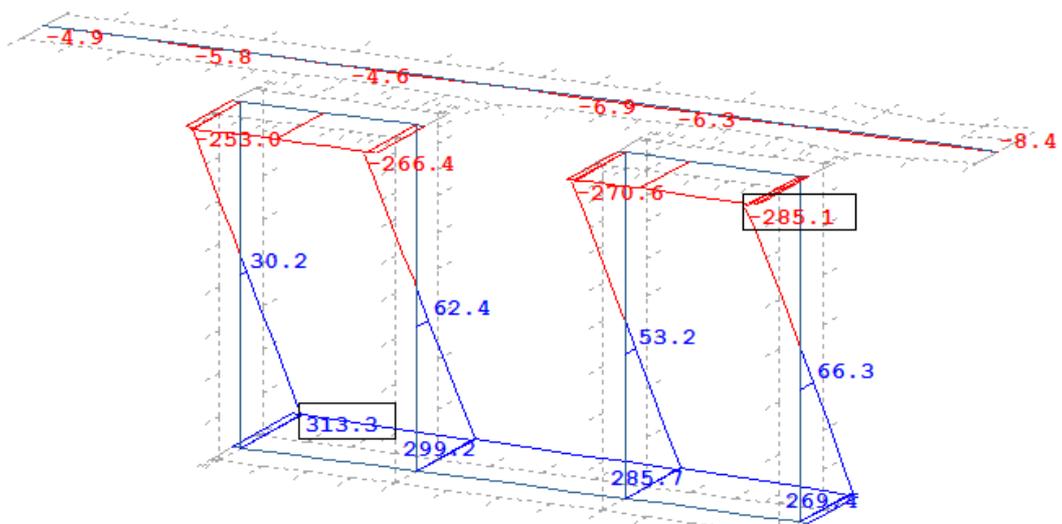
- Maßgebende Kombination im Grenzstand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in X-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in X-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

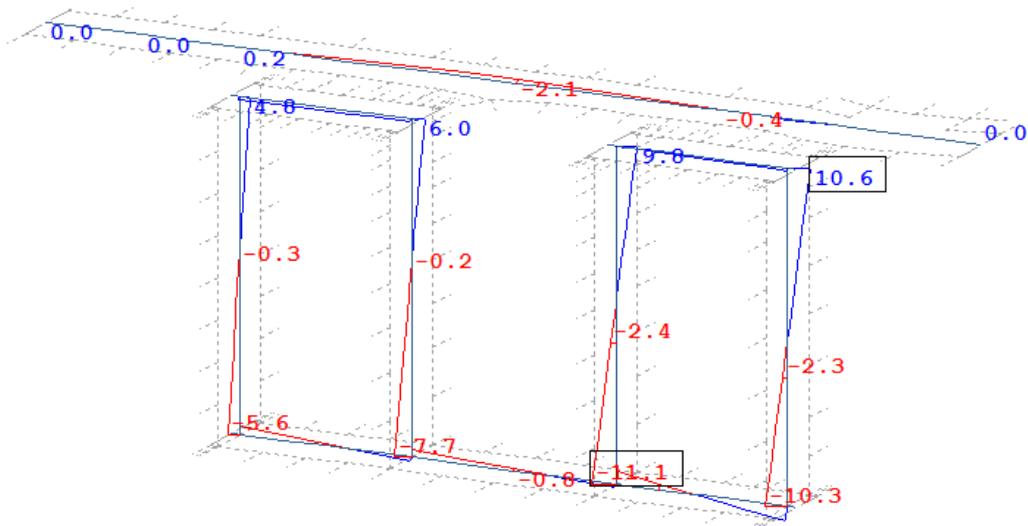


c) Normalspannung in X-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

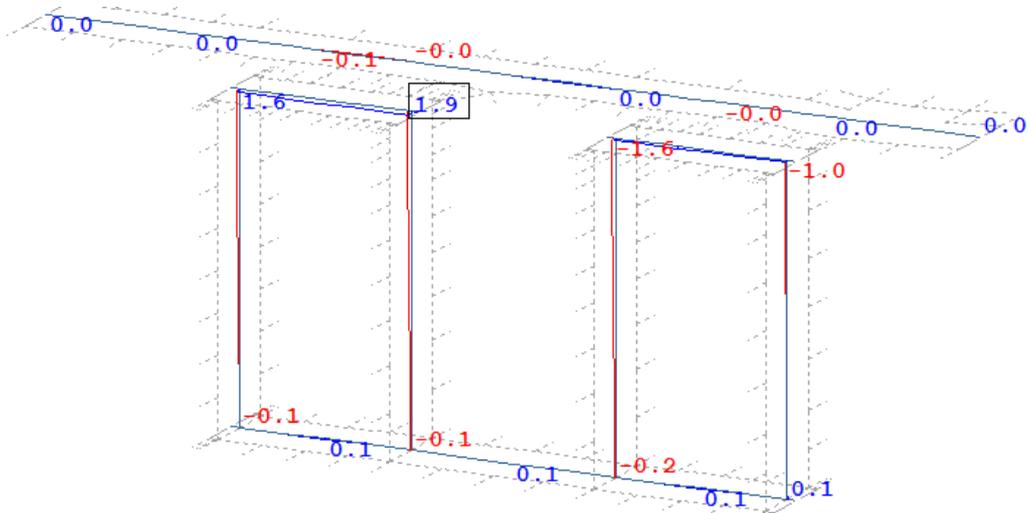
Abbildung 6-65: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

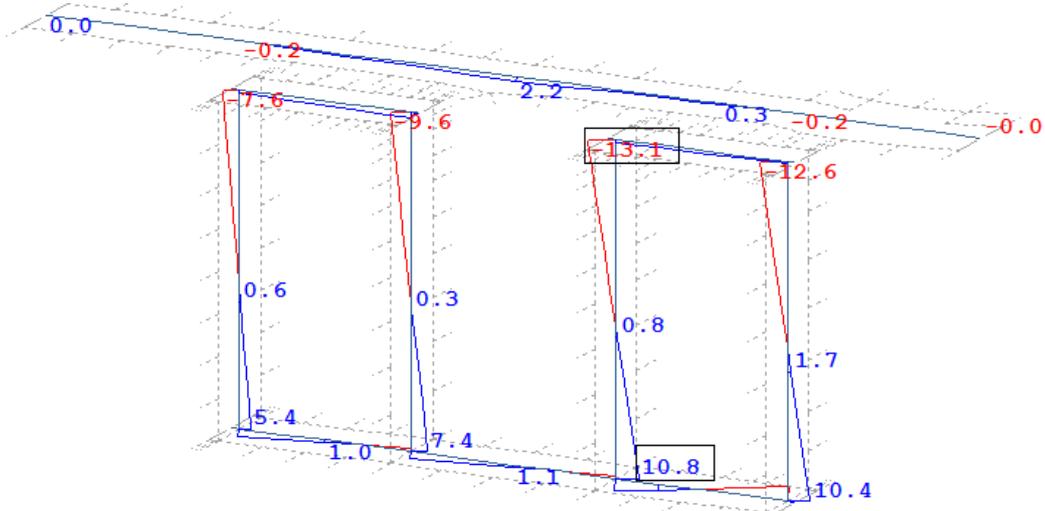
- Vertikale Verkehrslasten



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

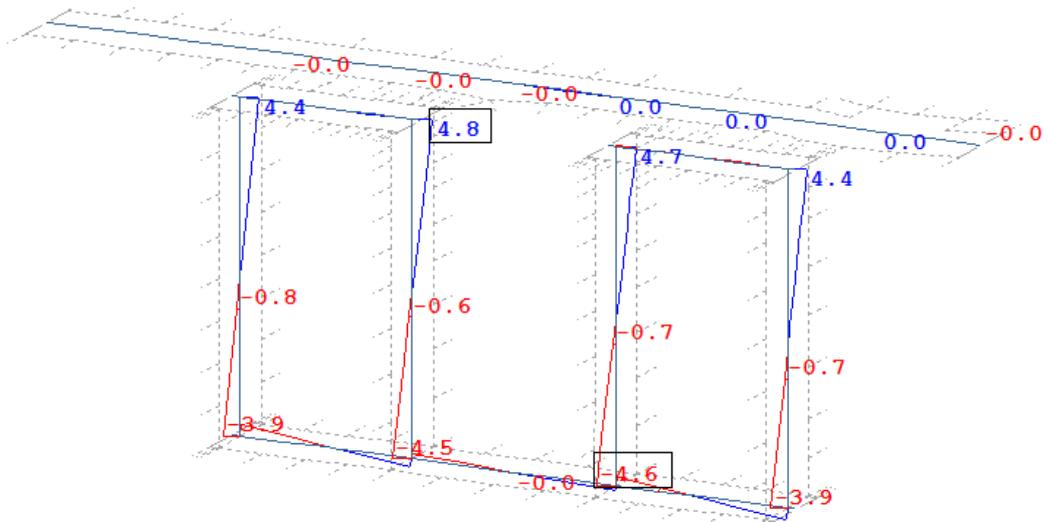


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

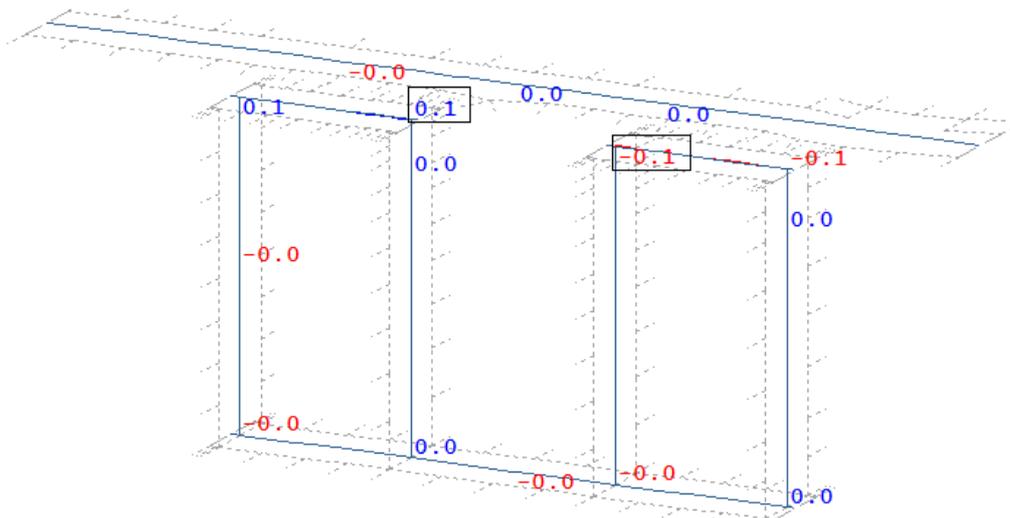
Abbildung 6-67: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

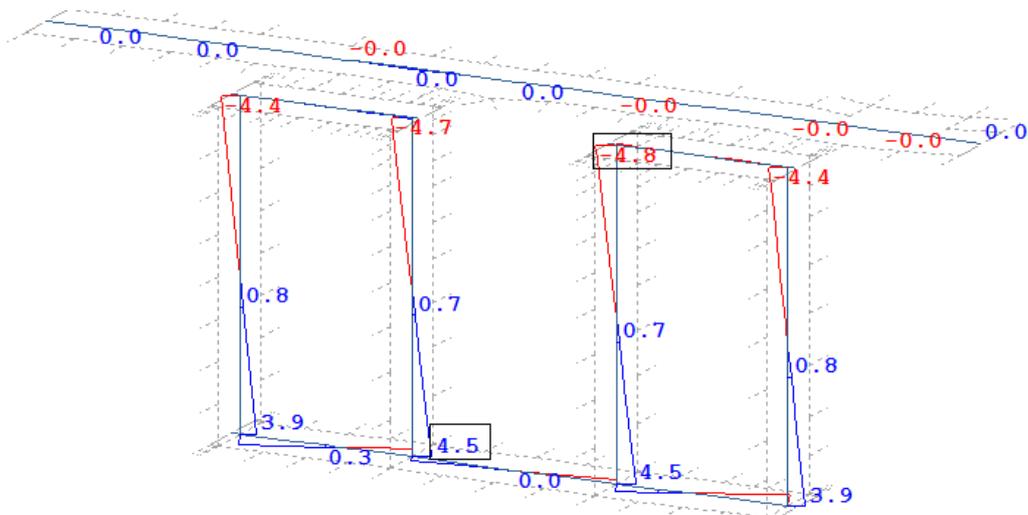
- Anfahren



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

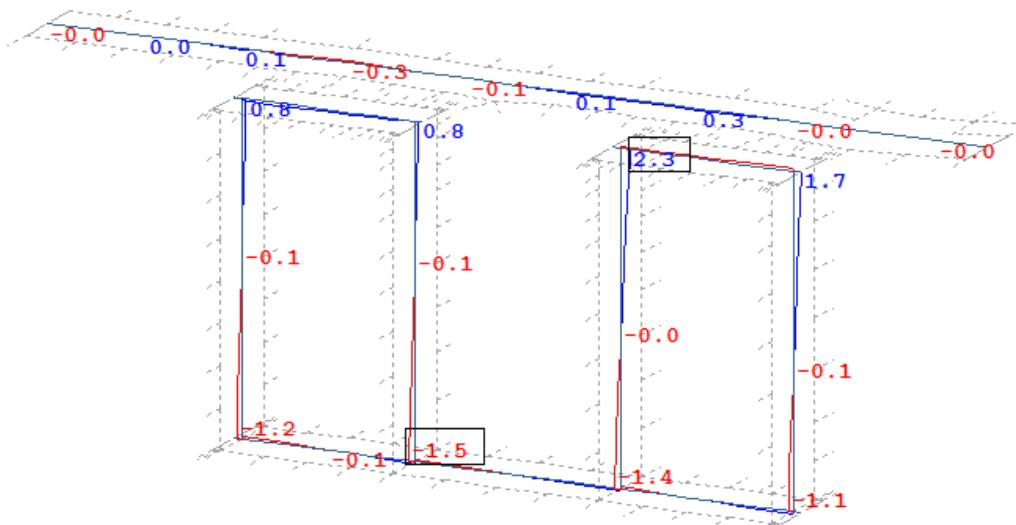


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

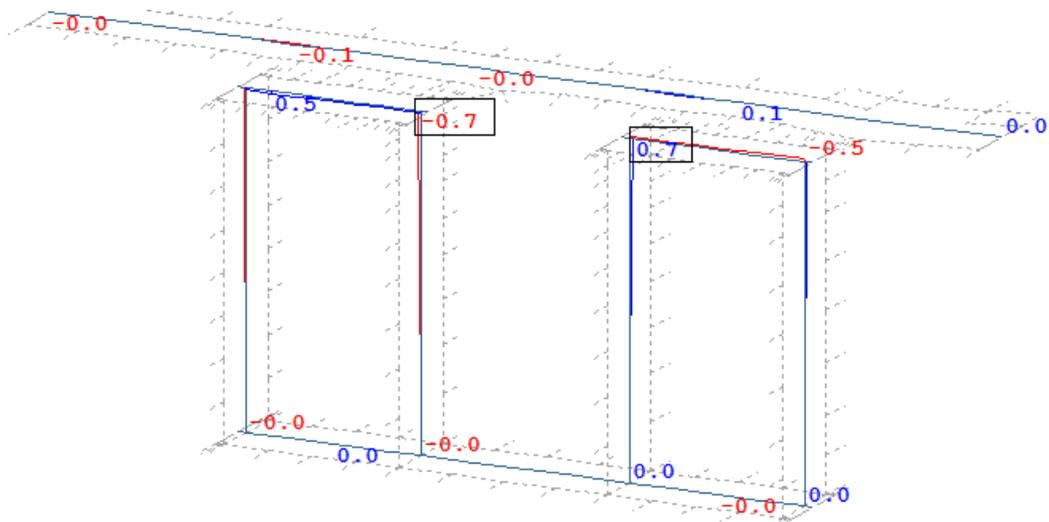
Abbildung 6-68: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

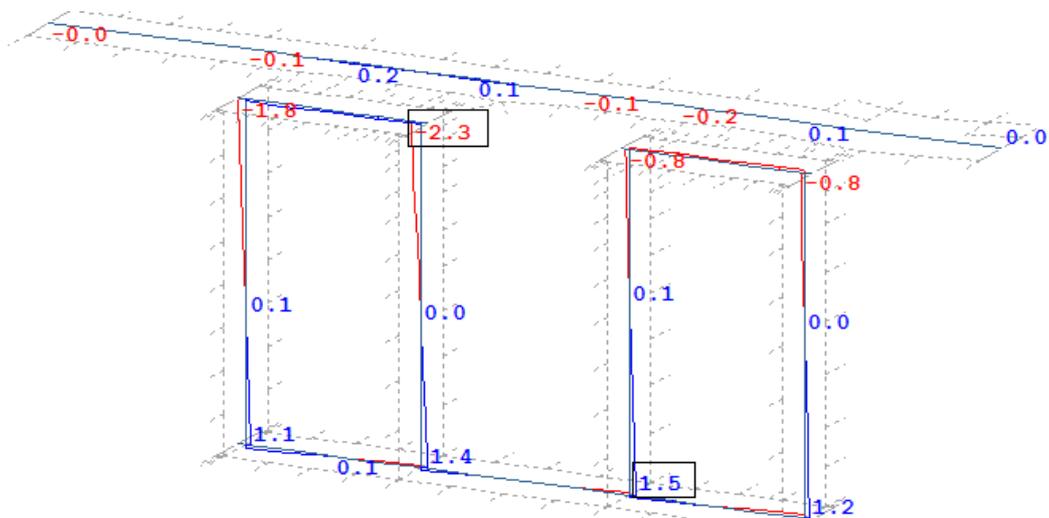
- Seitenstoß



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente

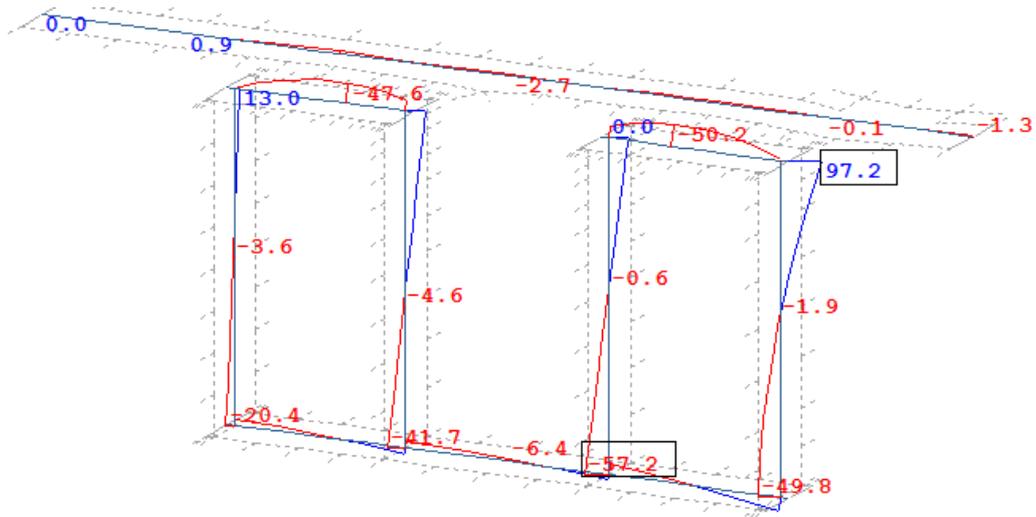


c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

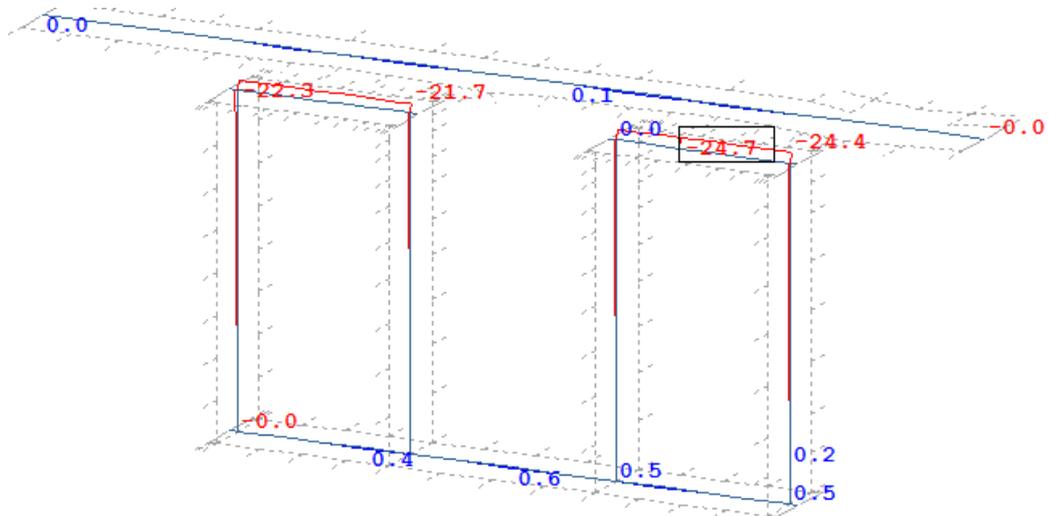
Abbildung 6-69: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413).
Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

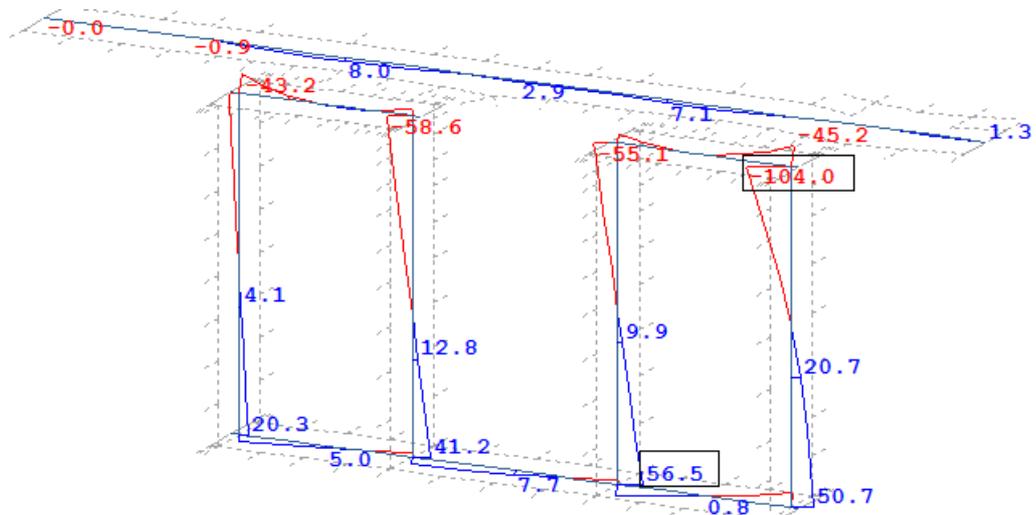
- Maßgebende Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a) Normalspannung in Y-Richtung an der Oberseite der Flächenelemente



b) Normalspannung in Y-Richtung in der Mitte der Flächenelemente



c) Normalspannung in Y-Richtung an der Unterseite der Flächenelemente

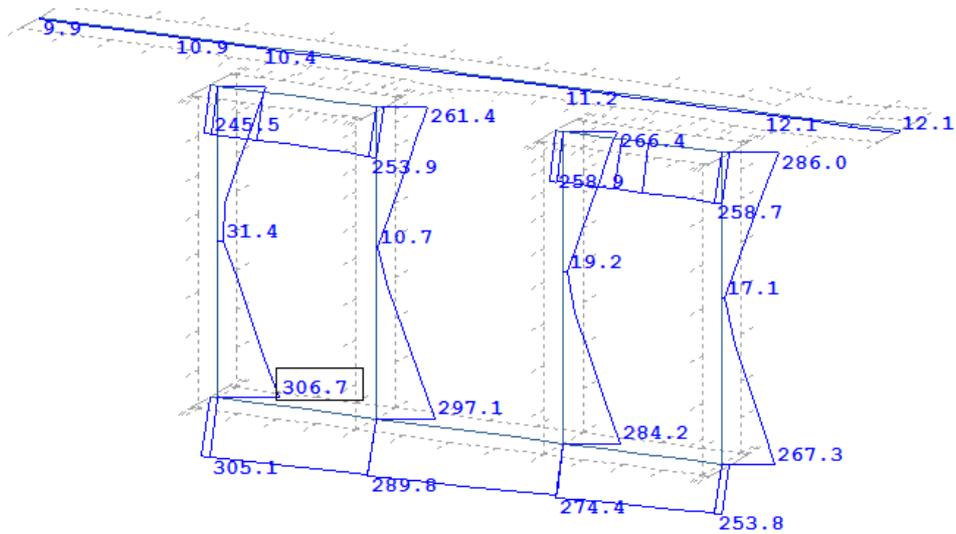
Abbildung 6-71: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm²

6 Nachweisführung

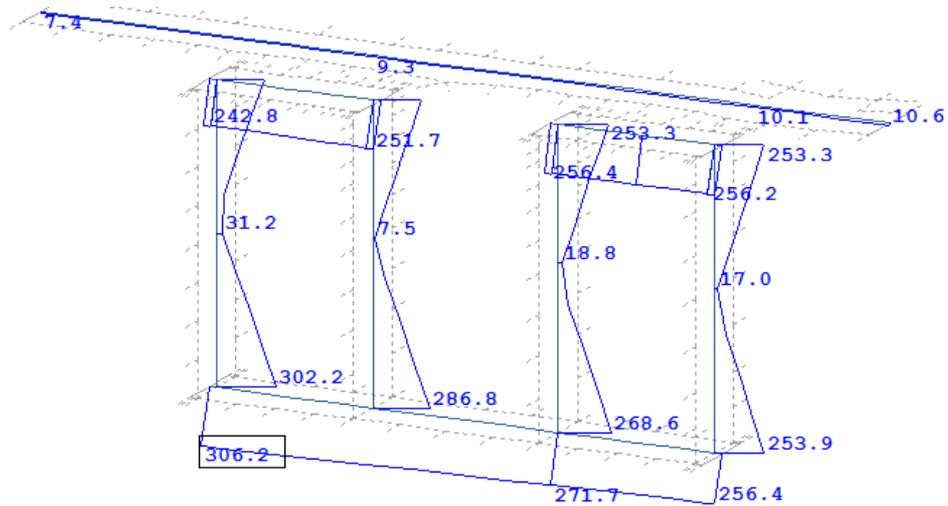
Auch bei der dritten Brücke bestätigt sich, dass die höchst beanspruchte Faser im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge Normalspannungen σ_y am inneren Rand des äußeren Steges liegt ($\sigma_y = -104,0 \text{ N/mm}^2$). An der Stelle mit den maximalen Spannungen σ_x sind die Querspannungen verhältnismäßig klein. Bei der Bildung der Vergleichsspannung kommt es also nicht zu einer Überlagerung der Extremwerte.

6 Nachweisführung

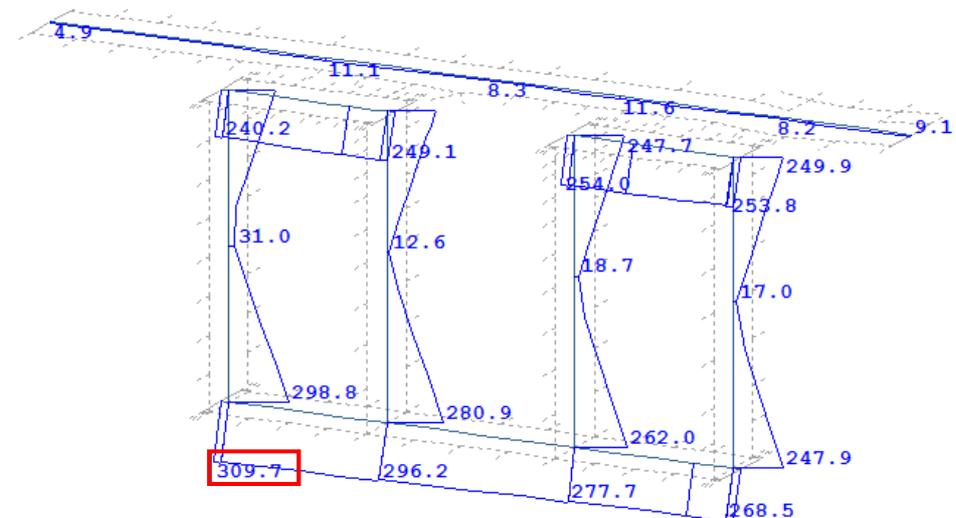
6.3.2.3.1.3 *Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte*



g) Vergleichsspannung an der Oberseite der Flächenelemente



h) Vergleichsspannung in der Mitte der Flächenelemente



i) Vergleichsspannung an der Unterseite der Flächenelemente

Abbildung 6-72: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination.(LF 8077).
Spannungen in N/mm²

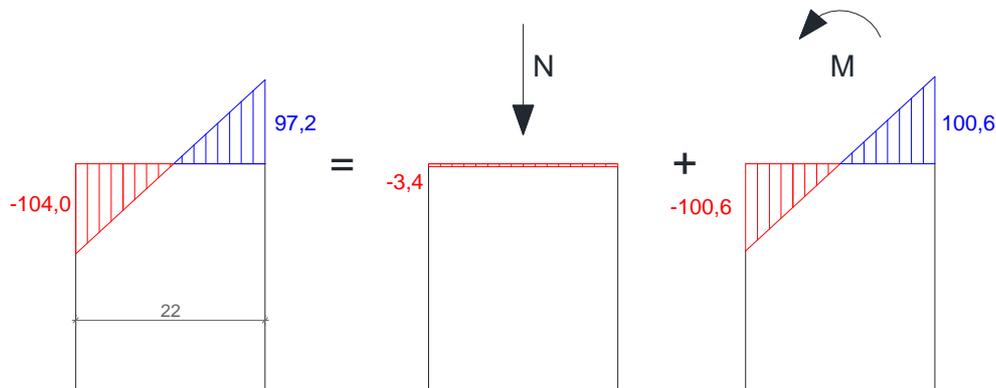
6 Nachweisführung

6.3.2.3.2 Schweißnähte

Die Querbiegespannungen σ_y werden über die Schweißnähte abgetragen. Der Nachweis wird für die Mindestnahtdicke geführt.

$$a_{min} = \sqrt{t_{max}} - 0,5 = \sqrt{20} - 0,5 = 4,0 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$$

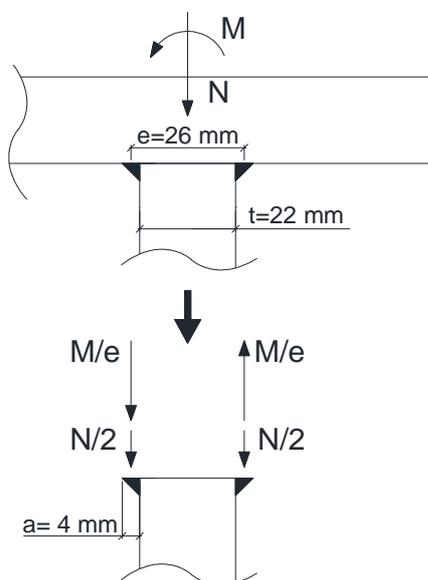
Im Grenzzustand der Tragfähigkeit treten an der maßgebenden Stelle im Querschnitt folgende Querbiegespannungen auf (Siehe Abbildung 6-18):



Die Spannungen aus dem FE-Modell werden zu Schnittgrößen aufintegriert

$$N = \frac{\sigma_{y,oben} + \sigma_{y,unten}}{2} \cdot t = \frac{97,2 - 104,0}{2} \cdot 22 = 74,8 \text{ N/mm}$$

$$M = \frac{\sigma_{y,oben} - \sigma_{y,unten}}{2} \cdot \frac{t^2}{6} = \frac{97,2 + 104,0}{2} \cdot \frac{22^2}{6} = 8115,1 \text{ Nmm/mm}$$



Der Nachweis erfolgt nach dem vereinfachten Verfahren (EN 3-1-8, 4.5.3.3). Die Schweißnaht wird geklappt, dadurch steht die kraftübertragende Fläche der Naht normal zu den einwirkenden Kräften.

In der Naht entstehen somit folgende Spannungen:

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{N/2 + M/e}{a} = \frac{74,8/2 + 8115,1/26}{4} = 87,4 \text{ N/mm}^2$$

Die Beanspruchbarkeit der Schweißnaht ist:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist die Mindestnaht ausreichend die Querbiegemomente in den Stegen abzutragen.

6.3.2.3.3 Nachweis der Betonplatte

Die größten Spannungen in der Betonplatte zum Zeitpunkt $t = 0$ treten unter der Lastkombination LF 8002 auf. An der Oberseite der Betonplatte ergibt sich folgendes Spannungsbild:

6 Nachweisführung

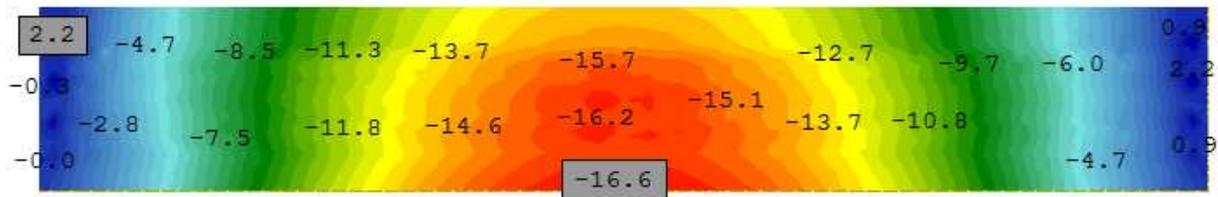


Abbildung 6-73: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)16,6 N/mm^2 < f_{cd} = 20 N/mm^2$$

Der Tragfähigkeitsnachweis für die Betonplatte ist somit erbracht.

6.3.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

6.3.3.1 Begrenzung der Spannungen

6.3.3.1.1 Begrenzung der Stahlspannungen

Die maßgebende Lastkombination im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – Begrenzung der Stahlspannung - für die Brücke B3 entspricht der Kombination in Tabelle 6-4. Da der Tragfähigkeitsnachweis ohne Ausnutzung der plastischen Reserven geführt wurde, ist dieser Nachweis infolgedessen auch erfüllt. Auf eine Ausgabe der Vergleichs- bzw. Schubspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird an dieser Stelle verzichtet.

6.3.3.1.2 Begrenzung der Betonspannungen

Für die Begrenzung der Betonspannungen gilt die Lastkombination nach Tabelle 6-5. Infolge dieser Lastkombination ergeben sich an der Oberseite der Betonplatte folgenden Normalspannungen:

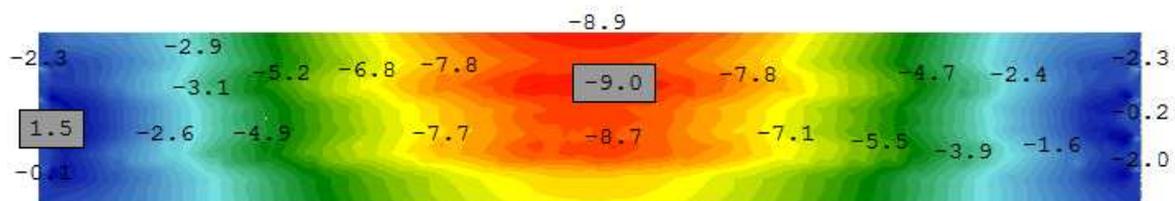


Abbildung 6-74: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der charakteristischen Lastkombination LF 10172. Spannungen in N/mm^2

$$\sigma_{c,max} = (-)9,0 N/mm^2 < 0,6 \cdot f_{ck} = 18,0 N/mm^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter charakteristischer Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

Infolge der charakteristischen Lastkombination ergeben sich an der Oberseite der Betonplatte folgenden Normalspannungen:

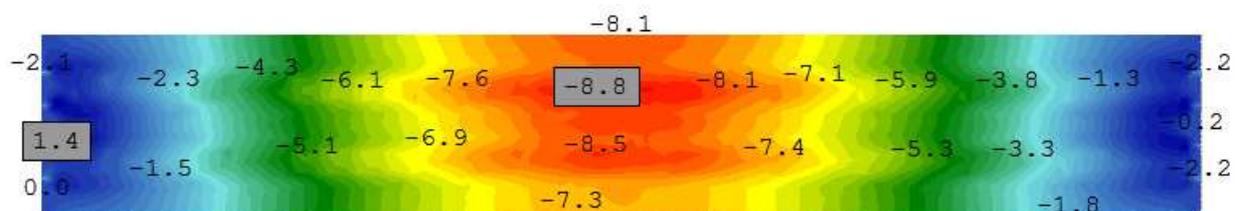


Abbildung 6-75: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte $\sigma_{x,oben}$ infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 10272. Spannungen in N/mm^2

6 Nachweisführung

$$\sigma_{c,max} = (-)8,8 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,5 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Druckspannungen im Beton unter quasi-ständiger Einwirkungskombination ist somit erfüllt.

6.3.3.1.3 Begrenzung der Spannungsdifferenzen

Für die Begrenzung der Spannungsdifferenzen im Stahlträger gilt die Lastkombination nach Tabelle 6-6.

Es ergeben sich folgende Vergleichsspannungen:

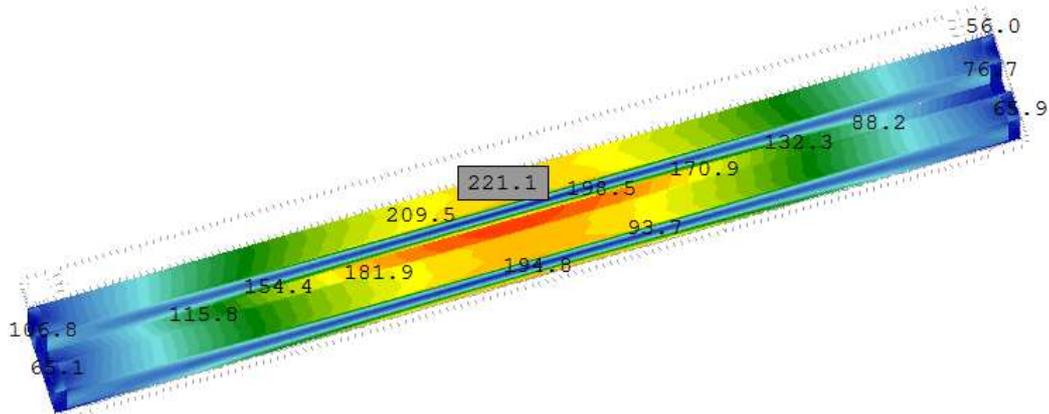


Abbildung 6-76: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Einwirkungskombination LF 10377. Spannungen in N/mm²

$$\Delta\sigma_{a,max} = 221,1 \text{ N/mm}^2 < 1,5 \cdot f_{yk} = 532,5 \text{ N/mm}^2$$

Der Nachweis der Begrenzung der Spannungsdifferenzen ist somit erbracht.

6.3.3.2 Begrenzung der Verformung

6.3.3.2.1 Vertikale Verformung des Überbaus

Die maximal zulässige Durchbiegung infolge LM 71 vergrößert mit $\alpha = 1,21$ beträgt:

$$L/600 = 40000/600 = 66,7 \text{ mm}$$

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfolgt mit folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 10003	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	$1,21 \cdot 1,0 \cdot LF402$

6 Nachweisführung

$$r = \frac{L^2}{8 \cdot \delta_h} = \frac{40^2}{8 \cdot 0,0071} = 28169m > 6000 m = r_2$$

Der Nachweis ist damit erbracht.

Die größte horizontale Rotation entspricht:

$$\alpha = \frac{7,1}{20000} = 0,355 \text{ mrad} < 2 \text{ mrad} = \alpha_2$$

Der Nachweis ist damit erbracht.

6.3.3.2.3 Grenzwerte für die maximale Durchbiegung für den Reisekomfort

Für $L = 40,0 \text{ m}$ und $V = 160 \text{ km/h}$ ergibt sich der Grundwert L/δ nach EN0-A1, Bild A.2.3 zu $L/\delta = 1000$.

$$0,7 \cdot 1010 = 700 > 600$$

Die maximal zulässige Durchbiegung ist somit $\delta = 40000/600 = 66,67 \text{ mm}$.

Die Ermittlung der maximalen Durchbiegung erfolgt mit folgendem Lastfall:

LF Nr.	Kombinationsvorschrift	Maßgebende Kombination
LF 10004	$\alpha \cdot \phi_2 \cdot LM71$	$1,0 \cdot 1,055 \cdot LF402$

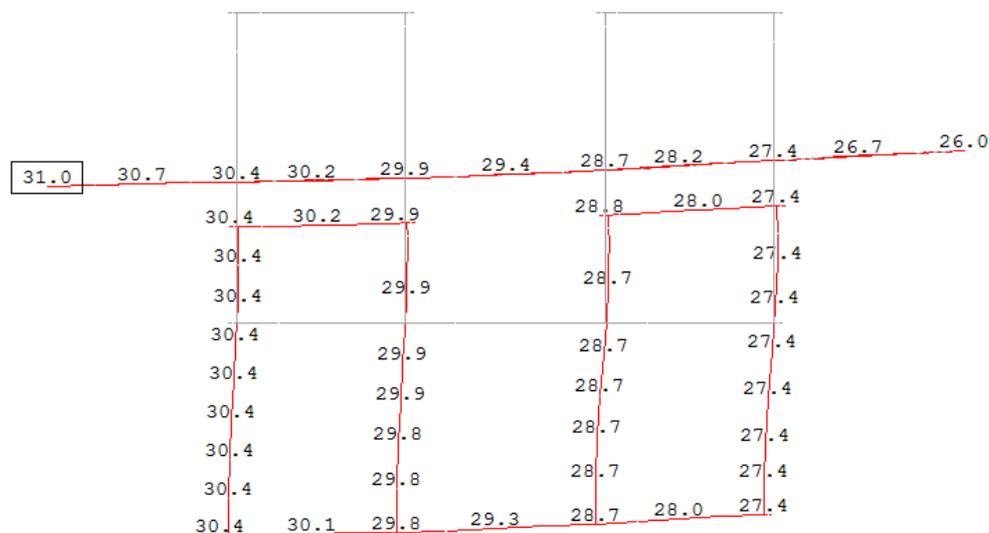


Abbildung 6-79: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF 10004, Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt

Die Gesamtverformung beträgt $31,0/66,7 = 46,5 \%$ der zulässigen Verformung. Damit ist der Nachweis erfüllt.

6.3.4 Ermüdungsnachweis

6.3.4.1 Baustahl

Die Kerbfälle und die Punkte des Querschnitts, an denen der Ermüdungsnachweis geführt wird, sind 6.1.4.1 zu entnehmen.

Die maximalen Normalspannungen treten in Feldmitte unter LF 503 auf.

6 Nachweisführung

Beiwerte:

- Längsrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 0,65$ (Stützweite 40m, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,055$ (siehe 3.3.2)

- Querrichtung:

Schadensäquivalentfaktor: $\lambda = 1,40$ (Auf der sicheren Seite liegend wird hier der maximale Wert angesetzt, siehe 4.1.3.2)

Dynamischer Beiwert: $\phi_2 = 1,375$ (siehe 3.3.2)

Nachweis:

- Faser 1:

Maximale Beanspruchung am Obergurt infolge LF503:

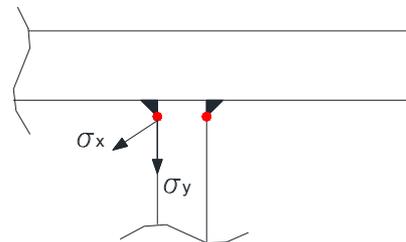
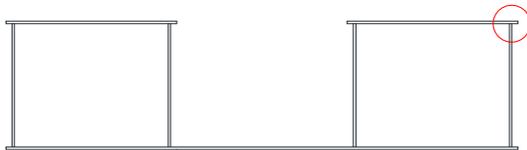
$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 21,0 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,055 \cdot 21,0 = 14,4 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Faser 2:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 22,1 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 8,6 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,055 \cdot 22,1 = 15,2 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 8,6 = 16,6 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

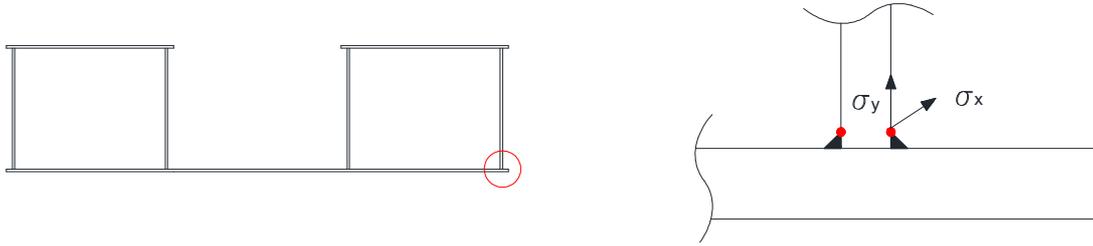
- Interaktion:

$$\left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}}\right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}}\right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} \leq 1$$
$$\left(\frac{15,2}{87,0}\right)^2 + \left(\frac{16,6}{69,6}\right)^2 + \frac{15,2 \cdot 16,6}{87,0 \cdot 69,6} = 0,13 < 1,0$$

6 Nachweisführung

- Faser 3:

Maximale Beanspruchung am der maßgebenden Stelle des Querschnitts:



$$|\Delta\sigma_{x,LM71}| = 53,5 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad |\Delta\sigma_{y,LM71}| = 6,6 \text{ N/mm}^2$$

- Längsrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 0,65 \cdot 1,055 \cdot 53,5 = 36,7 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,15} = 87,0 \text{ N/mm}^2$$

- Querrichtung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1,0 \cdot 1,40 \cdot 1,375 \cdot 6,6 = 12,7 \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,15} = 69,6 \text{ N/mm}^2$$

- Interaktion:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,x}}{\Delta\sigma_{c,x}} \right)^2 + \left(\frac{\Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,y}} \right)^2 + \frac{\Delta\sigma_{LM71,x} \cdot \Delta\sigma_{LM71,y}}{\Delta\sigma_{c,x} \cdot \Delta\sigma_{c,y}} = \\ & \left(\frac{36,7}{87,0} \right)^2 + \left(\frac{12,7}{69,6} \right)^2 + \frac{36,7 \cdot 12,7}{87,0 \cdot 69,6} = 0,29 < 1,0 \end{aligned}$$

- Faser 4:

Ist nicht maßgebend.

Der Ermüdungsnachweis für den Stahlträger ist somit erbracht.

6.3.4.2 Beton

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge ständiger Belastung

$$\sigma_{c,perm} = -1,96 \text{ N/mm}^2$$

Maximale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$

$$\sigma_{c,max,71} = -5,39 \text{ N/mm}^2$$

Minimale Normalspannung in der Betonplatte infolge LM71 $\cdot \phi_2$

$$\sigma_{c,min,71} = 0,001 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist

$$\sigma_{cd,max,equ} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) = 4,53$$

$$\sigma_{cd,min,equ} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) = 0,50$$

mit $\lambda_c = 0,75$ (siehe 4.1.3.3)

6 Nachweisführung

$$E_{cd,min,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} = 0,0330 ; E_{cd,max,eq} = \gamma_{sd} \cdot \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} = 0,3054$$

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} = 0,11$$

Daraus folgt

$$E_{cd,max,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{equ}} = 0,31 + 0,43 \cdot \sqrt{1 - 0,11} = 0,71 \leq 1$$

Der Ermüdungsnachweis des Betons unter Druckspannungen ist damit erfüllt.

6.3.5 Zusammenfassung der Auslastungen

Die Tabelle stellt eine Zusammenfassung der Nachweise mit den höchsten Auslastungen dar.

Nachweise	Auslastung
<u>Tragfähigkeitsnachweis:</u>	
Stahlträger im Bauzustand	95,2 %
Stahlträger im Endzustand $t = \infty$	87,2 %
Betonplatte $t = 0$	83,0 %
<u>Gebrauchstauglichkeitsnachweis:</u>	
Begrenzung der Stahlspannungen	--
Begrenzung der Betonspannungen	
Charakteristische Lastkombination	50,0 %
Quasi-ständige Lastkombination	65,2 %
Begrenzung der Spannungsdifferenzen	41,5 %
Vertikale Verformung des Überbaus	53,4 %
Querverformung des Überbaus	--
Maximale vertikale Verschiebung (Reisekomfort)	46,5 %
<u>Ermüdungsnachweis:</u>	
Ermüdung Stahl	
Infolge σ_x und σ_y	42,2 %
Infolge der Interaktion	29,0 %
Ermüdung Beton unter Druck	71,0 %

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

Unter Verwendung der linearen Stabtheorie werden die drei Brücken nachgerechnet. Angesetzt werden Lastfälle, welche nach FE-Berechnung zu den maximalen Spannungen im Querschnitt führen. Einflüsse aus der Wölbkrafttorsion werden hier nicht berücksichtigt.

Die Spannungsberechnung erfolgt nach dem in Kapitel 5.2.3 beschriebenen Gesamtquerschnittverfahren.

Die nachfolgenden Spannungsergebnisse sind als charakteristische Werte zu verstehen. Die Spannungen infolge der maßgebenden ULS-Kombination enthalten alle anzusetzenden Beiwerte.

7.1 Brücke B1

Die Spannungen für die Brücke B1 werden in Feldmitte ermittelt.

7.1.1 Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle

7.1.1.1 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$

Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = 0$	$I_{y,i0}$	7280026 cm^4
$\sigma_{c,oben}$	-4,4		
$\sigma_{c,mitte}$	-3,2		
$\sigma_{c,unten}$	-1,9		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-66,5		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-65,1		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-63,7		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	94,0		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	95,5		
$\sigma_{a,UG,unten}$	97,0		

Normalspannungen linear verteilt

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.1.1.2 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$

7.1.1.2.1 Spannungen infolge Schwindens

Spannungspunkte	Schwinden	$N_{\text{Schwinden}} = 4209 \text{ kN}$	$M_{\text{Schwinden}} = 1894 \text{ kNm}$
		$I_{y,iS}$	5426981 cm^4
$\sigma_{c,\text{oben}}$	0,8		
$\sigma_{c,\text{mitte}}$	1,1		
$\sigma_{c,\text{unten}}$	1,3		
$\sigma_{a,OG,\text{oben}}$	-29,7		
$\sigma_{a,OG,\text{mitte}}$	-29,4		
$\sigma_{a,OG,\text{unten}} = \sigma_{a,\text{Steg,o}}$	-29,1		
$\sigma_{a,UG,\text{oben}} = \sigma_{a,\text{Steg,u}}$	4,4		
$\sigma_{a,UG,\text{mitte}}$	4,7		
$\sigma_{a,UG,\text{unten}}$	5,0		

7.1.1.2.2 Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten

Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = \infty$	$I_{y,iP}$	5350219 cm^4
$\sigma_{c,\text{oben}}$	-3,0		
$\sigma_{c,\text{mitte}}$	-2,4		
$\sigma_{c,\text{unten}}$	-1,8		
$\sigma_{a,OG,\text{oben}}$	-87,8		
$\sigma_{a,OG,\text{mitte}}$	-86,2		
$\sigma_{a,OG,\text{unten}} = \sigma_{a,\text{Steg,o}}$	-84,6		
$\sigma_{a,UG,\text{oben}} = \sigma_{a,\text{Steg,u}}$	97,6		
$\sigma_{a,UG,\text{mitte}}$	99,4		
$\sigma_{a,UG,\text{unten}}$	101,1		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

Normalspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, unter ständigen Lasten sowie Kriech- und Schwindeinflüsse (entspricht LF 4249)

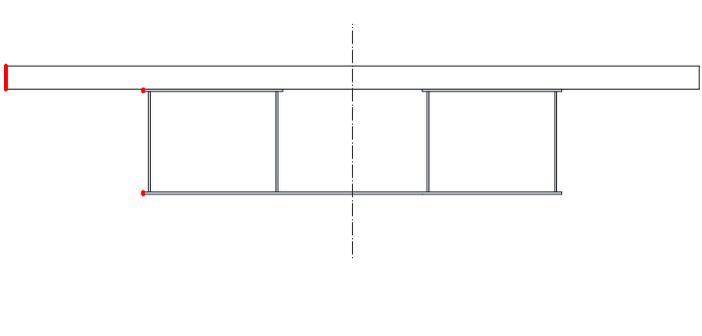
Spannungspunkte	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$	Spannungen aus der Baugeschichte, ständige Lasten sowie Kriech- und Schwindspannungen
$\sigma_{c,oben}$	-2,2	<p style="text-align: center;">Normalspannungen linear verteilt</p>
$\sigma_{c,mitte}$	-1,4	
$\sigma_{c,unten}$	-0,6	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-117,5	
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-115,6	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-113,6	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	102,0	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	104,1	
$\sigma_{a,UG,unten}$	106,1	

7.1.1.3 Lastmodell 71

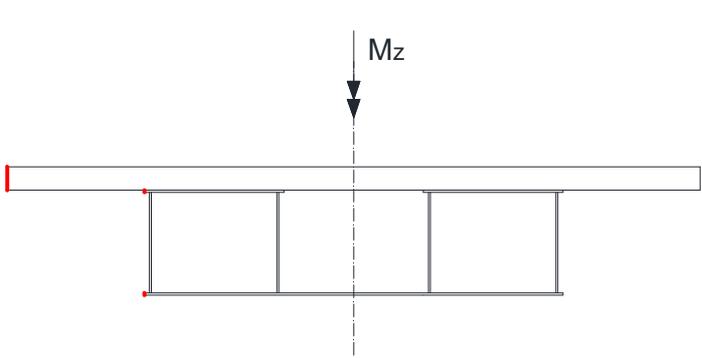
Spannungspunkte	LM 71 [N/mm ²]	$M_{y,LM71}$	6040 kNm
		$I_{y,i0}$	7280026 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-5,1	<p style="text-align: center;">Normalspannungen linear verteilt</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	-3,7		
$\sigma_{c,unten}$	-2,3		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-14,4		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-13,7		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-13,0		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	65,5		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	66,3		
$\sigma_{a,UG,unten}$	67,0		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.1.1.4 Anfahren

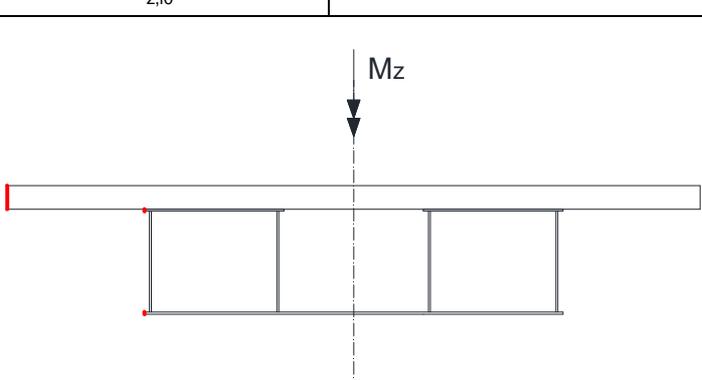
Spannungspunkte	Anfahren* [N/mm ²]	$I_{y,i0}$	7280026 cm ⁴
		$I_{z,i0}$	103558960 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-0,1	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	0,0		
$\sigma_{c,unten}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,oben}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,unten}$	0,2		
$\sigma_{a,UG,oben}$	4,7		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	4,8		
$\sigma_{a,UG,unten}$	4,8		

7.1.1.5 Seitenstoß

Spannungspunkte	Seitenstoß [N/mm ²]	$M_{z,Seitenstoß}$	485 kNm
		$I_{z,i0}$	103558960 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	0,2	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	0,2		
$\sigma_{c,unten}$	0,2		
$\sigma_{a,OG,oben}$	0,9		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	0,9		
$\sigma_{a,OG,unten}$	0,9		
$\sigma_{a,UG,oben}$	0,9		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	0,9		
$\sigma_{a,UG,unten}$	0,9		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.1.1.6 Wind

Spannungspunkte	Wind [N/mm ²]	$M_{z,Wind}$	815 kNm
		$I_{z,i0}$	103558960 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	0,4	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben.</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	0,4		
$\sigma_{c,unten}$	0,4		
$\sigma_{a,OG,oben}$	1,5		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	1,5		
$\sigma_{a,OG,unten}$	1,5		
$\sigma_{a,UG,oben}$	1,5		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	1,5		
$\sigma_{a,UG,unten}$	1,5		

7.1.2 Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination

Analog zur Finite-Elemente-Berechnung werden die Spannungen nach folgender Gleichung überlagert:

$$\sigma_{Ed} = 1,35 \cdot \text{Ständige Lasten} + 1,45 \cdot 1,21 \cdot (1,157 \cdot LM71 + 1,0 \cdot \text{Anfahren} + 0,5 \cdot \text{Seitenstoß}) + 1,5 \cdot \text{Wind}$$

Spannungspunkte	ULS t=0 [N/mm ²]	ULS t=unendlich [N/mm ²]	Auslastung* [%]
$\sigma_{c,oben}$	-15,7	-12,6	78,5
$\sigma_{c,mitte}$	-11,0	-8,5	
$\sigma_{c,unten}$	-6,3	-4,4	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-116,2	-184,8	81,9
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-112,8	-180,6	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-109,3	-176,5	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	271,1	282,2	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	274,7	286,5	
$\sigma_{a,UG,unten}$	278,3	290,9	
* Die Auslastung wird für den maßgebenden Zeitpunkt angegeben, dieser ist für Beton $t = 0$ und für den Stahl $t = unendlich$			

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.2 Brücke B2

Die Spannungen für die Brücke B2 werden in Feldmitte ermittelt.

7.2.1 Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle

7.2.1.1 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$

Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = 0$	$I_{y,i0}$	21954749 cm^4
$\sigma_{c,oben}$	-5,0		
$\sigma_{c,mitte}$	-3,9		
$\sigma_{c,unten}$	-2,9		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-89,9		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-88,6		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-87,4		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	113,1		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	114,6		
$\sigma_{a,UG,unten}$	116,1		

7.2.1.2 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$

7.2.1.2.1 Spannungen infolge Schwindens

Spannungspunkte	Schwinden	$N_{\text{Schwinden}} = 5014 \text{ kN}$	$M_{\text{Schwinden}} = 3578 \text{ kNm}$
		$I_{y,iS}$	16293890 cm^4
$\sigma_{c,oben}$	1,0		
$\sigma_{c,mitte}$	1,2		
$\sigma_{c,unten}$	1,3		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-28,8		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-28,6		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-28,3		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	5,0		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	5,3		
$\sigma_{a,UG,unten}$	5,5		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.2.1.2.2 Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten

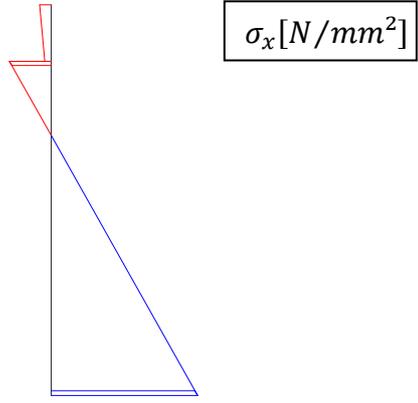
Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = \infty$	$I_{y,iP}$	16066970 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-3,4	$\sigma_x [N/mm^2]$ Normalspannungen linear verteilt	
$\sigma_{c,mitte}$	-2,9		
$\sigma_{c,unten}$	-2,4		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-115,0		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-113,5		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-112,0		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	117,8		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	119,5		
$\sigma_{a,UG,unten}$	121,2		

Normalspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, unter ständigen Lasten sowie Kriech- und Schwindenflüssen (entspricht LF 4249)

Spannungspunkte	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$	Spannungen aus der Baugeschichte, ständige Lasten sowie Kriech- und Schwindspannungen
$\sigma_{c,oben}$	-2,4	
$\sigma_{c,mitte}$	-1,7	
$\sigma_{c,unten}$	-1,1	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-143,7	
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-142,1	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-140,4	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	122,8	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	124,8	
$\sigma_{a,UG,unten}$	126,7	

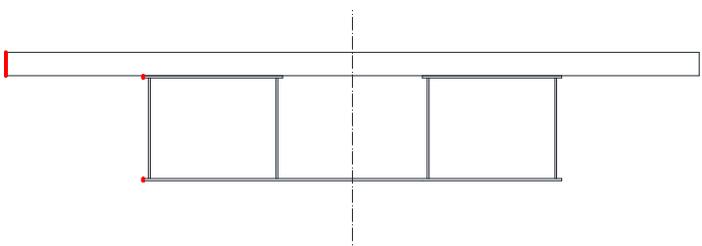
7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.2.1.3 Lastmodell 71

Spannungspunkte	LM 71 [N/mm ²]	$M_{y,LM71}$	12260 kNm
		$I_{y,i0}$	21954749 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-5,3		
$\sigma_{c,mitte}$	-4,1		
$\sigma_{c,unten}$	-3,0		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-19,1		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-18,5		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-18,0		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	65,7		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	66,3		
$\sigma_{a,UG,unten}$	66,9		

Normalspannungen linear verteilt

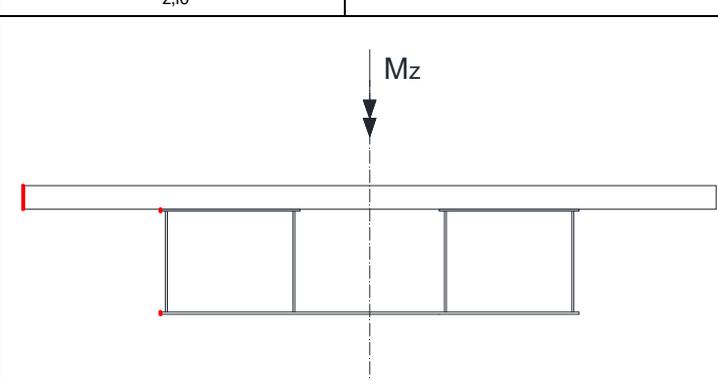
7.2.1.4 Anfahren

Spannungspunkte	Anfahren [N/mm ²]	$I_{y,i0}$	21954749 cm ⁴
		$I_{z,i0}$	129611180 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	0,0		
$\sigma_{c,mitte}$	0,1		
$\sigma_{c,unten}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,oben}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	0,2		
$\sigma_{a,OG,unten}$	0,2		
$\sigma_{a,UG,oben}$	4,4		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	4,4		
$\sigma_{a,UG,unten}$	4,4		

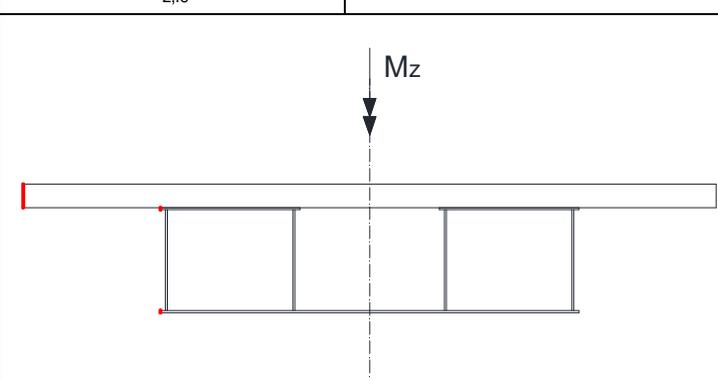
Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.2.1.5 Seitenstoß

Spannungspunkte	Seitenstoß [N/mm ²]	$M_{z, \text{Seitenstoß}}$	735 kNm
		$I_{z, i0}$	129611180 cm ⁴
$\sigma_{c, \text{oben}}$	0,3	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben</p>	
$\sigma_{c, \text{mitte}}$	0,3		
$\sigma_{c, \text{unten}}$	0,3		
$\sigma_{a, \text{OG, oben}}$	1,1		
$\sigma_{a, \text{OG, mitte}}$	1,1		
$\sigma_{a, \text{OG, unten}}$	1,1		
$\sigma_{a, \text{UG, oben}}$	1,1		
$\sigma_{a, \text{UG, mitte}}$	1,1		
$\sigma_{a, \text{UG, unten}}$	1,1		

7.2.1.6 Wind

Spannungspunkte	Wind [N/mm ²]	$M_{z, \text{Wind}}$	2018 kNm
		$I_{z, i0}$	129611180 cm ⁴
$\sigma_{c, \text{oben}}$	0,8	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben.</p>	
$\sigma_{c, \text{mitte}}$	0,8		
$\sigma_{c, \text{unten}}$	0,8		
$\sigma_{a, \text{OG, oben}}$	3,0		
$\sigma_{a, \text{OG, mitte}}$	3,0		
$\sigma_{a, \text{OG, unten}}$	3,0		
$\sigma_{a, \text{UG, oben}}$	3,0		
$\sigma_{a, \text{UG, mitte}}$	3,0		
$\sigma_{a, \text{UG, unten}}$	3,0		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.2.2 Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination

Spannungspunkte	ULS t=0 [N/mm ²]	ULS t=unendlich [N/mm ²]	Auslastung* [%]
$\sigma_{c,oben}$	-15,5	-12,0	77,5
$\sigma_{c,mitte}$	-11,7	-8,8	
$\sigma_{c,unten}$	-8,0	-5,6	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-152,5	-225,1	88,0
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-149,7	-221,8	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-146,9	-218,5	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	291,6	304,7	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	294,8	308,5	
$\sigma_{a,UG,unten}$	298,0	312,3	

* Die Auslastung wird für den maßgebenden Zeitpunkt angegeben, diese ist für Beton $t = 0$ und für den Stahl $t = unendlich$

7.3 Brücke B3

Die Spannungen für die Brücke B3 werden in Feldmitte ermittelt.

7.3.1 Normalspannung σ_x für ausgewählte Lastfälle

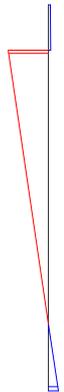
7.3.1.1 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = 0$

Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = 0$	$I_{y,i0}$	60361199 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-5,0	Normalspannungen linear verteilt	
$\sigma_{c,mitte}$	-4,2		
$\sigma_{c,unten}$	-3,4		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-104,1		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-103,1		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-102,1		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	114,7		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	116,1		
$\sigma_{a,UG,unten}$	117,4		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

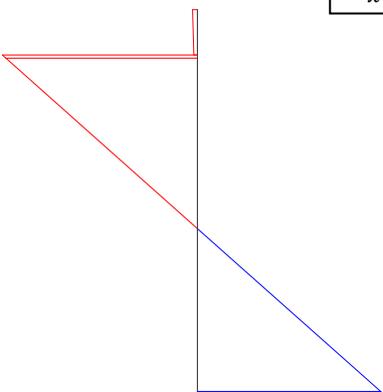
7.3.1.2 Ständige Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$

7.3.1.2.1 Spannungen infolge Schwindens

Spannungspunkte	Schwinden	$N_{\text{Schwinden}} = 5824 \text{ kN}$	$M_{\text{Schwinden}} = 6352 \text{ kNm}$
		$I_{y,iS}$	44178693 cm^4
$\sigma_{c,\text{oben}}$	1,2		
$\sigma_{c,\text{mitte}}$	1,4		
$\sigma_{c,\text{unten}}$	1,5		
$\sigma_{a,OG,\text{oben}}$	-26,4		
$\sigma_{a,OG,\text{mitte}}$	-26,3		
$\sigma_{a,OG,\text{unten}} = \sigma_{a,\text{Steg,o}}$	-26,1		
$\sigma_{a,UG,\text{oben}} = \sigma_{a,\text{Steg,u}}$	6,0		
$\sigma_{a,UG,\text{mitte}}$	6,2		
$\sigma_{a,UG,\text{unten}}$	6,4		

Normalspannungen linear verteilt

7.3.1.2.2 Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, ständige Lasten

Spannungspunkte	Ständige Lasten inkl. Baugeschichte $t = \infty$	$I_{y,iP}$	43566172 cm^4
$\sigma_{c,\text{oben}}$	-3,3		
$\sigma_{c,\text{mitte}}$	-2,9		
$\sigma_{c,\text{unten}}$	-2,5		
$\sigma_{a,OG,\text{oben}}$	-128,1		
$\sigma_{a,OG,\text{mitte}}$	-127,0		
$\sigma_{a,OG,\text{unten}} = \sigma_{a,\text{Steg,o}}$	-125,9		
$\sigma_{a,UG,\text{oben}} = \sigma_{a,\text{Steg,u}}$	120,3		
$\sigma_{a,UG,\text{mitte}}$	121,8		
$\sigma_{a,UG,\text{unten}}$	123,3		

Normalspannungen linear verteilt

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

Normalspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$, unter ständigen Lasten sowie Kriech- und Schwindeinflüsse (entspricht LF 4249)

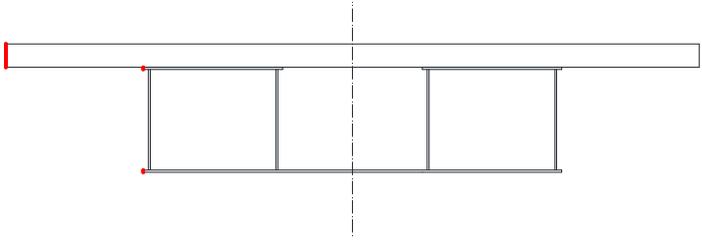
Spannungspunkte	Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$	Spannungen aus der Baugeschichte, ständige Lasten sowie Kriech- und Schwindspannungen
$\sigma_{c,oben}$	-2,1	<p style="text-align: center;">Normalspannungen linear verteilt</p>
$\sigma_{c,mitte}$	-1,6	
$\sigma_{c,unten}$	-1,0	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-154,5	
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-153,3	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-152,0	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	126,2	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	127,9	
$\sigma_{a,UG,unten}$	129,7	

7.3.1.3 Lastmodell 71

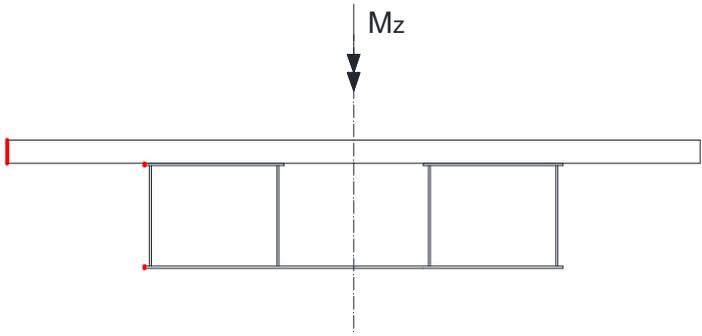
Spannungspunkte	LM 71 [N/mm ²]	$M_{y,LM71}$	20490 kNm
		$I_{y,i0}$	60361199 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	-4,9	<p style="text-align: center;">Normalspannungen linear verteilt</p>	σ_x [N/mm ²]
$\sigma_{c,mitte}$	-4,1		
$\sigma_{c,unten}$	-3,3		
$\sigma_{a,OG,oben}$	-21,2		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-20,8		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-20,5		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	54,3		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	54,7		
$\sigma_{a,UG,unten}$	55,2		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.3.1.4 Anfahren

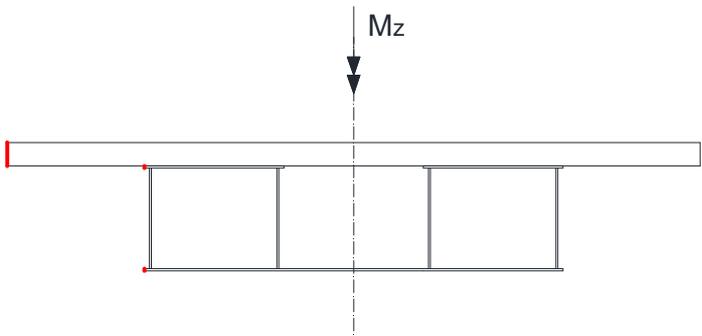
Spannungspunkte	Anfahren [N/mm ²]	$I_{y,i0}$	60361199 cm ⁴
		$I_{z,i0}$	167742170 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	0,0	 <p>Normalspannungen an den Rot markierten Punkten ausgegeben</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	0,1		
$\sigma_{c,unten}$	0,1		
$\sigma_{a,OG,oben}$	0,0		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	0,0		
$\sigma_{a,OG,unten}$	0,0		
$\sigma_{a,UG,oben}$	4,0		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	4,0		
$\sigma_{a,UG,unten}$	4,1		

7.3.1.5 Seitenstoß

Spannungspunkte	Seitenstoß [N/mm ²]	$M_{z,Seitenstoß}$	985 kNm
		$I_{z,i0}$	167742170 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	0,3	 <p>Lineare Verteilung der Normalspannungen</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	0,3		
$\sigma_{c,unten}$	0,3		
$\sigma_{a,OG,oben}$	1,1		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	1,1		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	1,1		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	1,1		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	1,1		
$\sigma_{a,UG,unten}$	1,1		

7 Nachrechnung der Brücken als Stabmodell

7.3.1.6 Wind

Spannungspunkte	Wind [N/mm ²]	$M_{z,Wind}$	3995 kNm
		$I_{z,i0}$	167742170 cm ⁴
$\sigma_{c,oben}$	1,2	 <p>Lineare Verteilung der Normalspannungen</p>	
$\sigma_{c,mitte}$	1,2		
$\sigma_{c,unten}$	1,2		
$\sigma_{a,OG,oben}$	4,6		
$\sigma_{a,OG,mitte}$	4,6		
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	4,6		
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	4,6		
$\sigma_{a,UG,mitte}$	4,6		
$\sigma_{a,UG,unten}$	4,6		

7.3.2 Normalspannungen σ_x unter der maßgebenden ULS-Kombination

Spannungspunkte	ULS t=0 [N/mm ²]	ULS t=unendlich [N/mm ²]	Auslastung* [%]
$\sigma_{c,oben}$	-13,8	-9,9	69,0
$\sigma_{c,mitte}$	-11,1	-7,6	
$\sigma_{c,unten}$	-8,5	-5,4	
$\sigma_{a,OG,oben}$	-172,1	-240,2	82,3
$\sigma_{a,OG,mitte}$	-170,1	-237,8	
$\sigma_{a,OG,unten} = \sigma_{a,Steg,o}$	-168,1	-235,4	
$\sigma_{a,UG,oben} = \sigma_{a,Steg,u}$	270,1	285,6	
$\sigma_{a,UG,mitte}$	272,8	288,8	
$\sigma_{a,UG,unten}$	275,4	292,0	
* Die Auslastung wird für den maßgebenden Zeitpunkt angegeben, diese ist für Beton t = 0 und für den Stahl t = unendlich			

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

8.1 Vergleich der Normalspannungen $\sigma_{x,FE}$ und $\sigma_{x,Stab}$

8.1.1 Normalspannungen σ_x infolge der vertikalen Verkehrslasten

Beim Vergleich der Ergebnisse aus dem Finite-Elemente-Modell und dem Stabmodell ist bei allen drei Brücken zu erkennen, dass die Spannungen in der Symmetrieachse des Querschnitts annähernd gleich groß sind, an den restlichen Querschnittspunkten treten größere Diskrepanzen auf - die größten an den Punkten, die von der Symmetrieachse am weitesten entfernt sind. Dieser Unterschied ist wie folgt zu erklären: Das Lastmodell 71 ist mit der Exzentrizität e_1 infolge ungleichmäßiger Belastung und einer Abweichung der Gleislage e_2 anzusetzen, hierdurch erfahren die Brücken eine Torsionsbeanspruchung. Diese wird bei einem dünnwandigen Hohlkastenquerschnitt über die zwei Tragmechanismen der St. Venant'sche Torsion (primäre Torsion) und der Wölbkrafttorsion (sekundäre Torsion) abgetragen. Die St. Venant'sche Torsion ruft im Querschnitt Schubspannungen hervor, infolge Wölbkrafttorsion entstehen Normalspannungen in Brückenachsenrichtung und sekundäre Schubspannungen. Diese Wölbspannungen wurden bei der Berechnung mittels Stabwerkmodell nicht berücksichtigt. Im Gegensatz dazu wird bei der Finite-Elemente-Berechnung die Torsionsbeanspruchung automatisch über St. Venant'sche Torsion und Wölbkrafttorsion abgetragen.

Um diesen Unterschied zu minimieren und die Ergebnisse somit besser vergleichen zu können, wird mittels des vereinfachenden Modells der „Doppelflanschbiegung“ die Wölbkrafttorsion bei dem Stabwerkmodell berücksichtigt [2].

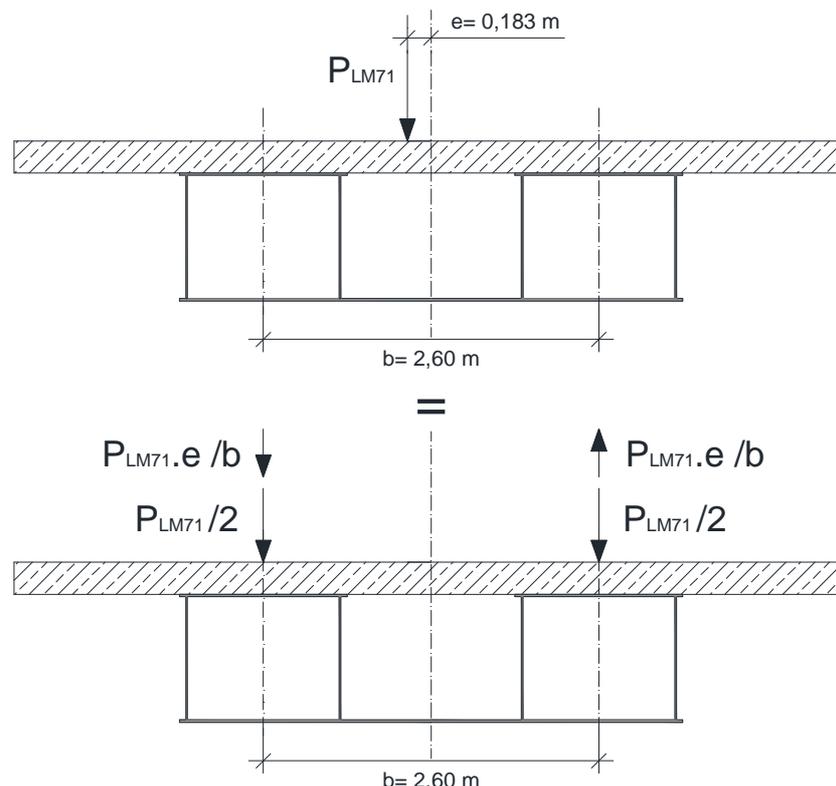


Abbildung 8-1: Modell „Doppelflanschbiegung“

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Die Normalspannungen aus dem Stabwerkmodell werden mit dem Faktor f multipliziert, um den Einfluss der Wölbkrafttorsion hier näherungsweise zu berücksichtigen.

Dabei wird f wie folgt ermittelt:

$$f = \frac{P_{LM71}/2 + P_{LM71} \cdot e/b}{P_{LM71}/2} = 1 + \frac{2 \cdot e}{b} = 1,14$$

In allen folgenden Abschnitten werden die Normalspannungen $\sigma_{x,Stab}$ infolge exzentrischer Verkehrslast unter näherungsweise Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion angeführt.

8.1.2 Normalspannungen σ_x infolge ständiger Lasten und vertikalen Verkehrslasten

In einem ersten Schritt werden die maximalen Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht, wobei die Anteile aus Seitenstoß, Anfahren und Wind hier nicht eingehen.

Die untersuchte Kombination lautet:

$$\sigma_x = 1,35 \cdot \sigma_{x,g} + 1,45 \cdot \alpha \cdot \phi_2 \cdot \sigma_{x,LM71} \cdot (f)$$

Dabei ist

$\sigma_{x,g}$ die Normalspannungen in Brückenachsenrichtung infolge ständiger Lasten (inkl. der Spannungen aus Baugeschichte, Kriechen und Schwinden)

$\sigma_{x,LM71}$ die Normalspannungen in Brückenachsenrichtung infolge Lastmodell 71

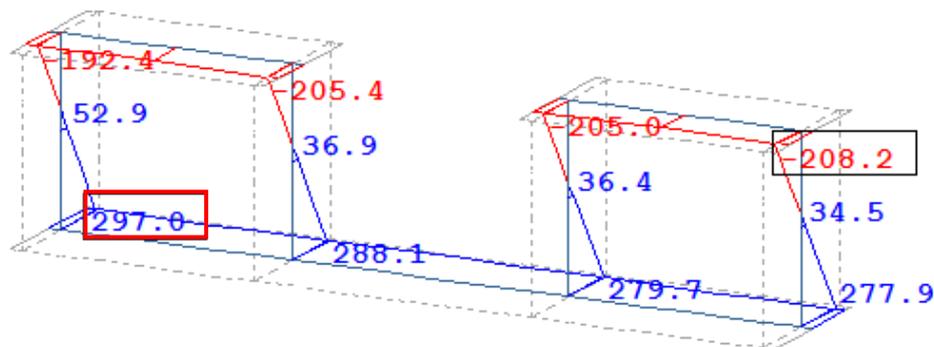
α der Klassifizierungsfaktor

ϕ_2 der dynamische Beiwert

f ein Faktor zur Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion beim Stabwerkmodell

Brücke B1:

Aus der FE-Berechnung ergibt sich für die Brücke B1 folgende Verteilung der Normalspannungen σ_x über den Stahlquerschnitt:



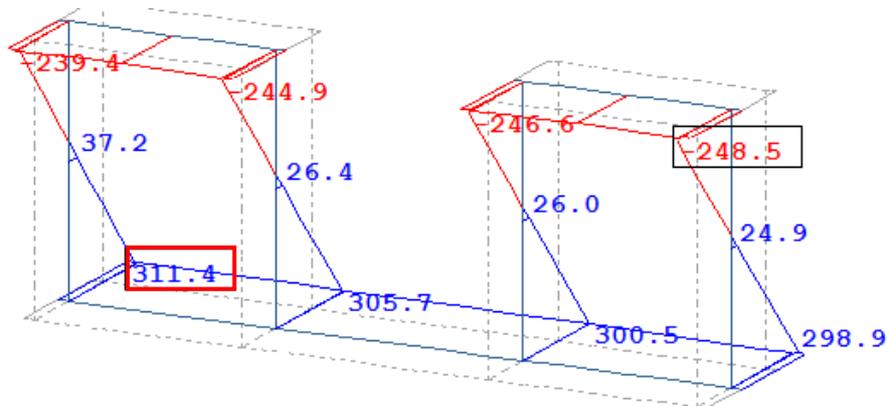
Nach dem Stabwerkmodell ergibt sich die maximale Längsspannung $\sigma_{x,Stab}$ im Querschnitt an der gleichen Stelle wie beim FE-Modell und beträgt:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,Stab} &= 1,35 \cdot \sigma_{x,g} + 1,45 \cdot \alpha \cdot \phi_2 \cdot \sigma_{x,LM71} \cdot f \\ &= 1,35 \cdot 106,0 + 1,45 \cdot 1,21 \cdot 1,157 \cdot 67,0 \cdot 1,14 = 298 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Brücke B2:

Aus der FE-Berechnung ergibt sich für die Brücke B2 folgende Verteilung der Normalspannungen σ_x über den Stahlquerschnitt:

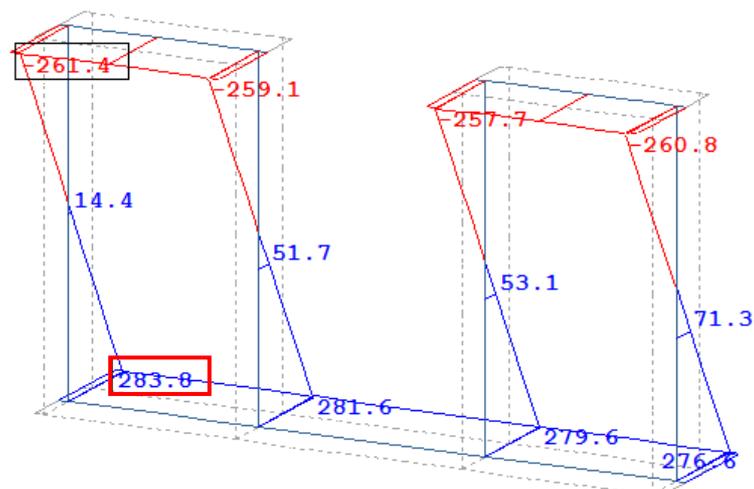


Nach dem Stabwerkmodell ergibt sich die maximale Längsspannung $\sigma_{x,Stab}$ im Querschnitt an der gleichen Stelle wie beim FE-Modell und beträgt:

$$\begin{aligned}\sigma_{x,Stab} &= 1,35 \cdot \sigma_{x,g} + 1,45 \cdot \alpha \cdot \phi_2 \cdot \sigma_{x,LM71} \cdot f \\ &= 1,35 \cdot 126,7 + 1,45 \cdot 1,21 \cdot 1,093 \cdot 66,9 \cdot 1,14 = 317 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Brücke B3:

Aus der FE-Berechnung ergibt sich für die Brücke B3 folgende Verteilung der Normalspannungen σ_x über den Stahlquerschnitt:



Nach dem Stabwerkmodell ergibt sich die maximale Längsspannung $\sigma_{x,Stab}$ im Querschnitt an der gleichen Stelle wie beim FE-Modell und beträgt:

$$\begin{aligned}\sigma_{x,Stab} &= 1,35 \cdot \sigma_{x,g} + 1,45 \cdot \alpha \cdot \phi_2 \cdot \sigma_{x,LM71} \cdot f \\ &= 1,35 \cdot 129,7 + 1,45 \cdot 1,21 \cdot 1,055 \cdot 55,2 \cdot 1,14 = 292 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Es zeigt sich bei allen drei Brücken, dass für die zwei Einwirkungen (ständige Lasten inkl. Effekte aus der Baugeschichte, Kriechen und Schwinden sowie vertikaler Verkehrslast) ein Stabwerkmodell mit einer vereinfachten Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion eine sehr gute Näherung zur Abbildung der Haupttragwirkung derartiger Brücken darstellt. Die Abweichung zum Finite-Elemente-Modell liegt, auf der sicheren Seite, unter 3%.

8.1.3 Normalspannungen σ_x infolge der maßgebenden ULS Kombination

Zur besseren Vergleichbarkeit sind in der folgenden Tabelle die Ergebnisse aus der FE-Berechnung und der Stabwerkmodellberechnung infolge der maßgebenden Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit zusammengefasst:

	$\sigma_{x,FE}^a$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,Stab}^b$ ohne WKT [N/mm ²]	Abweichung [%]	$\sigma_{x,Stab}^c$ mit WKT aus LM 71 [N/mm ²]	Abweichung [%]
Brücke B1	333	291	-12,6	310	-6,6
Brücke B2	347	312	-10,1	330	-4,6
Brücke B3	313	292	-6,7	306	-1,9
^a siehe Abbildung 6-12, Abbildung 6-40 und Abbildung 6-65					
^b siehe 7.1.2, 7.2.2 und 7.3.2					
^c Werte aus 7.1, 7.2 und 7.3 mit Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion (WKT) für das LM 71					

Hinweis: Eine negative Prozentangabe bei der Abweichung drückt ein auf der unsicheren Seite liegendes Ergebnis infolge Berechnung nach Stabwerkmodell aus.

Bei der Berücksichtigung aller nach gültigen Normen anzusetzenden Einwirkungen zeigt sich, dass eine vereinfachte Berechnung nach der Stabtheorie auf der unsicheren Seite liegt. Dies ist naheliegend da, die Einwirkungen Wind und Seitenstoß eine Biegung um die Querachse der Brücken verursachen. In dieser Richtung ist die Voraussetzung für die Anwendung der Stabtheorie $l/h > 5$ (mit h ist hier die Querschnittsbreite gemeint) bei den Brücken B1 und B2 nicht bzw. bei der Brücke B3 nur knapp eingehalten.

Unter näherungsweise Berücksichtigung der Wölbnormalspannungen infolge des Lastmodells 71 mit dem zuvor definierten Korrekturfaktor f nähern sich zwar die Stabergebnisse den FE-Ergebnissen, bleiben aber auf der unsicheren Seite.

8.2 Einfluss der Querbiegespannungen σ_y auf die Beanspruchung des Querschnitts

An den maßgebenden Punkten für die Untersuchung der Tragfähigkeit und der Ermüdungssicherheit wird der Einfluss der Querbiegespannungen auf die Vergleichsspannung ermittelt.

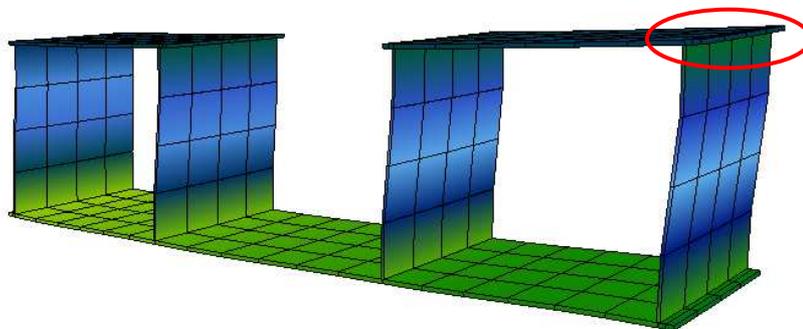
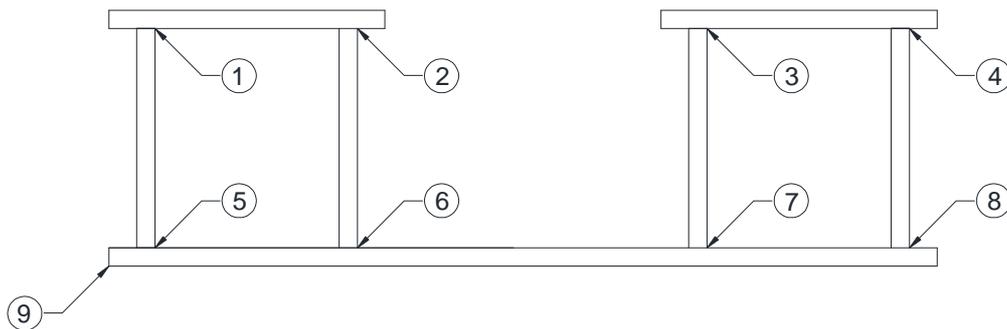


Abbildung 8-2: Qualitative Darstellung der Beanspruchung infolge σ_y im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Brücke B1)

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Das Bild zeigt die Auslastung des Querschnitts in Feldmitte infolge der maßgebenden Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Obwohl die Normalspannungen σ_x einen linear-veränderlichen Verlauf über den Querschnitt haben und die Druckspannungen am oberen Teil kleiner sind als die Zugspannungen am unteren Teil des Querschnittes, ist hier deutlich zu erkennen, dass im Bereich des Anschlusses der Stege an die Obergurte eine größere Auslastung vorhanden ist. Da hier der Querschnitt in Feldmitte betrachtet wird, sind die Schubspannungen vernachlässigbar klein. Demzufolge wird die größere Auslastung von den Querbiegespannungen verursacht.

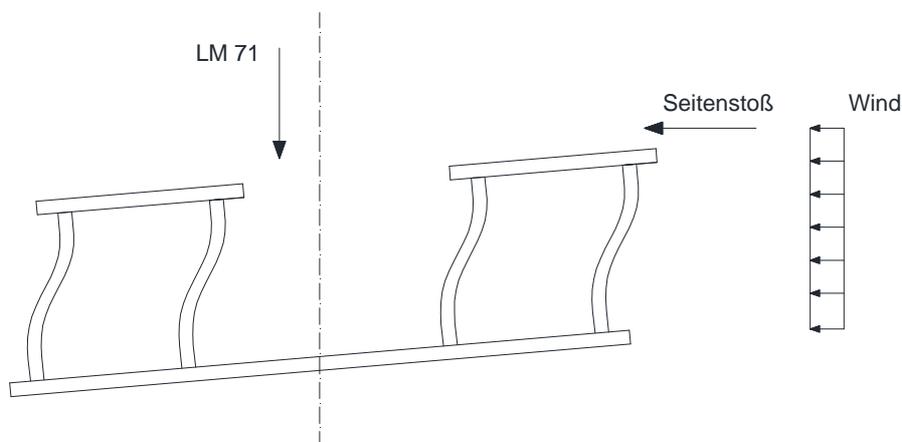
An den bezeichneten Punkten (siehe nachfolgende Skizze) des Querschnitts wird die Auslastung infolge der Vergleichsspannungen gezeigt und anschließend der Einfluss der Längs-, und Querspannungen auf diese mithilfe von Diagrammen verdeutlicht.



Bei den ausgewählten Punkten (1) bis (8) handelt es sich um jene Stellen an denen es bei der Bildung der Vergleichsspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu einer ungünstigen Überlagerung kommt. Die Faser (9) ist jene, welche die größte Vergleichsspannung im Querschnitt aufweist.

Wie bereits in Kapitel 6 gezeigt, treten bei allen Brücken die betragsmäßig größten Querbiegespannungen im Punkt (4) auf, jedoch auf der Innenseite des Steges. An dieser Stelle sind sowohl die Längsspannungen σ_x als auch die Querbiegespannungen σ_y Druckspannungen. Dadurch ergibt sich eine kleinere Vergleichsspannung, weshalb die genannte Faser hier nicht genauer untersucht wird.

Nachstehende Abbildung zeigt, am verformten Stahlträger, die Angriffsstelle des LM71 am Querschnitt und die Wirkungsrichtung des Seitenstoßes und des Windes.



Die Ausgabe erfolgt zum ersten für den Fall der Kombination von ständigen Lasten und Lastmodell 71, zum zweiten für die maßgebende ULS-Kombination.

8.2.1 Beanspruchung infolge ständiger Lasten und Verkehrslasten

Brücke B1:

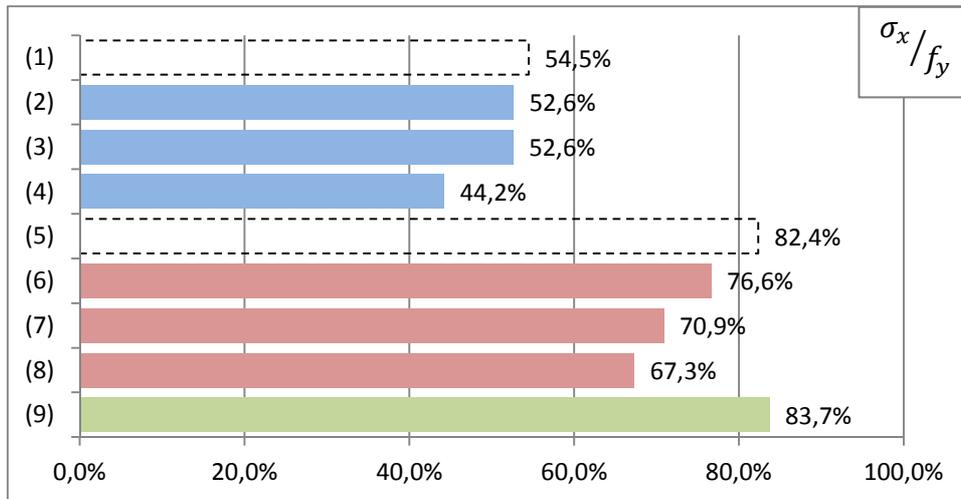


Abbildung 8-3: Werte σ_x/f_y für die Brücke B1 unter ständigen Lasten und LM 71

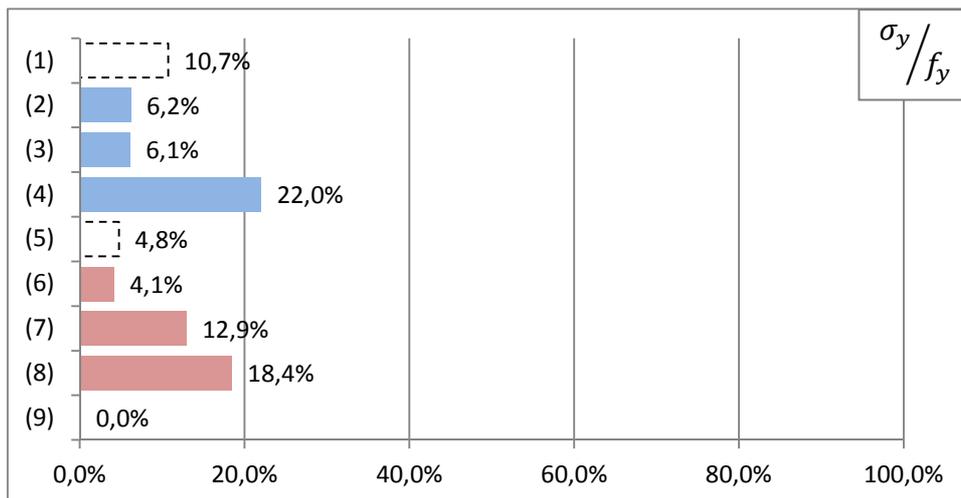


Abbildung 8-4: Werte σ_y/f_y für die B1 unter ständigen Lasten und LM 71

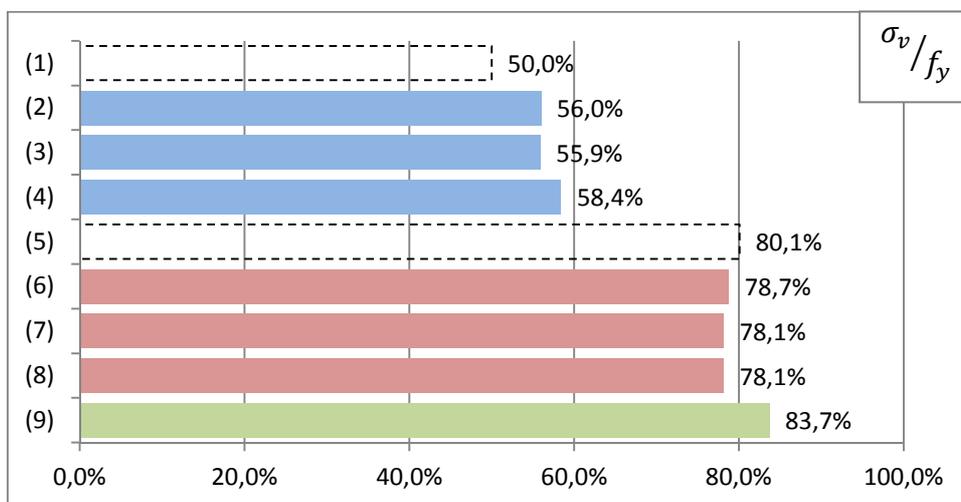


Abbildung 8-5: Werte σ_v/f_y für die Brücke B1 unter ständigen Lasten und LM 71

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Brücke B2:

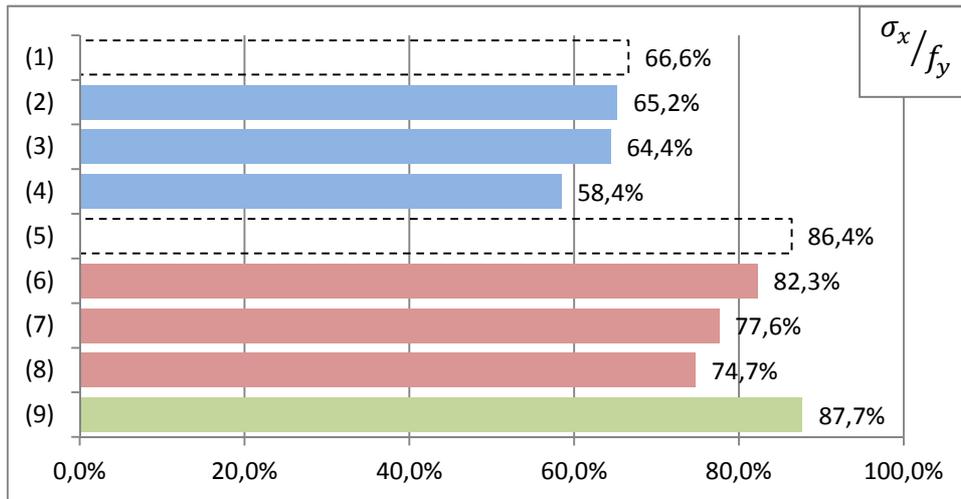


Abbildung 8-6: Werte σ_x/f_y für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71

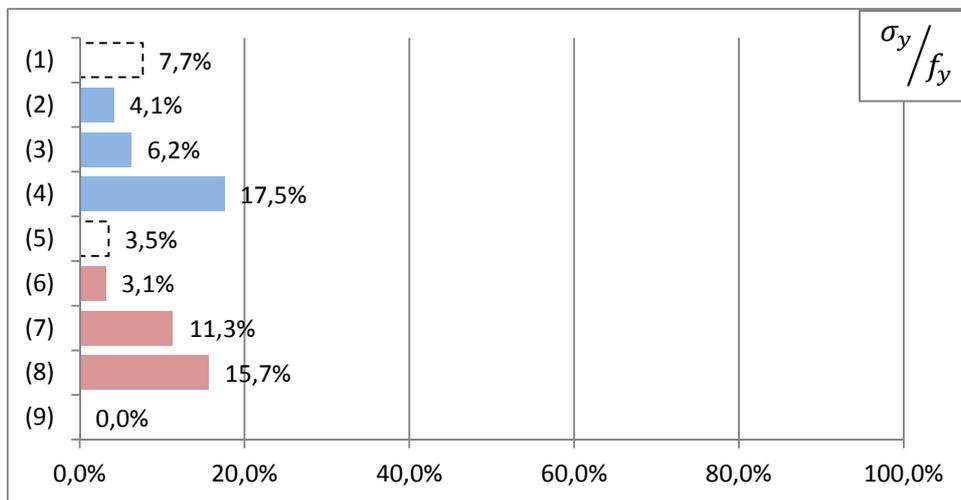


Abbildung 8-7: Werte σ_y/f_y für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71

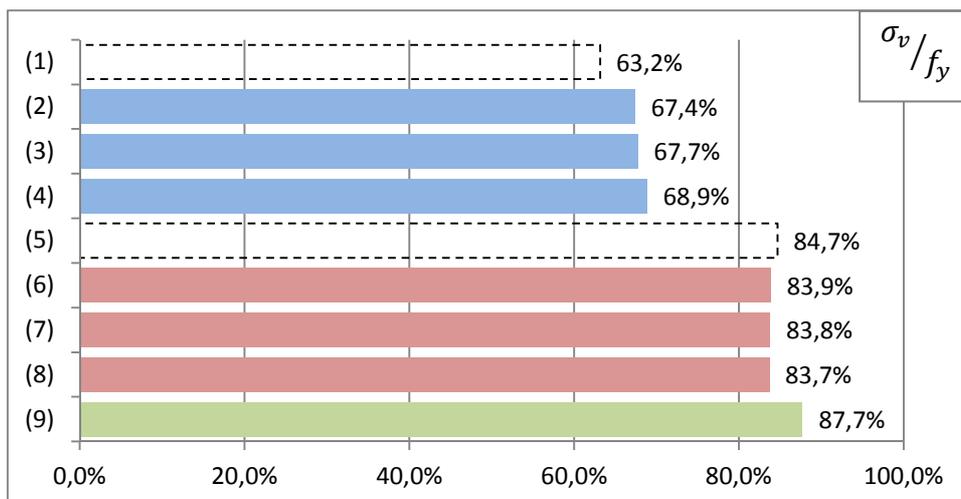


Abbildung 8-8: Werte σ_v/f_y für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Brücke B3:

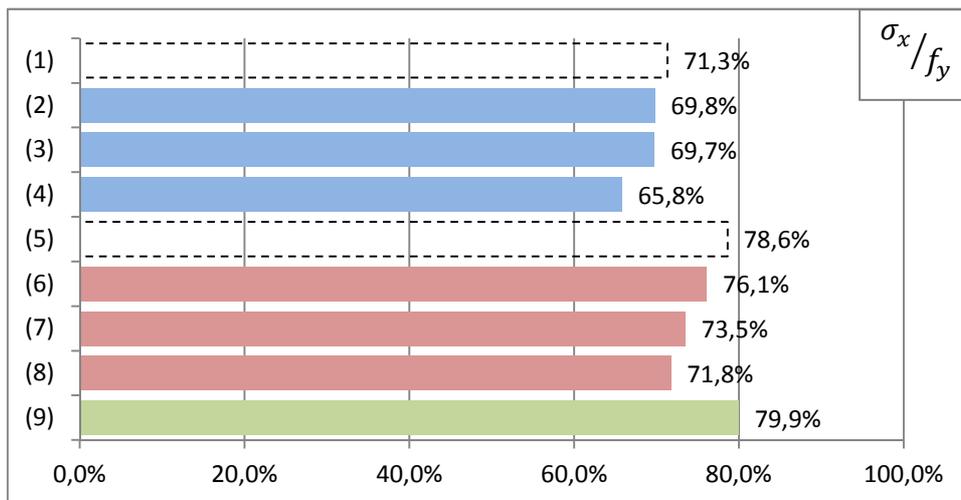


Abbildung 8-9: Werte σ_x/f_y für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71

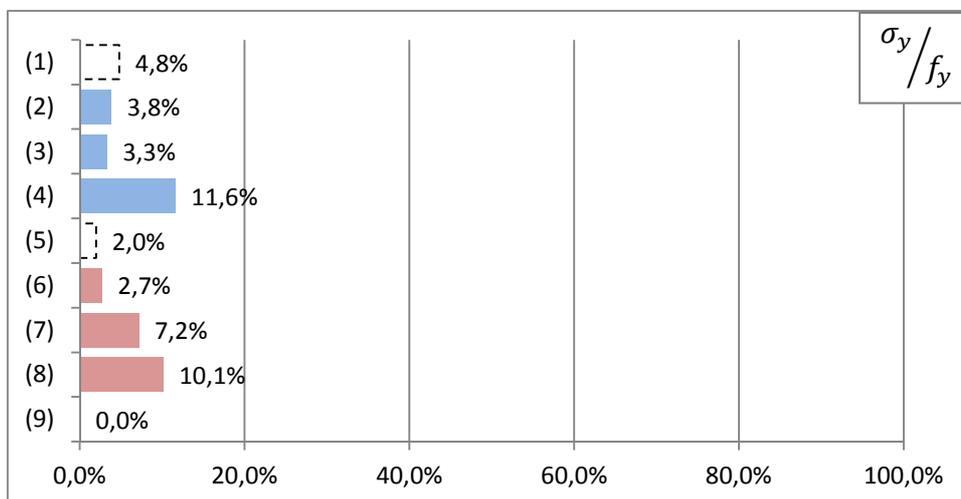


Abbildung 8-10: Werte σ_y/f_y für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71

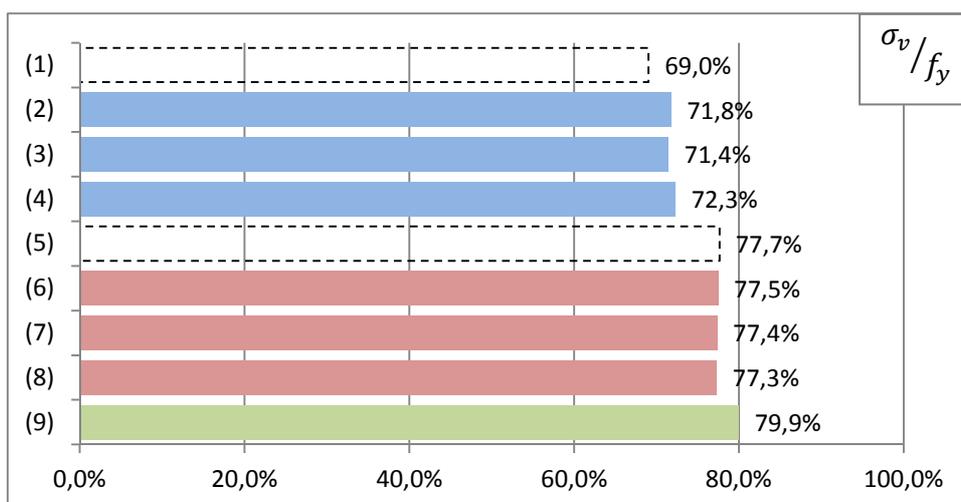


Abbildung 8-11: Werte σ_v/f_y für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

An den Fasern (1) und (5) kommt es unter Einwirkung von ständigen Lasten und vertikalen Verkehrslasten bei der Bildung der Vergleichsspannung zu einer Überlagerung von Spannungen mit gleichem Vorzeichen. Daraus folgt ein kleinerer Wert für die Vergleichsspannung als für die Normalspannungen.

Exemplarisch für die Brücke B1:

$$\sigma_{x,1} = -193,4 \text{ N/mm}^2 \text{ und } \sigma_{y,1} = -38,1 \text{ N/mm}^2$$

Somit ist

$$\sigma_{v,1} = \sqrt{\sigma_{x,1}^2 + \sigma_{y,1}^2 - \sigma_{x,1} \cdot \sigma_{y,1}} = 177,4 \text{ N/mm}^2$$

Die Punkte (1) und (5) sind aus diesem Grund in den Diagrammen strichliert dargestellt.

Bei den drei Brücken zeichnet sich eine qualitativ ähnliche Auslastung infolge Längs- und Querspannungen ab. Beim Vergleich der Brücken muss allerdings darauf geachtet werden, dass die Auslastung unterschiedlich groß ausfällt. Ein direkter Vergleich zwischen der Brücke B1, mit einer maximalen Gesamtauslastung von 83,7%, und der Brücke B2, mit einer maximalen Gesamtauslastung von 87,7%, zeigt, dass, obwohl die Brücke B1 weniger beansprucht wird, die Auslastung infolge der Querbiegespannungen höher ausfällt. Dies lässt darauf schließen, dass bei einer geringeren Stützweite die Quertragwirkung einen größeren Einfluss hat. Andererseits sind die Stege bei dieser Brücke dünner dimensioniert, was mit ein Grund für die größeren Spannungen σ_y ist.

An den vier unteren Punkten (5)-(8) der Stege ist die Beanspruchung der jeweiligen Brücken infolge Vergleichsspannung gleichgroß ($\sim 78\%$ bei der Brücke B1, $\sim 84\%$ bei der Brücke B2, und $\sim 77\%$ bei der Brücke B3). Getrennt nach den Normalspannung σ_x und σ_y ergibt sich allerdings ein deutlich anderes Bild. Die Beanspruchung infolge σ_x sinkt, den Querschnitt betrachtend, von links nach rechts, während jene infolge σ_y zunimmt. Bei der Bildung der ungünstigsten Kombination für die Berechnung der maximalen Vergleichsspannung (unterschiedliche Vorzeichen von σ_x und σ_y) kommt es dementsprechend nicht zu einer Überlagerung der Maxima von Längs- und Querbiegespannungen.

8.2.2 Beanspruchung infolge maßgebender ULS Kombination

Brücke B1:

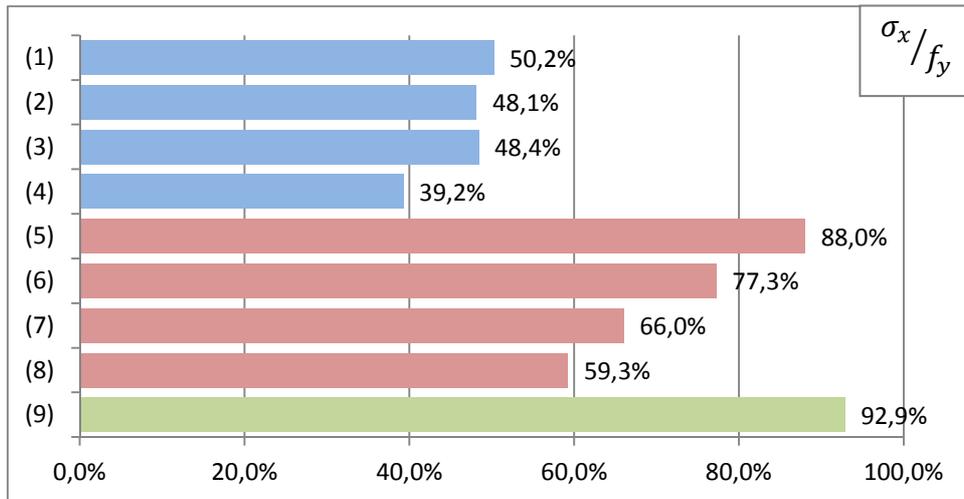


Abbildung 8-12: Werte σ_x/f_y für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination

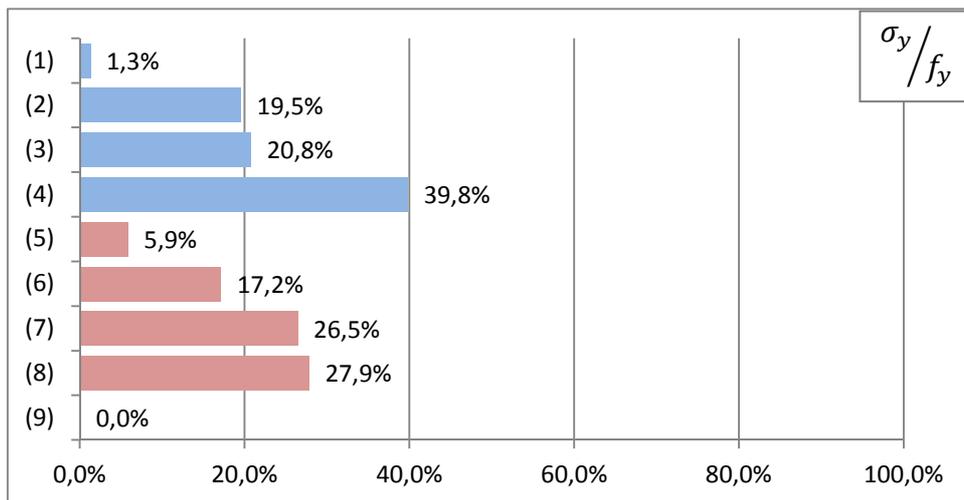


Abbildung 8-13: Werte σ_y/f_y für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination

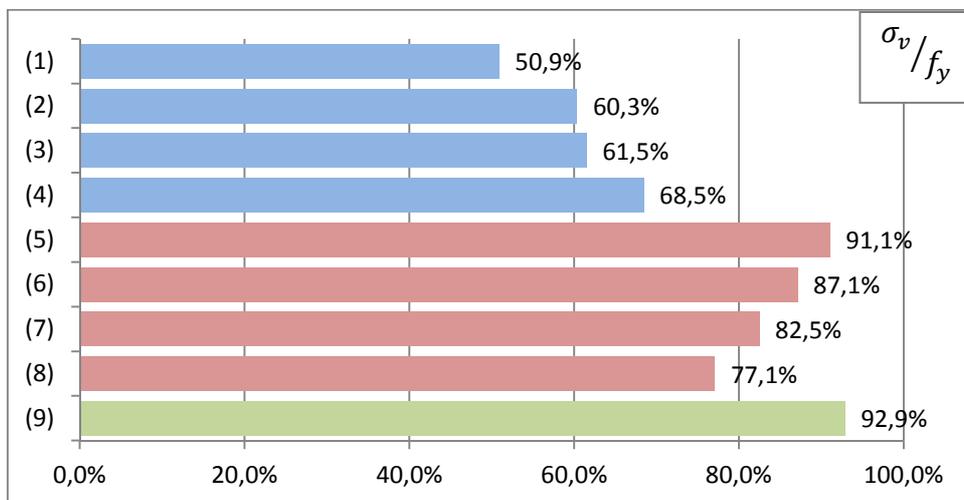


Abbildung 8-14: Werte σ_v/f_y für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Brücke B2:

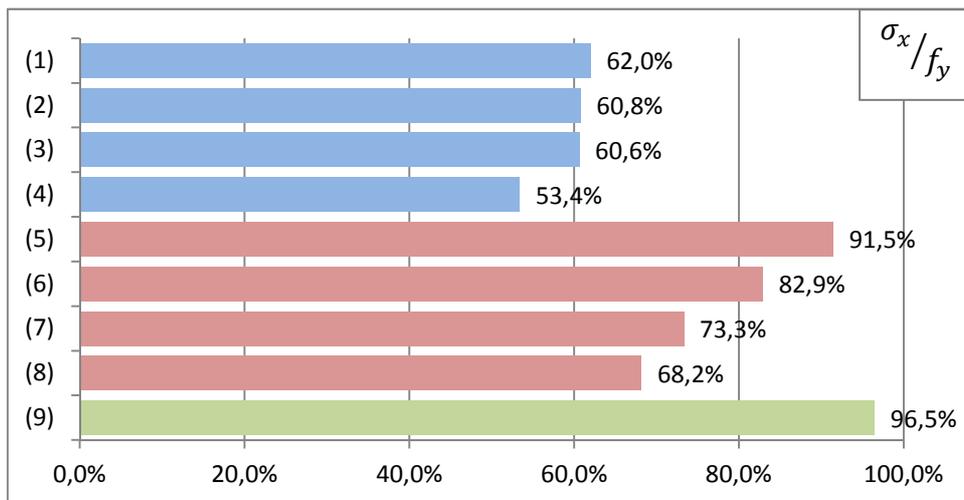


Abbildung 8-15: Werte σ_x / f_y für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination

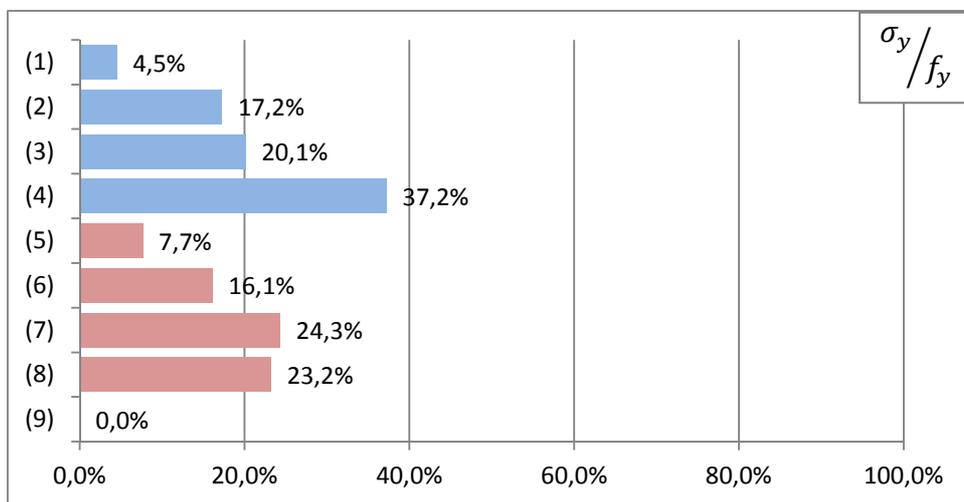


Abbildung 8-16: Werte σ_y / f_y für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination

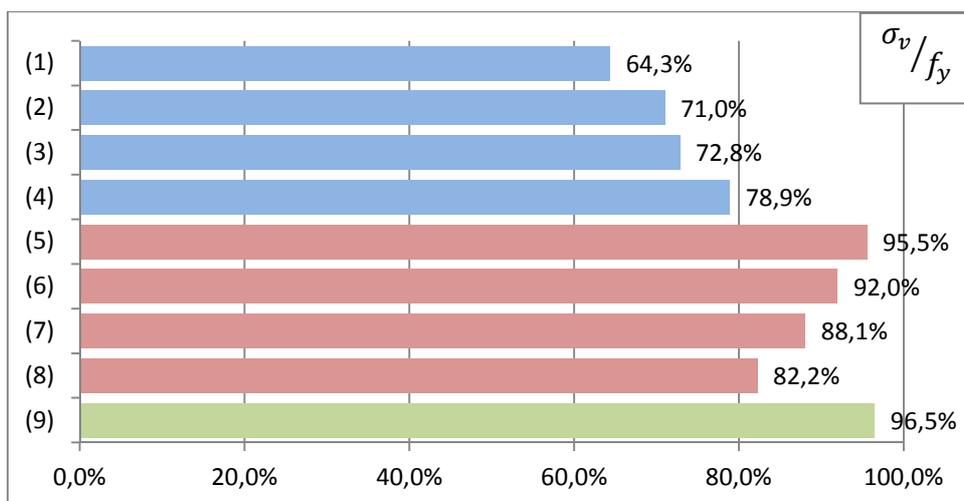


Abbildung 8-17: Werte σ_v / f_y für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Brücke B3:

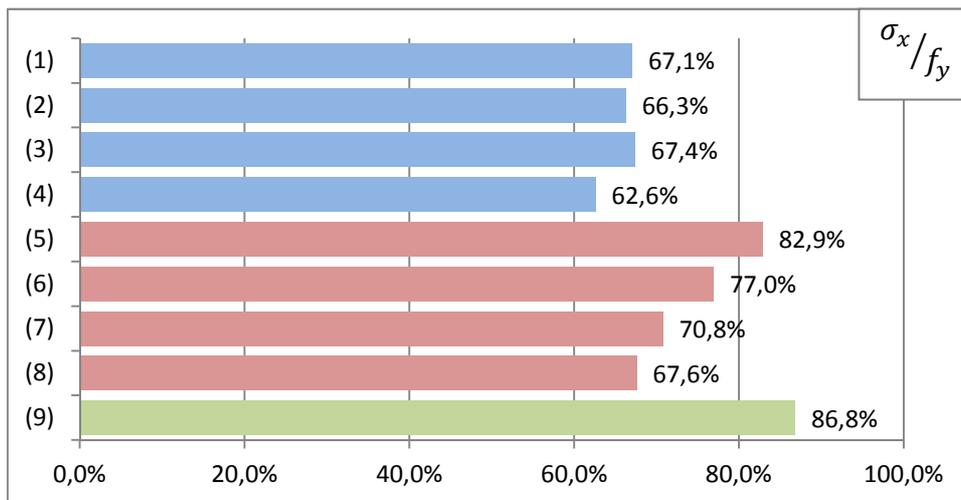


Abbildung 8-18: Werte σ_x / f_y für die Brücke B3 unter der maßgebenden ULS Kombination

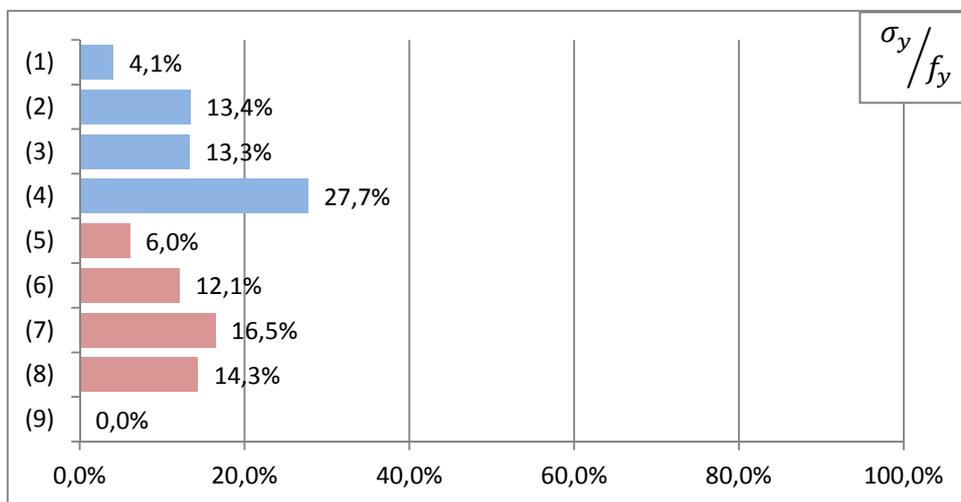


Abbildung 8-19: Werte σ_y / f_y für die Brücke B3 unter der maßgebenden ULS Kombination

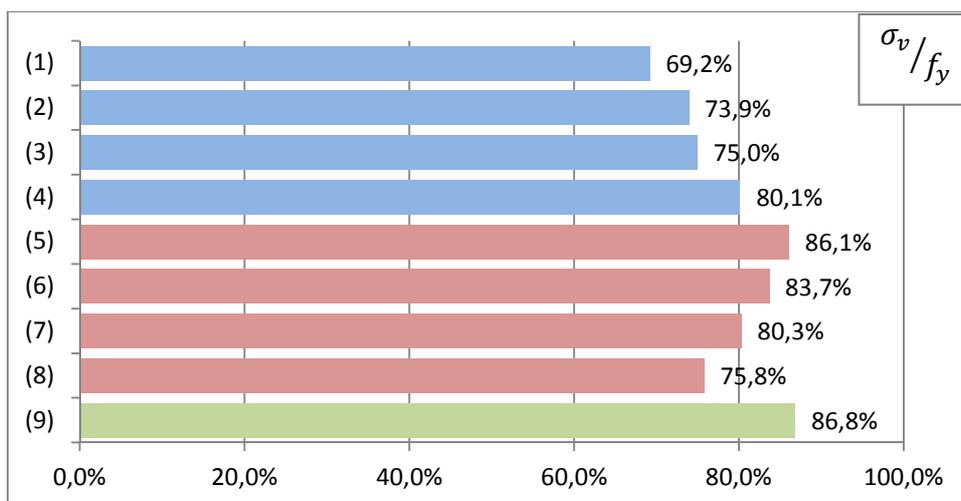


Abbildung 8-20: Werte σ_v / f_y für die Brücke B3 unter der maßgebenden ULS Kombination

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Im Vergleich zu den in 8.2.1 untersuchten Lastfällen (ständige Lasten und vertikale Verkehrslasten) zeigt sich, dass Wind, Seitenstoß und Anfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit einen wesentlichen Einfluss auf die Querbiegespannungen haben. Beispielsweise verdoppelt sich die Beanspruchung infolge σ_y bei den Brücken B2 und B3 in der Faser (4), dafür sind aber die Längsspannungen σ_x aufgrund der Überlagerungsvorschrift in dieser Faser geringer.

Es ist aus den Diagrammen klar ersichtlich, dass die Stelle mit der höchsten Beanspruchung infolge der Normalspannungen σ_y ein Minimum der Spannungen σ_x aufweist (und umgekehrt). Damit bestätigt sich, dass eine Berechnung ohne Rücksicht auf die Quertragwirkung ausreichend ist. Zwar sind einzelne Punkte des Querschnitts durch die Berücksichtigung der Querbiegespannungen höher belastet, die Vergleichsspannungen bleiben jedoch kleiner als jene an der maßgebenden Stelle des Querschnitts (äußerer Rand der Tragwerksunterkante), wo die Quertragwirkung keinerlei Einfluss hat.

8.3 Verlauf der Querbiegespannungen σ_y in Brückenachsenrichtung

Um den Verlauf der Querbiegespannungen in Längsrichtung der Brücke zu veranschaulichen, wird auf der Höhe des Anschlusses der Stege an die Obergurte ein horizontaler Schnitt parallel zur Brückenachse geführt.

Die Ausgabe erfolgt hier nur für die Brücke B2, da es bei den Querbiegespannungen qualitativ keinen Unterschied zwischen den drei Brücken gibt. Dargestellt sind die Lastfälle ständige Einwirkungen (LF 4249), Lastmodell 71 (LF 402), Seitenstoß (LF 413), Wind (LF 104) sowie der Bemessungslastfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit LF 8077.

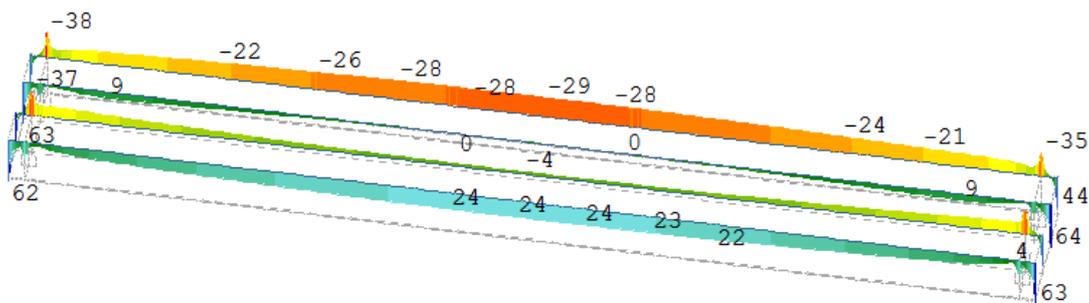


Abbildung 8-21: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter ständigen Lasten, $\sigma_{y,unten}$

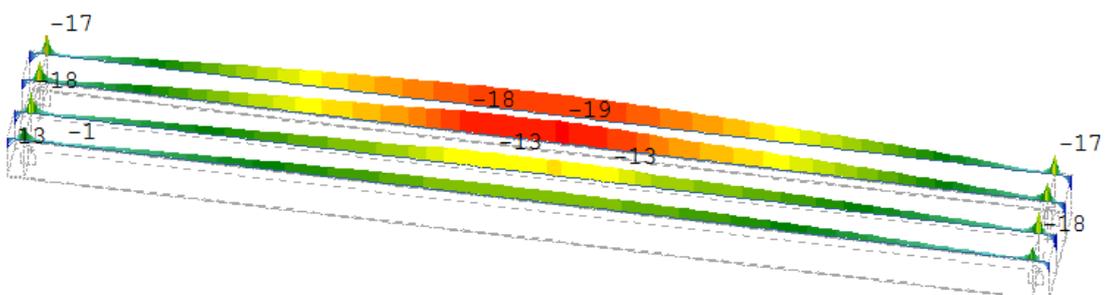


Abbildung 8-22: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter LM 71, $\sigma_{y,unten}$

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

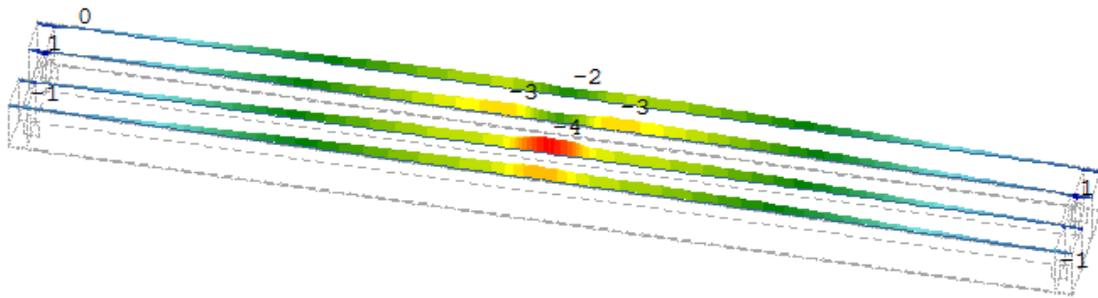


Abbildung 8-23: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter Seitenstoß, $\sigma_{y,unten}$

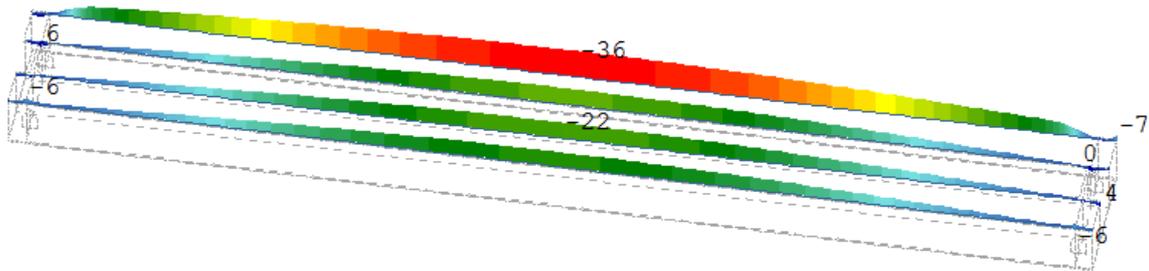


Abbildung 8-24: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter Wind, $\sigma_{y,unten}$

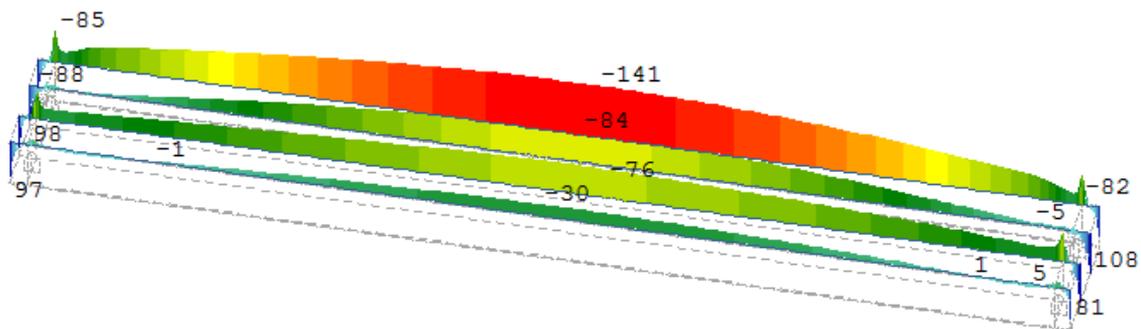


Abbildung 8-25: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 im Grenzzustand der Tragfähigkeit, $\sigma_{y,unten}$ (LF 8077)

Unter den ständigen Einwirkungen (Ausbaulasten als gleichmäßige Flächenlast über das Tragwerk angesetzt) ändern sich die Normalspannungen σ_y , abgesehen von den Auflagerbereichen, in Brückenlängsrichtung nicht sehr stark. Die zwei äußeren Stege sind infolge der Quertragwirkung am höchsten beansprucht.

Infolge des Lastmodells 71 in jeweils ungünstiger Laststellung (ungleichmäßiges Lastgebirge mit den Lastspitzen in Feldmitte) haben die Normalspannungen σ_y einen parabelförmigen Verlauf in Brückenachsenrichtung. Das Maximum ist dabei an der Stelle, in welcher die Einzellasten des Lastmodells 71 angreifen, im Steg auf der gegenüberliegenden Seite der Exzentrizität.

Unter dem Lastfall Seitenstoß ist ähnliches zu beobachten, die maximalen Normalspannungen σ_y treten an der Angriffsstelle der Kraft auf. Die vier Stege sind gleich belastet.

Unter dem Lastfall Wind haben die Normalspannungen σ_y das Maximum in Feldmitte, der Wert nimmt langsam in Richtung der Auflager ab. Der angeströmte Steg weist die größeren Spannungen auf.

In Summe ergibt dies für den Bemessungslastfall (LF 8077) einen parabelförmigen Verlauf der Normalspannungen σ_y mit einem Extremwert in Mitte der Brücke. Am

höchsten beansprucht wird der äußere Steg, hierbei sind die Wirkungsrichtung des Windes und die Lage der Exzentrizität des Lastmodells 71 die bestimmenden Größen.

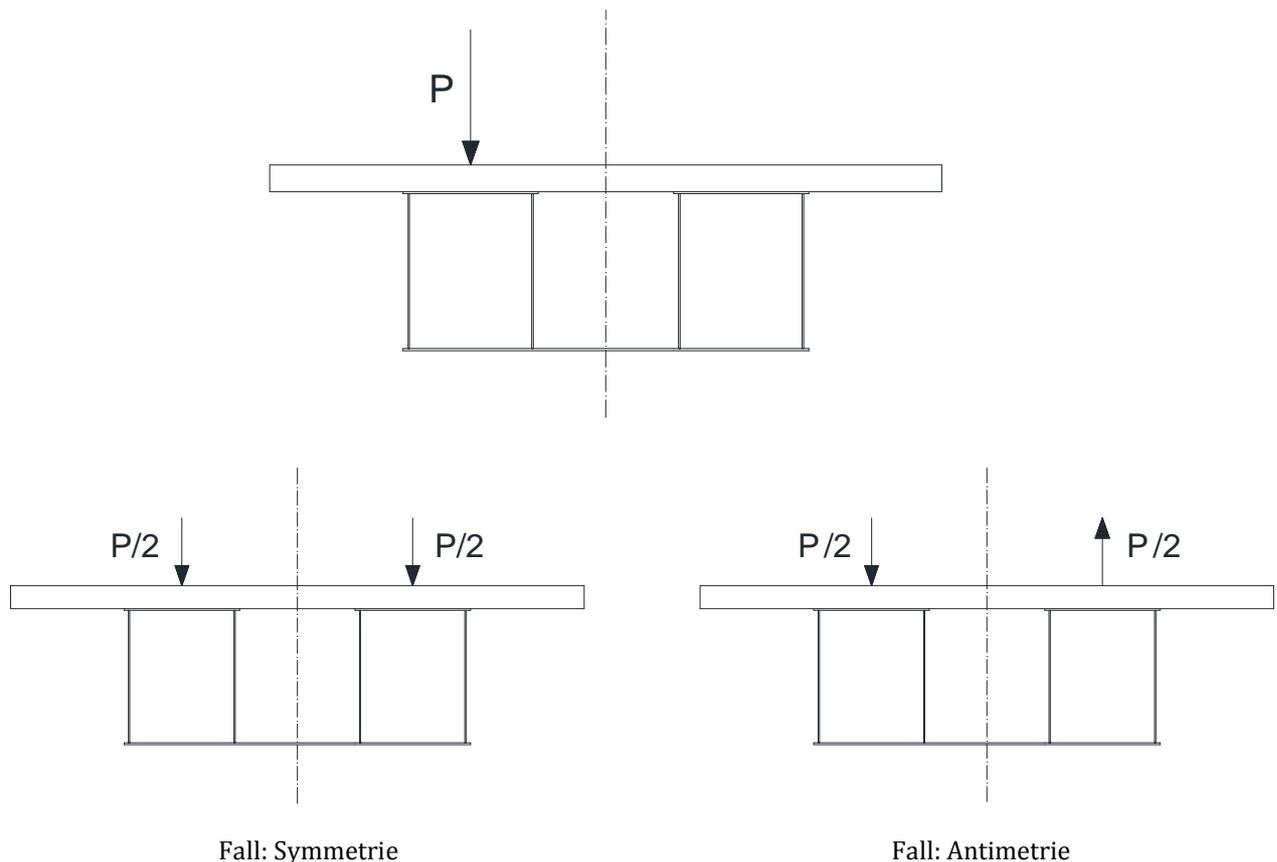
8.4 Einfluss der Exzentrizität der Verkehrslast auf die Querbiegespannungen σ_y

Die Untersuchungen der Brücken in Kapitel 6 haben gezeigt, dass die größeren Querbiegespannungen σ_y in den Stegen auf der gegenüberliegenden Seite der Exzentrizität auftreten. Um dies zu erläutern, wird vereinfachend eine exzentrische, gleichmäßige Linienlast von 1000 kN/m auf die Brücke B2 angesetzt. Über eine Belastungsumordnung wird diese in einen symmetrischen und einen antimetrischen Lastfall aufgeteilt.

Alle nachstehenden Verformungen sind überhöht dargestellt.

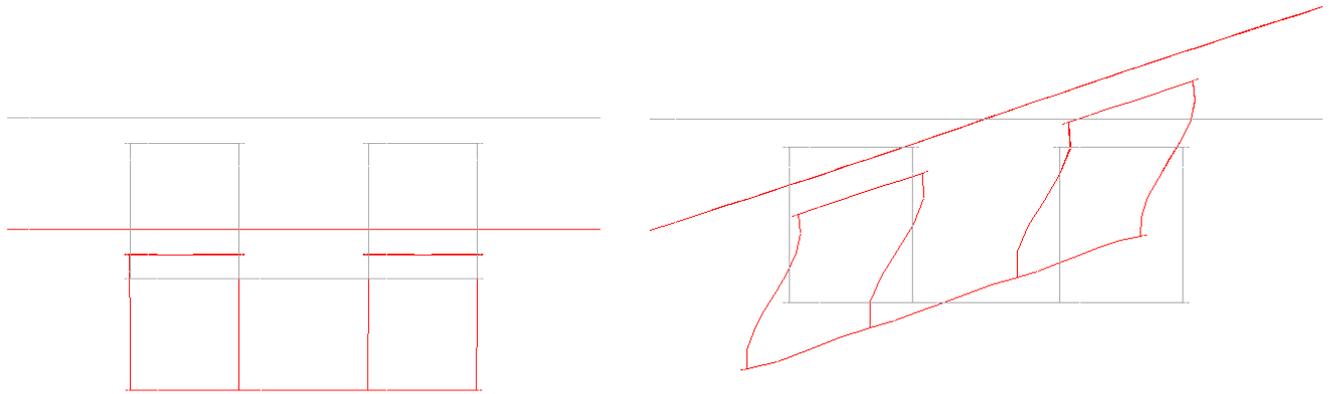
Fall 1:

Zuerst wird eine exzentrisch angreifende Linienlast über die gesamte Brückenlänge angesetzt. Der Angriffspunkt liegt auf Höhe des Schwerpunktes des linken Obergurtes.



8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

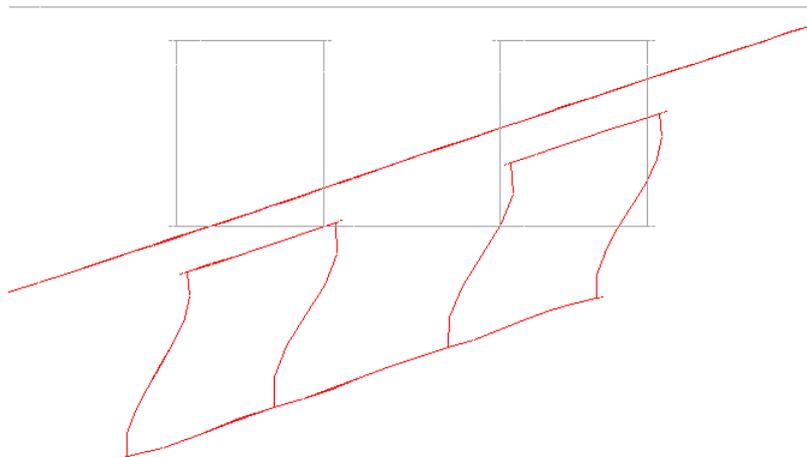
Aus den Fällen Symmetrie und Antimetrie ergeben sich folgende Verformungsbilder:



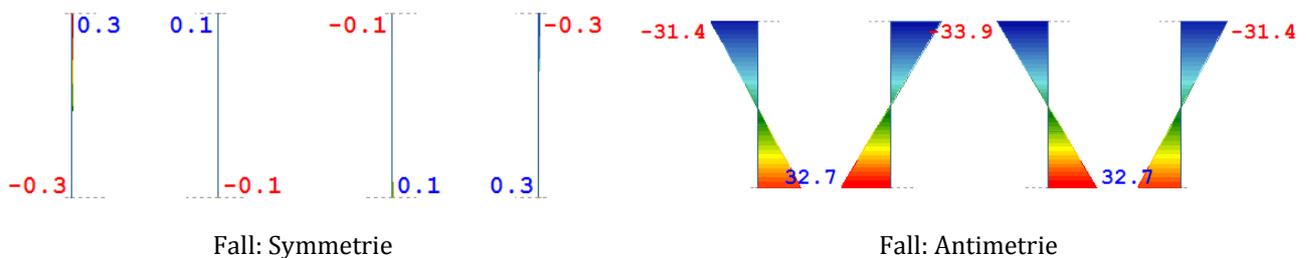
Der symmetrische Lastanteil wird hauptsächlich über die globale Biegetragwirkung abgetragen, der Querschnitt erfährt nur eine vertikale Verschiebung und behält dabei seine ursprüngliche Form. Verformungen in Querrichtung sind zwar vorhanden, aber extrem klein gegenüber der Durchbiegung.

Infolge des antisymmetrischen Lastanteils erfährt der Querschnitt eine Verdrehung um die Brückenachse und die Stege verformen sich gleichwertig in einer Richtung. Aufgrund dieser Deformation entstehen die Querbiegemomente in den Stegen.

Die gesamte Verformung ist durch den antisymmetrischen Lastanteil geprägt.



Bei der Betrachtung der Querbiegemomente in den Stegen zeigt sich, dass diese hauptsächlich aus der antisymmetrischen Laststellung hervorgerufen werden.



8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

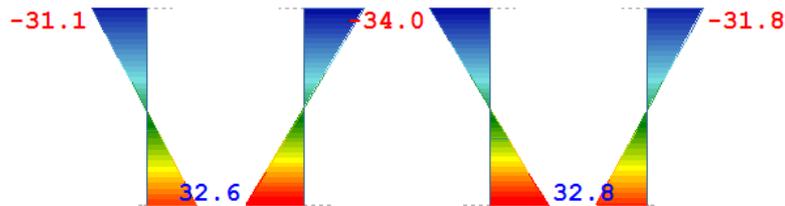
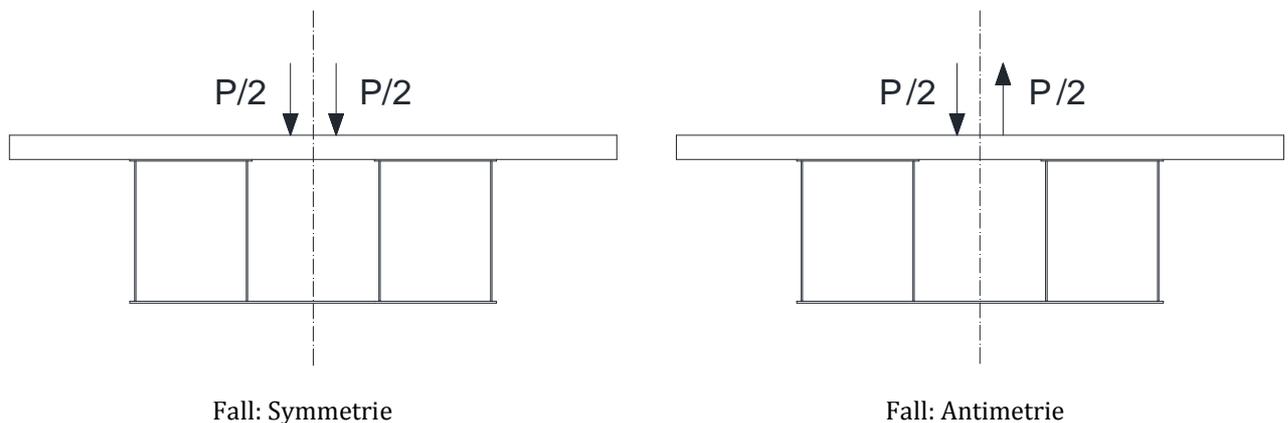


Abbildung 8-26: Querbiegemomente in der Stegen infolge einer exzentrischen Linienlast mit Angriffspunkt in der Mitte eines Obergurtes

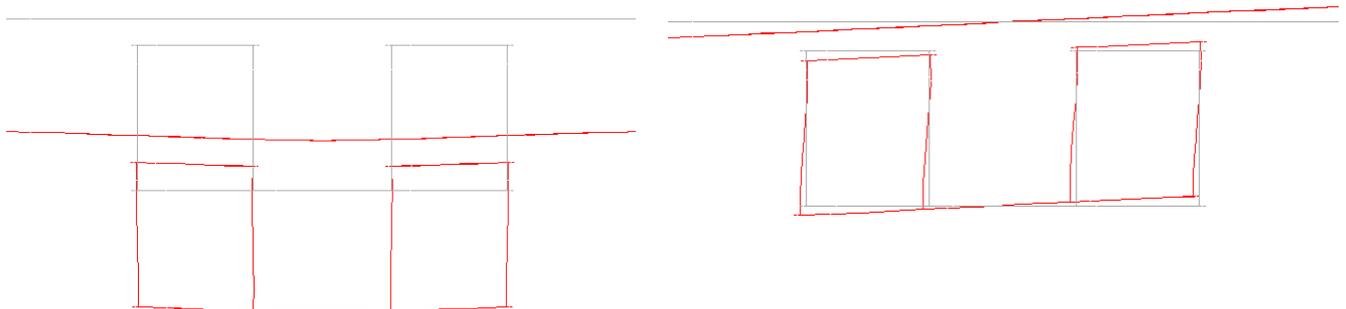
Dieses Ergebnis ist in so fern überraschend, als der Unterschied zwischen den Querspannungen in den Stege infolge der exzentrischen Verkehrslast (Abbildung 6-14, Abbildung 6-42 und Abbildung 6-67) wesentlich deutlicher ausfällt. In weiterer Folge wird die gleiche Linienlast (1000 kN/m) mit der nach Norm vorgegebenen Exzentrizität angesetzt (Fall 2).

Fall 2:

Um einen besseren Vergleich zu bekommen wird die Last mit der gleichen Exzentrizität wie für die Nachweisführung $e = e_1 + e_2 = 0,183 \text{ m}$ angesetzt.



Aus den Fällen Symmetrie und Antimetrie ergeben sich folgende Verformungsbilder:



Bei der symmetrischen Laststellung zeigt sich in diesem Fall nicht nur eine vertikale Verschiebung des Brückenquerschnitts, sondern auch eine Deformation der Stege in Querrichtung, wobei sich die zwei Stahlkästen in unterschiedlicher Richtung verformen.

Beim antimetrischen Lastanteil kommt es zu einem ähnlichen Verformungsbild wie bei Fall 1, die Verformung der Stege ist aber, aufgrund des kleineren Hebelarms des Kräftepaars, geringer.

8 Vergleich und Analyse der Ergebnisse aus Kapitel 6 (FE) und Kapitel 7 (Stab)

Bei Überlagerung der Verformungen aus dem symmetrischen und antimetrischen Lastanteils wird deutlich, dass die Verformungen der Stege, auf der Seite der Exzentrizität, gegengerichtet sind und sich zum Teil aufheben, während die Verformungen auf der gegenüberliegenden Seite gleichgerichtet sind und sich somit überlagern.

Es ergibt sich in Summe folgendes Verformungsbild:



Betrachtet man nun die Querbiegemomente wird der Grund für den Verlauf der Spannungen σ_y ersichtlich. Die Querbiegemomente aus dem Fall Symmetrie sind diesmal wesentlich größer und wirken, auf der Seite der Exzentrizität, entgegen jenen aus dem Fall Antimetrie. Auf der anderen Seite sind die Querbiegemomente gleichgerichtet und überlagern sich.

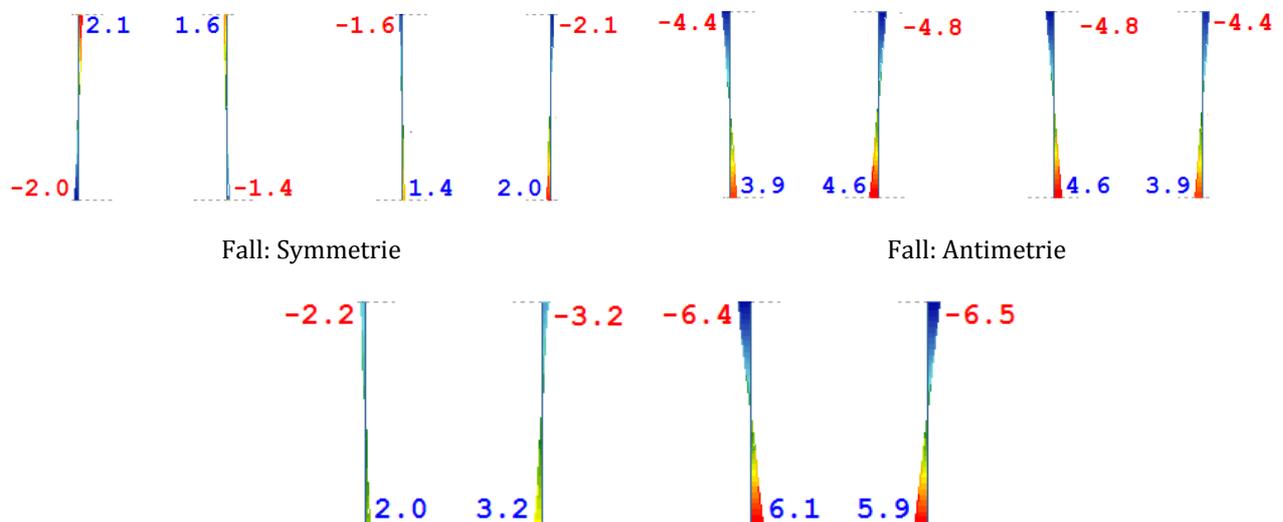


Abbildung 8-27: Querbiegemomente in der Stegen infolge einer exzentrischen Linienlast mit $e = 0,183 \text{ m}$

9 Fazit

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde die Tragwirkung dreizelliger Brücken in Verbundbauweise untersucht mit dem Ziel, den Einfluss der Querspannungen auf die Gesamttragwirkung zu ermitteln und deren Einfluss auf die Nachweise zu quantifizieren.

Dazu wurden drei Brücken mit unterschiedlichen Stützweiten untersucht, alle Brücken wurden so dimensioniert, dass die Tragfähigkeits-, Gebrauchstauglichkeits- und Ermüdungsnachweise erfüllt sind. Ziel war es auch die Gültigkeit einer Berechnung nach Stabtheorie zu überprüfen.

Mit dem Finite-Elemente-Programm Sofistik wurde die Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt, das Programm erlaubt es sowohl die Baugeschichte bei der Brückenherstellung als auch die Effekte aus Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Auf einen Einfeldträger reduziert wurden die Brücken dann nachgerechnet. Für die Spannungsermittlung wurde das Gesamtquerschnittsverfahren angewendet.

Aus den Nachweisführungen der drei Brücken (Kapitel 6) und Vergleichsrechnungen nach linearen Stabtheorie (Kapitel 7) sowie der anschließenden Analyse können folgende Schlussfolgerungen abgeleitet werden:

- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt die höchst beanspruchte Querschnittsfaser an der Unterkante des Untergurtes, an dieser Stelle treten keine Querbiegespannungen auf. Somit sind diese für den Tragfähigkeitsnachweis nicht maßgebend.
- Die maximalen Normalspannungen σ_y treten unter derselben Lastfallkombination wie die Normalspannungen σ_x auf und befinden sich ebenso in der Mitte der Brücke, allerdings in einer anderen Querschnittsfaser.
- Zu Ableitung der Querbiegemomente ist bei allen untersuchten Brücken eine Mindestschweißnaht ($a = 4 \text{ mm}$) ausreichend, diese muss an beiden Seiten der Stege ausgeführt werden.
- Die horizontalen Einwirkungen haben auf die Normalspannungen in Haupttragrichtung nur einen geringen Einfluss (ca. 10%). Die Querbiegespannungen vergrößern sich unter Berücksichtigung dieser Lastfälle im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf ca. das Doppelte, wobei die Windeinwirkung hier den größten Einfluss hat.
- Die Stabtheorie liefert für vertikale Einwirkungen (ständige Lasten und Verkehr) unter vereinfachter Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion ausreichend genaue, auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Für horizontale Einwirkungen quer zur Brückenlängsachse (Wind und Seitenstoß) sind die geometrischen Bedingungen für eine Berechnung nach Stabstatik nicht gegeben. Aus der FE-Berechnung zeigt sich, dass die Differenz zwischen den Vergleichsspannungen infolge ständiger Lasten und Lastmodell 71 und den Spannungen infolge der gesamten maßgebenden Lastfallkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit zwischen 8 und 10% liegt. Somit wäre eine Berechnung als Stab für derartige Brücken möglich, wenn zur Berücksichtigung der Spannungen aus Seitenstoß,

Anfahren und Wind die Beanspruchung aus den vertikalen Einwirkungen (Bemessungslasten) pauschal um 10% erhöht werden.

Die wesentliche Aussage, welche man infolge dieser Untersuchungen treffen kann, ist, dass die größte Vergleichsspannung im Querschnitt an einer Stelle auftritt, an welcher die Quertragwirkung keinen Einfluss hat und daher beim Tragfähigkeitsnachweis vernachlässigt werden kann. Beim Ermüdungsnachweis ist es durchaus möglich, dass die Querbiegespannung oder die Interaktion zwischen Längs- und Querspannungen ausschlaggebend ist, der Nachweis ist aber für den untersuchten Stützweitenbereich (zwischen 20 und 40 m) immer erfüllt. Auch für die Bemessung der Schweißnähte ist die Kenntnis der Querbiegespannungen von Belang, die Untersuchungen zeigen jedoch, dass hier eine Mindestnaht (Doppelkehlnaht $a = 4 \text{ mm}$) ausreichend ist. Damit haben die Querbiegespannungen auch für die Dimensionierung der Schweißnaht keine Bedeutung.

Aus der Finiten-Elemente-Berechnung konnte kein Zusammenhang zwischen den Werten der Normalspannungen σ_x und jenen der Normalspannungen σ_y abgeleitet werden, welcher eine Berechnung der Querbiegespannungen aus den Normalspannungen σ_x des Stabwerkmodells ermöglichen würde.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Lagerschema der Brücken.....	12
Abbildung 2-2: Draufsicht und Schnitt der Brücken.....	14
Abbildung 2-3: Seitenansicht der Brücken.....	15
Abbildung 2-4: Querschnitt der Brücke B1, Stützweite 20,0 m.....	15
Abbildung 2-5: Querschnitt der Brücke B2, Stützweite 30,0 m.....	15
Abbildung 2-6: Querschnitt der Brücke B3, Stützweite 40,0 m.....	16
Abbildung 3-1: Statisches System zur Ermittlung der Betonierkräfte auf den Brückenquerschnitt	18
Abbildung 3-2: Einwirkung Schalung , Linienlasten in kN/m.....	18
Abbildung 3-3: Ausbaulasten für die drei Fälle der Schotterbetthöhe.....	20
Abbildung 3-4: Berücksichtigung des Randbalkenüberstandes in Sofistik.....	21
Abbildung 3-5: Lastanordnung und charakteristische Werte des Lastmodells 71 (EN 1991-2, Bild 6.1).....	22
Abbildung 3-6: Lastverteilung der Vertikallasten des LM 71 durch die Schienen [1]	23
Abbildung 3-7: Verteilung der Verkehrslasten durch Schwellen und Schotter: a)Längsverteilung; b)Querverteilung bei Gleisen ohne Überhöhung [1]	24
Abbildung 3-8: Einwirkung auf die Stahlbetonplatte aus LM 71 und Lastexzentrizität e_1 [1]	25
Abbildung 3-9: räumliche Darstellung der Flächenlasten aus dem Lastmodell 71 (LF 402) für die Brücke B1.....	27
Abbildung 3-10: Maßgebende Länge $L\phi$ der Fahrbahnplatte aus Beton in Quertragrichtung [mm].....	28
Abbildung 3-11: Einwirkung auf die Oberkante des Stahlbetonkörpers aus dem Seitenstoß.....	30
Abbildung 3-12: Einwirkung auf das Brückentragwerk aus Anfahren/Bremsen [1]	31
Abbildung 3-13: Windeinwirkung auf die Brückentragwerke unter Verkehrsbelastung.....	36
Abbildung 3-14: Aufteilung der Windeinwirkung unter Verkehr auf das Tragwerk.....	36
Abbildung 5-1: Allgemeiner Brückenquerschnitt und Modell für die Finite Elemente Berechnung der Brücken inklusive Bezeichnung der Strukturelemente und den zugewiesenen Gruppen.	52
Abbildung 5-2: Darstellung des FE-Netzes der Brücke B1	54
Abbildung 5-3: Ermittlung der Querschnittswerte.....	58
Abbildung 5-4: Äquivalente Kräfte zur Berücksichtigung des Betonschwindens	63

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6-1: Normalspannungen an der Oberkante des Stahlobergurtes σ_x , <i>oben</i> im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm^2	64
Abbildung 6-2: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm^2	66
Abbildung 6-3: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 7077. Spannungen in N/mm^2	67
Abbildung 6-4: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurtes σ_x , <i>unten</i> infolge der Bemessungskombination LF 7077. Spannungen in N/mm^2	68
Abbildung 6-5: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF 7175. Spannungen in N/mm^2	68
Abbildung 6-6: Flächenelemente: Erläuterung zu den Sofistik-Bezeichnungen σ_{oben} , σ_{mitte} und σ_{unten}	68
Abbildung 6-7: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm^2	70
Abbildung 6-8: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF 402). Spannungen in N/mm^2	72
Abbildung 6-9: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm^2	73
Abbildung 6-10: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm^2	74
Abbildung 6-11: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm^2	75
Abbildung 6-12: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	76
Abbildung 6-13: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm^2	77
Abbildung 6-14: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm^2	79
Abbildung 6-15: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm^2	80
Abbildung 6-16: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm^2	81
Abbildung 6-17: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm^2	82
Abbildung 6-18: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	83

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6-19: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	84
Abbildung 6-20: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2	86
Abbildung 6-21: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger σ_v infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9177. Spannungen in N/mm^2	87
Abbildung 6-22: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9181. Spannungen in N/mm^2	87
Abbildung 6-23: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der charakteristischen Lastkombination LF 9172. Spannungen in N/mm^2	88
Abbildung 6-24: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 9272. Spannungen in N/mm^2	88
Abbildung 6-25: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Lastkombination LF9377. Spannungen in N/mm^2	89
Abbildung 6-26: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF9003. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	90
Abbildung 6-27: Horizontalverformung u_y in Feldmitte infolge LF 9074. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	90
Abbildung 6-28: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF9004. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	91
Abbildung 6-29: untersuchte Kerbfälle im Querschnitt in Feldmitte	92
Abbildung 6-30: Normalspannungen an der Oberseite des Stahlobergurtes σ_x , <i>oben</i> im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF8001 Spannungen in N/mm^2	96
Abbildung 6-31: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm^2	97
Abbildung 6-32: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm^2	98
Abbildung 6-33: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurtes σ_x , <i>unten</i> infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm^2	98
Abbildung 6-34: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF 8175. Spannungen in N/mm^2	98
Abbildung 6-35: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm^2	99
Abbildung 6-36: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm^2	100

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6-37: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm^2	101
Abbildung 6-38: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm^2	102
Abbildung 6-39: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm^2	103
Abbildung 6-40: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	104
Abbildung 6-41: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm^2	105
Abbildung 6-42: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm^2	106
Abbildung 6-43: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm^2	107
Abbildung 6-44: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm^2	108
Abbildung 6-45: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm^2	109
Abbildung 6-46: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	110
Abbildung 6-47: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm^2	112
Abbildung 6-48: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2	114
Abbildung 6-49: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der charakteristischen Lastkombination LF 10172. Spannungen in N/mm^2	114
Abbildung 6-50: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , <i>oben</i> infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 10272. Spannungen in N/mm^2	115
Abbildung 6-51: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Lastkombination LF 10377. Spannungen in N/mm^2	115
Abbildung 6-52: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF10003. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	116
Abbildung 6-53: Horizontalverformung u_y in Feldmitte infolge LF 10074. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	116
Abbildung 6-54: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF 10004. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	117

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 6-55: Normalspannungen an der Oberseite des Stahloberggurtes σ_x , <i>oben</i> im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001 Spannungen in N/mm ²	121
Abbildung 6-56: Vergleichsspannung im Bauzustand infolge der Bemessungskombination LF 8001. Spannungen in N/mm ²	122
Abbildung 6-57: Vergleichsspannung infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm ²	123
Abbildung 6-58: Normalspannung in x-Richtung an der Unterseite des Stahluntergurtes σ_x , <i>unten</i> infolge der Bemessungskombination LF 8077. Spannungen in N/mm ²	123
Abbildung 6-59: Schubspannungen in den Stegen des Stahlträgers infolge der Bemessungskombination LF8175. Spannungen in N/mm ²	124
Abbildung 6-60: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm ²	125
Abbildung 6-61: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm ²	126
Abbildung 6-62: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm ²	127
Abbildung 6-63: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm ²	128
Abbildung 6-64: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm ²	129
Abbildung 6-65: Verlauf der Normalspannungen σ_x in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm ²	130
Abbildung 6-66: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der ständigen Lasten zum Zeitpunkt $t = \infty$ (LF 4249). Spannungen in N/mm ²	131
Abbildung 6-67: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Lastmodells 71 (LF402). Spannungen in N/mm ²	132
Abbildung 6-68: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Anfahrens (LF 421). Spannungen in N/mm ²	133
Abbildung 6-69: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Seitenstoßes (LF 413). Spannungen in N/mm ²	134
Abbildung 6-70: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge des Windes (LF 104). Spannungen in N/mm ²	135
Abbildung 6-71: Verlauf der Normalspannungen σ_y in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination (LF 8077). Spannungen in N/mm ²	136
Abbildung 6-72: Vergleichsspannung σ_v in Feldmitte infolge der maßgebenden ULS-Kombination.(LF 8077). Spannungen in N/mm ²	138

Abbildung 6-73: Normalspannung in x-Richtung an der Oberseite der Stahlbetonplatte σ_x , oben infolge der Bemessungskombination LF 8002. Spannungen in N/mm^2	140
Abbildung 6-74: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , oben infolge der charakteristischen Lastkombination LF 10172. Spannungen in N/mm^2	140
Abbildung 6-75: Maximale Normalspannungen in der Betonplatte σ_x , oben infolge der quasi-ständigen Lastkombination LF 10272. Spannungen in N/mm^2	140
Abbildung 6-76: maximale Vergleichsspannung im Stahlträger infolge der häufigen Einwirkungskombination LF 10377. Spannungen in N/mm^2	141
Abbildung 6-77: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF10003. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	142
Abbildung 6-78: Horizontalverformung u_y in Feldmitte infolge LF 10074. Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	142
Abbildung 6-79: unverformter Querschnitt und maximale vertikale Verformung u_z in Feldmitte infolge LF 10004, Verformungen sind 50-fach überhöht und in mm dargestellt	143
Abbildung 8-1: Modell „Doppelflanschbiegung“	161
Abbildung 8-2: Qualitative Darstellung der Beanspruchung infolge σ_v im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Brücke B1).....	164
Abbildung 8-3: Werte σ_{xy} für die Brücke B1 unter ständigen Lasten und LM 71.....	166
Abbildung 8-4: Werte σ_{yf} für die B1 unter ständigen Lasten und LM 71	166
Abbildung 8-5: Werte σ_{vy} für die Brücke B1 unter ständigen Lasten und LM 71	166
Abbildung 8-6: Werte σ_{xy} für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71	167
Abbildung 8-7: Werte σ_{yf} für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71	167
Abbildung 8-8: Werte σ_{vy} für die Brücke B2 unter ständigen Lasten und LM 71	167
Abbildung 8-9: Werte σ_{xy} für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71	168
Abbildung 8-10: Werte σ_{yf} für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71	168
Abbildung 8-11: Werte σ_{vy} für die Brücke B3 unter ständigen Lasten und LM 71.....	168
Abbildung 8-12: Werte σ_{xy} für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination...	170
Abbildung 8-13: Werte σ_{yf} für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination...	170
Abbildung 8-14: Werte σ_{vy} für die Brücke B1 unter der maßgebenden ULS Kombination...	170
Abbildung 8-15: Werte σ_{xy} für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination...	171
Abbildung 8-16: Werte σ_{yf} für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination...	171
Abbildung 8-17: Werte σ_{vy} für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination...	171
Abbildung 8-18: Werte σ_{xy} für die Brücke B3 unter der maßgebenden ULS Kombination...	172
Abbildung 8-19: Werte σ_{yf} für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination...	172
Abbildung 8-20: Werte σ_{vy} für die Brücke B2 unter der maßgebenden ULS Kombination...	172

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 8-21: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter ständigen Lasten, σ_y , unten	173
Abbildung 8-22: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter LM 71, σ_y , unten	173
Abbildung 8-23: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter Seitenstoß, σ_y , unten	174
Abbildung 8-24: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 unter Wind, σ_y , unten	174
Abbildung 8-25: Verlauf der Querbiegespannungen in Richtung der Brückenachse B2 im Grenzzustand der Tragfähigkeit, σ_y , unten (LF 8077)	174
Abbildung 8-26: Querbiegemomente in der Stegen infolge einer exzentrischen Linienlast mit Angriffspunkt in der Mitte eines Obergurtes	177
Abbildung 8-27: Querbiegemomente in der Stegen infolge einer exzentrischen Linienlast mit $e = 0,183 \text{ m}$	178

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1: Ausbaulasten für die drei Fälle der Schotterbetthöhe: minimale, maximale sowie Nennschotterhöhe	19
Tabelle 3-2: Ausbreitung der Einzellasten aus LM 71 bezogen auf die STB-OK.....	25
Tabelle 3-3: Flächenlasten infolge Lastmodells 71 und durch die Exzentrizität e_1 entstehendes Moment, bezogen auf die STB-OK.....	26
Tabelle 3-4: Ermittlung der ersten Eigenkreisfrequenz der drei Brücken	28
Tabelle 3-5: Maßgebende Längen L_ϕ und dynamische Beiwerte (EN 1991-2, Tab. 6.2).....	29
Tabelle 3-6: Horizontale Flächenlasten sowie durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes entstehende Momente infolge Seitenstoßes, bezogen auf die STB-OK	30
Tabelle 3-7: Horizontallasten sowie durch die Exzentrizität des Lastangriffspunktes entstehende Momente aus Anfahren und Bremsen bezogen auf die STB-OK.....	31
Tabelle 3-8: Nachweis der Lastgruppen für Eisenbahnverkehr. EN 1992-1 Tabelle 6.11, angepasst auf die eingleisige Brücke sowie die zu berücksichtigenden Einwirkungen.....	32
Tabelle 3-9: aerodynamischer Beiwert $C_{fx, 0}$ für die drei Brücken.....	33
Tabelle 3-10: Windlastfaktor C für die drei Brücken.....	34
Tabelle 3-11: Ermittlung der Bezugsfläche $A_{ref, x}$	35
Tabelle 3-12: Resultierende Windkraft in x-Richtung F_w auf die drei Brückentragwerke.....	35
Tabelle 3-13: Eingabelastfälle in Sofistik	43
Tabelle 4-1: Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände	49
Tabelle 4-2: Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkung nach EN 1990, Tabelle A 2.4(B).....	49
Tabelle 4-3: ψ -Faktoren für Eisenbahnbrücken nach EN 1990, Tab. A.2.3 und ÖN B 0-2, 4.1.5..	50
Tabelle 5-1: Definition der Gruppen und Material der Querschnittsteile	52
Tabelle 5-2: In CSM definierte Bauabschnitte und darin wirkende Gruppen.....	54
Tabelle 5-3: Charakteristische Gesamtlastfälle	56
Tabelle 5-4: Übersicht der definierten Einwirkungen und deren Überlagerungsvorschrift.....	57
Tabelle 5-5: Querschnittswerte, Bauzustand	59
Tabelle 5-6: Ideelle Querschnittswerte, Zeitpunkt $t = 0$	60
Tabelle 5-7: Kriechbeiwerte nach Eurocode 4.....	60
Tabelle 5-8: Querschnittswerte für den Lastfall Kriechen.....	61
Tabelle 5-9: Querschnittswerte für den Lastfall Schwinden.....	62
Tabelle 6-1: maßgebende Lastkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Stahlträgers-Bauzustand	65

Tabellenverzeichnis

Tabelle 6-2: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Stahlträgers- Endzustand	67
Tabelle 6-3: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit der Betonplatte	86
Tabelle 6-4: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Stahlspannungen	86
Tabelle 6-5: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Betonspannungen	88
Tabelle 6-6: maßgebende Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: Begrenzung der Spannungsdifferenzen des Stahlträgers	89

Verwendete Normen

Norm	Datum	Verweis	Inhalt
ÖNORM EN 1990	01.03.2003	EN 0	Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung
ÖNORM B 1990-1	01.07.2012	ÖN B 0-1	Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 1: Hochbau
ÖNORM B 1990-2	01.12.2010	ÖN B 0-2	Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 2: Brückenbau
ÖNORM EN 1991-1-1	01.03.2011	EN 1-1-1	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau
ÖNORM B 1991-1-1	01.12.2011	ÖN B 1-1-1	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau
ÖNORM EN 1991-1-3	01.08.2005	EN 1-1-3	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten
ÖNORM B 1991-1-3	01.04.2006	ÖN B 1-1-3	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten
ÖNORM EN 1991-1-4	15.05.2011	EN 1-1-4	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
ÖNORM B 1991-1-4	15.06.2012	ÖN B 1-1-4	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
ÖNORM EN 1991-2	01.03.2012	EN 1-2	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
ÖNORM B 1991-2	15.04.2011	ÖN B 1-2	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken
ÖNORM EN 1992-1-1	01.11.2005	EN 2-1-1	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
ÖNORM B 1992-1-1	01.02.2007	ÖN B 2-1-1	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau

Verwendete Normen

ÖNORM EN 1992-2	01.03.2012	EN 2-2	Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 2: Betonbrücken- Bemessungs- und Konstruktionsregeln
ÖNORM EN 1993-1-1	01.03.2012	EN 3-1-1	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
ÖNORM EN 1993-1-8	01.03.2012	EN 3-1-8	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen
ÖNORM B 1993-1-9	01.10.2006	ÖN B 3-1-9	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-9: Ermüdung
ÖNORM EN 1993-2	15.08.2010	EN 3-2	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 2: Stahlbrücken
ÖNORM B 1993-2	01.03.2008	ÖN B 3-2	Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 2: Stahlbrücken
ÖNORM EN 1994-2	01.05.2009	EN 4-2	Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken
ÖNORM B 1994-2	01.05.2008	ÖN B 4-2	Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken

Literaturverzeichnis

- [1] **Ehrmann M.**, Ausgewählte Untersuchungen zu einer dreizelligen Verbundhohlkastenbrücke. Wien, 2010. Technische Universität Wien – Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbau.
- [2] **Fink J.**, Studienblätter zur Vorlesung Besondere Stabilitätsprobleme im Stahlbau. Wien, 2007. Technische Universität Wien – Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbau.
- [3] **Fink J.**, Studienblätter zur Vorlesung Stahlbau 2. Wien, 2011. Technische Universität Wien – Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbau.
- [4] **Girkmann K.**, Flächentragwerke: Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke. Wien, 1946.
- [5] **Kollegger J.**, Skriptum zur Vorlesung Betonbau 2 nach EC 1992-1-1. Wien, 2009. Technische Universität Wien – Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Betonbau.
- [6] **Nussbaumer A.**, Borges L., Davaine L., Fatigue Design of Steel and Composite Structures. 1st Edition, 2011.
- [7] **Sofistik AG**, Handbuch: ASE Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen- Version 27.01, Oberschleissheim 2011.
- [8] **Sofistik AG**, Handbuch: MAXIMA Überlagerung - Version 16.01, Oberschleissheim 2011.
- [9] **Sofistik AG**, Handbuch: Sofistik Basisfunktionalitäten - Version 2012, Oberschleissheim 2011.

Anhang

Erläuterungen zu den Lastfällen

Nachfolgend werden alle in der Arbeit angesetzten, automatisch generierten (aus CSM und MAXIMA) sowie eigenständig programmierten Lastfälle aufgelistet. Die letzten drei Spalten in den Tabellen kennzeichnen die Brücken, an welchen diese Lastfälle angesetzt wurden.

Anhang

Eingabelastfälle

LF Nr.	Bezeichnung	Beschreibung	B1	B2	B3
11	Aufbau-Nenn. Schotter	Ausbaulast beim Fall Nennschotterbetthöhe	x		
12	Aufbau-Max. Schotter	Ausbaulast beim Fall maximale Schotterbetthöhe	x	x	x
13	Aufbau-Min. Schotter	Ausbaulast beim Fall minimale Schotterbetthöhe	x		
20	Frischbeton	Lasten im Bauzustand	x	x	x
21	Schalung		x	x	x
30	Beton erhärtung		x	x	x
31	Entschalung		x	x	x
101	Wind_Mitte_Positiv y	maßgebende Laststellungen der Windkräfte	x	x	x
102	Wind_Mitte_Negativ y		x	x	x
103	Wind_Auflager_Positiv y		x	x	x
104	Wind_Auflager_Negativ y		x	x	x
201	Min. LM71 Lager	LM 71 beim Fall minimale Schotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen	x		
202	Min. LM71 Mitte		x		
211	Min. Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß beim Fall minimale Schotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x		
212	Min. Stoß_Auflager_Positiv		x		
213	Min. Stoß_Mitte_Negativ		x		
214	Min. Stoß_Mitte_Positiv		x		
221	Min. Anf. Auflager_Zug	Anfahren beim Fall minimale Schotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x		
222	Min. Anf. Auflager_Druck		x		
223	Min. Anf. Mitte_Zug		x		
224	Min. Anf. Mitte_Druck		x		
301	Nenn. LM71 Lager	LM 71 beim Fall Nennschotterbetthöhe, maßgebende Laststellungen	x		
302	Nenn. LM71 Mitte		x		
311	Nenn. Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß beim Fall Nennschotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x		
312	Nenn. Stoß_Auflager_Positiv		x		
313	Nenn. Stoß_Mitte_Negativ		x		
314	Nenn. Stoß_Mitte_Positiv		x		
321	Nenn. Anf. Auflager_Zug	Anfahren beim Fall Nennschotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x		
322	Nenn. Anf. Auflager_Druck		x		
323	Nenn. Anf. Mitte_Zug		x		
324	Nenn. Anf. Mitte_Druck		x		
401	Max. LM71 Anfang	LM 71 beim Fall maximale Schotterbetthöhe, diverse untersuchte Laststellungen	x	x	x
402	Max. LM71 Mitte		x	x	x
403	Max. LM71 L/4		x	x	x
404	Max. LM71 3L/4		x	x	x
405	Max. LM71 Ende		x	x	x
411	Max. Stoß_Auflager_Negativ	Seitenstoß beim Fall maximale Schotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x	x	x
412	Max. Stoß_Auflager_Positiv		x	x	x
413	Max. Stoß_Mitte_Negativ		x	x	x
414	Max. Stoß_Mitte_Positiv		x	x	x
421	Max. Anf. Auflager_Zug	Anfahren beim Fall maximale Schotterbetthöhe maßgebende Laststellungen	x	x	x
422	Max. Anf. Auflager_Druck		x	x	x
423	Max. Anf. Mitte_Zug		x	x	x
424	Max. Anf. Mitte_Druck		x	x	x
501	Max. LM71 Anfang_FLS	LM 71 beim Fall maximale Schotterbetthöhe, ohne Exzentrizität e_1 (FLS)	x	x	x
502	Max. LM71 L/4_FLS		x	x	x
503	Max. LM71 Mitte_FLS		x	x	x
504	Max. LM71 3L/4_FLS		x	x	x
505	Max. LM71 Ende_FLS		x	x	x

Anhang

Lastfälle zur Berücksichtigung der Baugeschichte und des zeitabhängigen Verhaltens des Betons

Folgende Lastfälle werden vom CSM-Modul automatisch generiert:

LF Nr.	Bezeichnung	Beschreibung	B1	B2	B3
Gesamtlastfälle mit Gesamtverschiebung und -Schnittgrößen					
4001	Vorverformter Stahlhohlkasten	Diese Lastfälle wirken ausschließlich auf den Stahlträger.	x	x	x
4002	Spannungsfreier Stahlhohlkasten		x	x	x
4110	Stahlhohlkasten in Endlage		x	x	x
4120	Schalung und Frischbeton		x	x	x
4130	Erhärten Beton-Verbundquerschnitt	Der Verbund zwischen Stahlträger und Betonplatte ist hergestellt und die Lasten wirken auf den Verbundträger	x	x	x
4140	Ausbaulast- Maximale Schotterbetthöhe		x	x	x
4240	K u, S - Max. Schotterhöhe step 1	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 1	x	x	x
4241	K u, S - Max. Schotterhöhe step 2	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 2	x	x	x
4242	K u, S - Max. Schotterhöhe step 3	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 3	x	x	x
4243	K u, S - Max. Schotterhöhe step 4	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 4	x	x	x
4244	K u, S - Max. Schotterhöhe step 5	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 5	x	x	x
4245	K u, S - Max. Schotterhöhe step 6	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 6	x	x	x
4246	K u, S - Max. Schotterhöhe step 7	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 7	x	x	x
4247	K u, S - Max. Schotterhöhe step 8	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 8	x	x	x
4248	K u, S - Max. Schotterhöhe step 9	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 9	x	x	x
4249	K u, S - Max. Schotterhöhe step 10	Kriechen und Schwinden unter der Ausbaulast max. Schotterbetthöhe, Stufe 10	x	x	x
Differenzlastfälle mit Differenzverschiebungen und -Schnittgrößen					
5110	Stahlkonstruktion alleine		x	x	x
5120	Schalung und Frischbeton		x	x	x
5130	Erhärten Beton - Verbundquerschnitt		x	x	x
5140	Ausbaulast - Max,Schotterhöhe		x	x	x
5240	K u, S - Max. Schotterhöhe step 1		x	x	x
5241	K u, S - Max. Schotterhöhe step 2		x	x	x
5242	K u, S - Max. Schotterhöhe step 3		x	x	x
5243	K u, S - Max. Schotterhöhe step 4		x	x	x
5244	K u, S - Max. Schotterhöhe step 5		x	x	x
5245	K u, S - Max. Schotterhöhe step 6		x	x	x
5246	K u, S - Max. Schotterhöhe step 7		x	x	x
5247	K u, S - Max. Schotterhöhe step 8		x	x	x
5248	K u, S - Max. Schotterhöhe step 9		x	x	x
5249	K u, S - Max. Schotterhöhe step 10		x	x	x

Anhang

Bemessungslastfälle

Automatisch generierte Bemessungslastfälle aus MAXIMA:

Für die Ergebnislastfälle aus MAXIMA werden nach folgendem Schema automatisch Nummern vergeben:

$$LF_{neu} = \text{Basislastfallnummer} + \text{Nummer je nach Überlagerungsgröße}$$

Beispielsweise:

$$LF \underbrace{70}_{\text{Basislastfallnummer}} \underbrace{77}_{\text{abhängig von der Überlagerungsgröße}}$$

Basislastfallnummern:

- Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit
 - 70xx bis 74xx für LG11
 - 75xx bis 79xx für LG12
- Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 - 91xx charakteristische Lastfallkombination
 - 92xx quasi-ständige Lastfallkombination
 - 93xx häufige Lastfallkombination
 - 90xx sonstige Kombinationen

Die Ziffern -xx bezeichnen die Überlagerungsgröße.

Nummer der Überlagerungsgröße:

verwendete Überlagerungsgrößen	Bezeichnung	xx -Ziffern Max / Min	B1	B2	B3
MXX	Biegemoment m-xx	01 / 02	x		
MYX	Biegemoment m-yy	03 / 04	x		
MXY	Torsionsmoment m-xy	05 / 06	x		
VX	Querkraft V-x	07 / 08	x		
VY	Querkraft V-y	09 / 10	x		
NXX	Membrannormalkraft N-xx	11 / 12	x		
NYY	Membrannormalkraft N-yy	13 / 14	x		
NXY	Membranschubkraft N-xy	15 / 16	x		
SXO	Spannungen in X-Richtung an der Oberkante der Quad-Elemente	71 / 72	x		
SYO	Spannungen in Y-Richtung an der Oberkante der Quad-Elemente	73 / 74	x		
SXYO	Schubspannungen an der Oberkante der Quad-Elemente	75 / 76	x		
SXU	Spannungen in X-Richtung an der Unterkante der Quad-Elemente	77 / 78	x		
SYU	Spannungen in Y-Richtung an der Oberkante der Quad-Elemente	79 / 80	x		
SXYU	Schubspannungen an der Unterkante der Quad-Elemente	81 / 82	x		
UZ	Verschiebung in Z-Richtung	75	x		
PZ	Auflagerkraft in Z-Richtung	55 / 56	x		

Aus MAXIMA ergeben sich die in der nachstehenden Tabelle aufgelisteten Ergebnislastfälle.

Anhang

Ergebnislastfälle aus MAXIMA:

LF Nr.	Bezeichnung	Bemerkungen	B1	B2	B3
7073	Max- SYO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Stahlnormalspannungen σ_y	x		
7077	Max- SXU	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Stahlnormalspannungen σ_x	x		
7175	Max- SXYO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Beulen / Schubspannungen	x		
9003	UZ	Kombination für die maximale vertikale Verformung des Überbaus	x		
9004	UZ	Kombination für die maximale Durchbiegung-Reisekomfort	x		
9074	SYO	Kombination für die maximale Querverformung des Überbaus	x		
9172	Max- SXO	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Betonnormalspannungen σ_x	x		
9177	Max- SXU	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Stahlnormalspannungen σ_x	x		
9181	SXYU	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Stahlschubspannungen τ_x	x		
9272	Max- SXO	Quasi-ständige Lastkombination, Begrenzung der Betonnormalspannungen σ_x	x		
9377	Max- SXU	Häufige Lastkombination, Begrenzung der Normalspannungsdifferenzen im Stahl $\Delta\sigma_x$	x		
9381	SXYU	Häufige Lastkombination, Begrenzung der Schubspannungsdifferenzen im Stahl $\Delta\tau_x$	x		

Um die zu einem bestimmten Ergebnislastfall zugehörigen Zustandsgrößen zu erhalten, werden neue Lastfälle über ASE definiert, welche der Kombination aus MAXIMA entsprechen. Diese Lastfälle erhalten die Nummer des Ergebnislastfalls aus MAXIMA +1000 (siehe nachstehende Tabelle).

Für die Brücke B2 und B3 wurden die Überlagerungsergebnisse aus der Brücke B1 übernommen und direkt als Lastfallkombinationen angesetzt. Diese Lastfälle haben ebenfalls die Nummer des Ergebnislastfalls aus MAXIMA +1000 bekommen.

Anhang

In ASE definierte Bemessungslastfälle:

LF Nr.	Bezeichnung	Beschreibung	B1	B2	B3
8001	Max- SXO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Bauzustand- Stahlnormalspannungen σ_x	x	x	x
8002	Max- SXO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit - Betonnormalspannungen σ_x	x	x	x
8073	Max- SYO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Stahlnormalspannungen σ_y	x	x	x
8077	Max- SXU	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Stahlnormalspannungen σ_x	x	x	x
8175	Max- SXYO	Bemessungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit- Beulen / Schubspannungen	x	x	x
9003	UZ	Kombination für die maximale vertikale Verformung des Überbaus	x	x	x
10004	UZ	Kombination für die maximale Durchbiegung-Reisekomfort	x	x	x
10074	SYO	Kombination für die maximale Querverformung des Überbaus	x	x	x
10172	Max- SXO	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Betonnormalspannungen σ_x	x	x	x
10177	Max- SXU	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Stahlnormalspannungen σ_x	x	x	x
10181	SXYU	Charakteristische Lastkombination, Begrenzung der Stahlschubspannungen τ_x	x	x	x
10272	Max- SXO	Quasi-ständige Lastkombination, Begrenzung der Betonnormalspannungen σ_x	x	x	x
10377	Max- SXU	Häufige Lastkombination, Begrenzung der Normalspannungsdifferenzen im Stahl $\Delta\sigma_x$	x	x	x

Anhang

Test-Lastfälle

In Kapitel 8.3 verwendete Lastfälle:

LF Nr.	Bezeichnung	Bemerkungen	B1	B2	B3
604	Lastfall Symmetrie	Symmetrischer Anteil des Lastfalls 606	x	x	x
605	Lastfall Antimetrie	Antimetrischer Anteil des Lastfalls 606	x	x	x
606	Gesamtlastfall $e = 1,30$ m	Exzentrisch angreifende Linienlast 1000 kN/m mit $e = 1,30$ m	x	x	x
704	Lastfall Symmetrie	Symmetrischer Anteil des Lastfalls 706	x	x	x
705	Lastfall Antimetrie	Antimetrischer Anteil des Lastfalls 706	x	x	x
706	Gesamtlastfall $e = 0,183$ m	Exzentrisch angreifende Linienlast 1000 kN/m mit $e = 0,183$ m	x	x	x

Anhang

CSM-Code

```
+PROG CSM urs:13 $ CSM
KOPF Berechnung der Bauabschnitte
SEIT UNIE 0
STEU OPT KRAG WERT 0 $ Schalungsposition

$ Bauabschnittstabelle
BA 110 TYP G_1 BEZ 'Stahlkonstruktion alleine'
BA 120 TYP G_1 BEZ 'Schalung und Frischbeton'
BA 130 TYP G_1 BEZ 'Erhärten Beton - Verbundquerschnitt'
BA 140 TYP G_1 BEZ 'Ausbaulast - Max.Schotterhöhe'
BA 240 TYP C T 36500 BEZ 'K u. S - Max.Schotter'

$ Gruppentabelle
GRUP 1,2,3,4,5,6 IBA1 110 WBIS - GFIX 99999 BETT 10 ORTG - T0 0 FAK1
GRUP 0,7 IBA1 130 WBIS - GFIX 99999 BETT 10 ORTG - T0 0 FAK1
$ Lasttabelle
LF 20 TYP G_1 IBA1 110 WBIS - FAKT 1
LF 21 TYP G_1 IBA1 110 WBIS - FAKT 1
LF 30 TYP G_1 IBA1 130 WBIS - FAKT 1
LF 31 TYP G_1 IBA1 130 WBIS - FAKT 1
LF 12 TYP G_1 IBA1 140 WBIS - FAKT 1

ENDE

$
#define project= Brücke_L20
$ ***** Construction Stage Manager *****
$
$ Eine Übersicht über Lastfälle, Bauzustände, Gruppenparamter
$ sowie eine Zusammenstellung der Kriechbeiwerte ist in der
$ CSM-Ausgabedatei zu finden.
$
$ ***** Construction Stage Manager *****
#define ASE_CTRL
  SEIT UNIE 0 ! Standard Eingabeeinheiten
  ECHO vers, schn, nost, bett, last, reak, grup, lsum nein
  STEU DIFF 1000 $ Differenzlastfaelle Inkrement
  STEU KRAG 0 $ 0 = unverschobene Ausgangslage
#enddef
$
#define ASE_SYST=prob line $ nonl nmat ja iter - $ ITER TOL FMAX über CSM-STEU NONL W2 W3 W4

+PROG ASE urs:10
KOPF Berechnung Vorverformung Stahlhohlkasten
ECHO LSUM JA
ECHO LAST, REAK NEIN
SYST PROB NONL ITER 10
GRUP 1,2,3,4,5 FAKG -1.0
LF 4001 BET2 0.5 TYP G_1 BEZ 'negative Vorverformung'
  LC 20 FAKT -1.0 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
  LC 21 FAKT -1.0 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
$ BET2 0.5 .. Langzeitbelastung
ENDE
```

Anhang

```
+PROG ASE urs:65
KOPF vorverformter Stahlhohlkasten spannungsfrei
ECHO LSUM JA
ECHO LAST,REAK NEIN
SYST PLF 4001 FAKV 1.0
SYST PROB NONL ITER 10
GRUP 1,2,3,4,5 FAKL 0.0 FAKP 0.0
$ FAKL und FAKP = 0.0 -> Die Vorverformung eines Lastfalls wird spannungslos
$ auf den Primärlastgall aufgesetzt
LF 4002 TYP G_1 BET2 0.5 BEZ 'spannungsfreier, vorverformter Stahlhohlkasten'
LC 20 FAKT 0.0 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
LC 21 FAKT 0.0 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt$
ENDE

$
$ ----- Construction Stage 110 -----
+PROG ASE urs:csmasel10
KOPF Bauabschnitt BA 110 Stahlkonstruktion
#include ASE_CTRL
SYST PLF 4002 $(ASE_SYST)
GRUP 1 BA 110 FAKG 1
GRUP 2 BA 110 FAKG 1
GRUP 3 BA 110 FAKG 1
GRUP 4 BA 110 FAKG 1
GRUP 5 BA 110 FAKG 1
GRUP 6 BA 110 FAKG 1
LF 4110 TYP G_1 BEZ 'Stahlkonstruktion alleine' $ Eigengewicht über GRUP FAKG anstelle EGZ
ENDE

$ ----- Construction Stage 120 -----
$ Diesen LF in gleichem PROG ASE rechnen =schneller
$ PROG ASE urs:csmasel20
+PROG ASE urs:13.1
KOPF Bauabschnitt BA 120 Schalung und Frischbeton
#include ASE_CTRL
SYST PLF 4110 $(ASE_SYST)
GRUP 1 BA 120 FAKG 1
GRUP 2 BA 120 FAKG 1
GRUP 3 BA 120 FAKG 1
GRUP 4 BA 120 FAKG 1
GRUP 5 BA 110 FAKG 1
GRUP 6 BA 110 FAKG 1
LF 4120 TYP - BEZ 'Schalung und Frischbeton' $ Eigengewicht über GRUP FAKG anstelle EGZ
LC 20 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
LC 21 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
ENDE

$ ----- Construction Stage 130 -----
$ Diesen LF in gleichem PROG ASE rechnen =schneller
$ PROG ASE urs:csmasel30
+PROG ASE urs:13.2
KOPF Bauabschnitt BA 130 Erhärten Beton-Verbund
#include ASE_CTRL
SYST PLF 4120 $(ASE_SYST)
GRUP 0 BA 130 FAKG 0 PLF 0 $ erste Aktivierung
GRUP 1 BA 130 FAKG 1
GRUP 2 BA 130 FAKG 1
GRUP 3 BA 130 FAKG 1
GRUP 4 BA 130 FAKG 1
GRUP 5 BA 110 FAKG 1
GRUP 6 BA 110 FAKG 1
GRUP 7 BA 130 FAKG 0 PLF 0 $ erste Aktivierung
LF 4130 TYP - BEZ 'Erhärten Beton - Verbundquerschnitt' $ Eigengewicht über GRUP FAKG anstelle EGZ
LC 20 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
LC 21 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
LC 30 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
LC 31 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
ENDE
```

Anhang

```
§ ----- Construction Stage 140 -----
§ Diesen LF in gleichem PROG ASE rechnen =schneller
§ PROG ASE urs:csmase140
+PROG ASE urs:13.3
KOPF Bauabschnitt BA 140 Ausbaulast-Max.Schotter
#include ASE_CTRL
SYST PLF 4130 $(ASE_SYST)
GRUP 0 BA 140 FAKG 0
GRUP 1 BA 140 FAKG 1
GRUP 2 BA 140 FAKG 1
GRUP 3 BA 140 FAKG 1
GRUP 4 BA 140 FAKG 1
GRUP 5 BA 110 FAKG 1
GRUP 6 BA 110 FAKG 1
GRUP 7 BA 140 T1 7.0 FAKG 0
LF 4140 TYP - BEZ 'Ausbaulast - Max.Schotterhöhe' § Eigengewicht über GRUP FAKG anstelle EGZ
  LC 20 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 21 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 30 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 31 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 12 PLF NEU $ zum ersten Mal angesetzt
ENDE
```

```
§ ----- Construction Stage 240 -----
§ Diesen LF in gleichem PROG ASE rechnen =schneller
§ PROG ASE urs:csmase240
+PROG ASE urs:13.4
KOPF Bauabschnitt BA 240 Kriechen-Max. Schotter
#include ASE_CTRL
SYST PLF 4140 $(ASE_SYST)
KRIE 10 T 36500
GRUP 0 BA 240 FAKG 0
GRUP 1 BA 240 FAKG 1
GRUP 2 BA 240 FAKG 1
GRUP 3 BA 240 FAKG 1
GRUP 4 BA 240 FAKG 1
GRUP 5 BA 240 FAKG 1
GRUP 6 BA 240 FAKG 1
GRUP 7 BA 240 FAKG 0 PHI 1.683 EPS -2.6E-4
LF 4240 TYP - BEZ 'K u. S - Max.Schotter' § Eigengewicht über GRUP FAKG anstelle EGZ
  LC 20 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 21 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 30 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 31 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
  LC 12 PLF JA $ bereits im PLF angesetzt
ENDE
```