Müller
Bauer
Hensel
Lubinski
Seiler

Eisenbahnbrücken in Massivbauweise nach Eurocode 2

Beispiele prüffähiger Standsicherheitsnachweise

Stahlbeton- und Spannbetonüberbauten

3. Auflage

Bauwerk
Beuth

Eisenbahnbrücken in Massivbauweise nach Eurocode 2

(Leerseite)

Prof. Dr.-Ing. Michael Müller
Prof. Dr.-Ing. Thomas Bauer
M. Eng. Thomas Hensel
M. Eng. Stefan Lubinski
Prof. Dr.-Ing. Christian Seiler

Eisenbahnbrücken in Massivbauweise nach Eurocode 2

Beispiele prüffähiger Standsicherheitsnachweise

Stahlbeton- und Spannbetonüberbauten

3., vollständig überarbeitete Auflage

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich

Bauwerk

© 2015 Beuth Verlag GmbH
Berlin · Wien · Zürich
Am DIN-Platz
Burggrafenstraße 6
10787 Berlin

Telefon: +49 30 2601-0
Telefax: +49 30 2601-1260
Internet: www.beuth.de
E-Mail: kundenservice@beuth.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt.
Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronische Systeme.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden vom Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen. Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages zurückzuführen sind. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Druck und Bindung:
Zakład Graficzny Colonel S.A., Kraków

Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706.

ISBN 978-3-410-23258-2

Vorwort

Der vorliegende Band „Eisenbahnbrücken in Massivbauweise nach Eurocode 2“ ist die Neuauflage des Vorgängertitels „Eisenbahnbrückenbau nach DIN-Fachbericht“ und enthält in dieser 3. Auflage zwei vollständige Standsicherheitsnachweise: einen Stahlbeton- und einen Spannbetonüberbau nach den im Mai 2013 eingeführten Eurocodes. Die praxisnahen Beispiele sind so ausgewählt, dass die komplette Bemessung mit Handrechnungen nachvollzogen werden kann. Ziel dieses Buches ist es, durch die direkten Verweise auf die Normtexte eine schnelle und effektive Einarbeitung in die neue Normgeneration zu ermöglichen.

Das Buch richtet sich an die erfahrenen Planungsingenieure, denen die DB AG und das Eisenbahn-Bundesamt ein Hilfsmittel zur Anfertigung von prüffähigen statischen Berechnungen nach Eurocode an die Hand geben will. Damit ist das Buch zwar nicht in erster Linie als Lehrbuch gedacht, wird aber auch Studenten einen praxisnahen Einstieg in das Aufstellen von Standsicherheitsnachweisen ermöglichen.

Da sich die Eurocodes von den DIN-Fachberichten in vielen Punkten unterscheiden sowie die Richtlinie 804 der DB AG und die Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen (ELTB) eingearbeitet werden mussten, wurden beide Beispiele komplett überarbeitet.

Gerne nutzen die Verfasser die Gelegenheit, dem Beuth Verlag für die angenehme Zusammenarbeit zu danken. Dank sagen wir auch besonders an Frau Anne Müller.

Prödel, im Juni 2015

Michael Müller
Thomas Bauer
Christian Seiler
Thomas Hensel
Stefan Lubinski

(Leerseite)

Gesamtinhaltsverzeichnis

Abschnitt	Inhalt	Seite
Teil A	**Statische Berechnung: Neubau einer Eisenbahnüberführung bei Lübs**	
1	Allgemeines	1-1 bis 1-18
2	Bauteil: Stahlbetonüberbau	2-1 bis 2-226
Teil B	**Statische Berechnung: Neubau einer Eisenbahnüberführung bei Prödel**	
1	Allgemeines	1-1 bis 1-16
2	Bauteil: Spannbetonüberbau	2-1 bis 2-222

(Leerseite)

TEIL A: STATISCHE BERECHNUNG STAHLBETONÜBERBAU

BAUHERR:	Deutsche Bahn AG, **Geschäftsbereich Netz**
AUFTRAGGEBER:	**DB Netz AG**
BAUVORHABEN:	Neubau einer Eisenbahnüberführung Strecke Magdeburg – Dessau EÜ über die L86 bei Lübs
BAUTEIL:	Stahlbetonüberbau
AUFSTELLER:	Planungsgemeinschaft: Hochschule Magdeburg – Stendal
Datum:	04.06.2015

Bearbeiter:

Prof. Dr.-Ing. Michael Müller
Hochschule Magdeburg - Stendal (FH)
Breitscheidstr. 2
39114 Magdeburg
E-mail: M.Mueller@MuellerHirsch.de

M. Eng. T. Hensel
Müller + Hirsch Ingenieurgesellschaft mbH
Große Diesdorfer Straße 21
39108 Magdeburg
E-mail: T.Hensel@MuellerHirsch.de

M. Eng. S. Lubinski
Müller + Hirsch Ingenieurgesellschaft mbH
Große Diesdorfer Straße 21
39108 Magdeburg
E-mail: S.Lubinski@MuellerHirsch.de

(Leerseite)

1 Allgemeines

Die Gliederung der Statischen Berechnung erfolgt gemäß ZTV-Ing Teil 1 Abschnitt 2 Anhang A (Ausgabe 12/2014).

1.1 Inhaltsverzeichnis

Abschnitt	Bezeichnung	Seite
1	**Allgemeines**	**1-1**
1.1	**Inhaltsverzeichnis**	**1-1**
1.2	**Beschreibung des Gesamtbauwerkes,** Allgemeines zum Herstellungsprinzip	**1-6**
1.2.1	Vorbemerkung und Entwurfsparameter	1-6
1.2.2	Geometrisches System	1-9
1.2.3	Hinweise zum Herstellungsverfahren	1-11
1.2.4	Materialkennwerte	1-12
1.3	**Technische Vorschriften, Gutachten und Literaturhinweise**	**1-17**
1.4	**Abweichungen von Regelwerken**	**1-18**
2	**Bauteil: Stahlbetonüberbau**	**2-1**
2.1	**Berechnungsgrundlagen**	**2-1**
2.1.1	Darstellung und Beschreibung des statischen Systems (Systemskizze)	2-2
2.1.2	Eingabedaten für EDV-Rechenverfahren	2-2
2.1.3	Geometrische Größen	2-3
2.1.3.1	Ermittlungen der mitwirkenden Plattenbreite	2-3
2.1.3.2	Ermittlungen der Querschnittsgrößen	2-4
2.2	**Einwirkende Last- und Weggrößen**	**2-6**
2.2.1	Charakteristische Werte der Einwirkungen	2-6
2.2.1.1	Ständige Einwirkungen	2-6
2.2.1.2	Veränderliche Einwirkungen	2-7
2.2.1.2.1	Veränderliche Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr	2-7
2.2.1.2.1.1	Lastmodell 71	2-7
2.2.1.2.1.2	Lastmodell SW/0	2-13
2.2.1.2.1.3	Lastmodell SW/2	2-14
2.2.1.2.1.4	Unbeladener Zug	2-14
2.2.1.2.1.5	Verkehrslast bei Gleis- und Brückenunterhaltung	2-14
2.2.1.2.1.6	Fliehkräfte	2-15
2.2.1.2.1.7	Seitenstoß	2-17

Abschnitt	Bezeichnung	Seite
2.2.1.2.1.8	Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen	2-18
2.2.1.2.1.9	Ermüdungslastmodell	2-19
2.2.1.2.2	Sonstige veränderliche Einwirkungen	2-21
2.2.1.2.2.1	Verkehrslasten auf Dienstgehwegen	2-21
2.2.1.2.2.2	Einwirkungen auf Geländer	2-21
2.2.1.2.2.3	Verkehrslasten im Bauzustand	2-22
2.2.1.3	Temperatureinwirkungen	2-23
2.2.1.4	Windlasten	2-28
2.2.1.4.1	Windlasten auf den Brückenüberbau	2-28
2.2.1.4.2	Aerodynamische Einwirkung aus Zugbetrieb	2-29
2.2.1.5	Einwirkungen aus Erddruck	2-30
2.2.1.6	Außergewöhnliche Einwirkungen	2-32
2.2.1.6.1	Einwirkungen infolge Entgleisung	2-32
2.2.1.6.2	Weitere außergewöhnliche Einwirkungen	2-34
2.2.2	Berücksichtigte Lastfallkombinationen	2-35
2.3	**Schnitt-, Auflager- und Weggrößen**	**2-45**
2.3.1	Schnittgrößen der Einzellastfälle	2-45
2.3.1.1	Ständige Einwirkungen	2-45
2.3.1.2	Veränderliche Einwirkungen	2-46
2.3.1.2.1	Veränderliche Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr	2-46
2.3.1.2.1.1	Lastmodell 71	2-46
2.3.1.2.1.2	Lastmodell SW/0	2-49
2.3.1.2.1.3	Lastmodell SW/2	2-49
2.3.1.2.1.4	Unbeladener Zug	2-51
2.3.1.2.1.5	Verkehrslast bei Gleis- und Brückenunterhaltung	2-51
2.3.1.2.1.6	Fliehkräfte	2-52
2.3.1.2.1.7	Seitenstoß	2-55
2.3.1.2.1.8	Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen	2-55
2.3.1.2.1.9	Ermüdungslastmodell	2-57
2.3.1.2.2	Sonstige veränderliche Einwirkungen	2-58
2.3.1.2.2.1	Verkehrslasten auf Dienstgehwegen	2-58
2.3.1.2.2.2	Einwirkungen auf Geländer	2-58
2.3.1.2.2.3	Verkehrslasten im Bauzustand	2-58
2.3.1.3	Temperatureinwirkungen	2-59
2.3.1.4	Windlasten	2-61
2.3.1.4.1	Windlasten auf den Brückenüberbau	2-61
2.3.1.4.2	Aerodynamische Einwirkung aus Zugverkehr	2-61
2.3.1.5	Einwirkungen aus Erddruck	2-62
2.3.1.6	Außergewöhnliche Einwirkungen	2-63
2.3.1.6.1	Einwirkungen infolge Entgleisung	2-63
2.3.1.6.2	Weitere außergewöhnliche Einwirkungen	2-64
2.3.1.7	Rückstellkräfte aus vertikaler Belastung	2-64
2.3.2	Lastfallkombinationen	2-64

Abschnitt	Bezeichnung	Seite
2.4	**Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)**	**2-65**
2.4.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft	2-65
2.4.1.1	Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	2-65
2.4.1.2	Außergewöhnliche Bemessungssituation	2-68
2.4.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft und Torsion	2-70
2.4.2.1	Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	2-70
2.4.2.2	Außergewöhnliche Bemessungssituation	2-84
2.4.2.3	Schub zwischen Balkensteg und Gurt	2-95
2.4.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Ermüdung	2-100
2.4.3.1	Nachweis des Beton unter Druckbeanspruchung	2-103
2.4.3.2	Nachweis des Betons unter Querkraft- und Torsions-beanspruchung	2-106
2.4.3.3	Nachweis des Betonstahls	2-109
2.4.4	Zusammenfassung der ermittelten Bewehrung	2-116
2.5	**Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)**	**2-119**
2.5.1	Spannungsbegrenzung für Biegung mit Längskraft	2-119
2.5.1.1	Begrenzung der Betondruckspannungen	2-121
2.5.1.2	Begrenzung der Betonstahlspannungen	2-124
2.5.2	Begrenzung der Rissbreite	2-125
2.5.2.1	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite	2-125
2.5.2.2	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung	2-128
2.5.3	Nachweise der Verformungen	2-131
2.5.3.1	Begrenzung der vertikalen Durchbiegung	2-132
2.5.3.2	Begrenzung des Enddrehwinkels	2-135
2.5.3.3	Begrenzung der Querverformung	2-136
2.5.3.4	Begrenzung der Verwindung des Überbaus	2-140
2.5.4	Von der Bauart unabhängige Nachweise	2-141
2.5.4.1	Nachweise an den Überbaurändern	2-141
2.5.4.2	Überprüfung des Resonanzrisikos	2-142
2.6	**Quersystem**	**2-143**
2.6.1	Statisches Ersatzsystem	2-143
2.6.2	Charakteristische Werte der Einwirkungen und Schnittgrößen	2-144
2.6.3	Nachweise	2-151
2.6.3.1	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	2-151
2.6.3.2	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	2-155
2.6.4	Konstruktive Anforderungen	2-161
2.7	**Bewehrungsskizze in Feldmitte**	**2-162**

Abschnitt	Bezeichnung	Seite
2.8	**Lager**	**2-163**
2.8.1	Darstellung des Lagerschemas	2-163
2.8.2	Charakteristische Werte der Auflagerreaktionen	2-165
2.8.2.1	Ständige Einwirkungen	2-165
2.8.2.1.1	Eigengewicht	2-165
2.8.2.1.2	Ausbaulast	2-168
2.8.2.2	Veränderliche Einwirkungen	2-169
2.8.2.2.1	Lastmodell 71	2-169
2.8.2.2.2	Lastmodell SW/0	2-171
2.8.2.2.3	Lastmodell SW/2	2-171
2.8.2.2.4	Unbeladener Zug	2-173
2.8.2.2.5	Verkehr auf Dienstwegen	2-174
2.8.2.2.6	Verkehrslast bei Gleis- und Brückenunterhaltung	2-175
2.8.2.2.7	Fliehkräfte	2-175
2.8.2.2.7.1	Lastmodell 71	2-175
2.8.2.2.7.2	Lastmodell SW/2	2-176
2.8.2.2.7.3	Unbeladener Zug	2-177
2.8.2.2.8	Seitenstoß	2-178
2.8.2.2.9	Anfahren und Bremsen	2-178
2.8.2.2.10	Einwirkungen auf Geländer	2-179
2.8.2.2.11	Temperatureinwirkungen	2-179
2.8.2.2.12	Windlasten	2-180
2.8.2.2.13	Aerodynamische Einwirkungen aus Zugverkehr	2-181
2.8.2.2.14	Einwirkungen aus Erddruck	2-181
2.8.2.2.15	Schwinden	2-182
2.8.2.2.16	Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Entgleisung	2-183
2.8.2.2.17	Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Anprall	2-184
2.8.3	Lagerlisten	2-185
2.9	**Ermittlung der Belastbarkeitswerte**	**2-189**
2.9.1	Allgemeines	2-189
2.9.2	Berechnung der Belastbarkeitswerte	2-190
2.9.3	Dokumentation der Belastbarkeitswerte	2-191
2.9.4	Ermittlung des β_{71}-Wertes für Biegung und Normalkraft	2-192
2.9.4.1	Ermittlung der Einwirkungen	2-192
2.9.4.2	Ermittlung des β_{71}-Wertes	2-194
2.9.4.3	Einflusslinie	2-196
2.9.5	Ermittlung des β_{71}-Wertes für Querkraft	2-197
2.9.5.1	Ermittlung der Einwirkungen	2-197
2.9.5.2	Ermittlung des β_{71}-Wertes	2-199
2.9.5.3	Einflusslinie	2-200
2.9.6	Ermittlung des β_{71}-Wertes für Torsion	2-201

Abschnitt	Bezeichnung	Seite
2.9.6.1	Ermittlung der Einwirkungen	2-201
2.9.6.2	Ermittlung des β_{71}-Wertes	2-203
2.9.6.3	Einflusslinie	2-205
2.9.7	Ermittlung des β_{71}-Wertes für Querkraft und Torsion	2-206
2.9.7.1	Ermittlung der Einwirkungen	2-206
2.9.7.2	Ermittlung des β_{71}-Wertes	2-206
2.9.8	Ermittlung des β_{71}-Wertes für den Anschluss des Druckgurtes	2-209
2.9.8.1	Ermittlung der Einwirkungen	2-209
2.9.8.2	Ermittlung des β_{71}-Wertes	2-211
2.9.8.3	Einflusslinie	2-214
2.9.9	Ergebnisblätter	2-215
2.10	**Schlussblatt**	**2-219**

Anhänge

Anhang 1: Ausschnitte aus den Übersichtsplan 2-220

Anhang 2: Verzeichnis der Tabellen 2-224

Anhang 3: Verzeichnis der Abbildungen 2-226

1.2 Beschreibung des Gesamtbauwerkes, Allgemeines zum Herstellungsprinzip

1.2.1 Vorbemerkung und Entwurfsparameter

Das Bauwerk überführt die eingleisige Strecke Magdeburg – Dessau bei Streckenkilometer km 34,398 über die L 86. Die Gesamtlänge des Überbaus beträgt L = 14,40 m. Es ist die Streckenklasse D4 zu berücksichtigen.

Die Gleisachse verläuft im Grundriss mit einem Radius von R = 3500 m.

Der Überbau besteht aus einer einfeldrigen mit Betonstahl bewehrten Vollplatte aus Beton C30/37. Die Stützweite beträgt 12,50 m mit jeweils einem 0,95 m langen Kragarm in Längsrichtung an jeder Auflagerachse. Bei einer Konstruktionshöhe von h = 1,25 m ergibt sich eine Biegeschlankheit von $\lambda = 12{,}50 / 1{,}25 = 10$.

Als Entwurfsvorgabe wird der Überbau für das Lastmodell 71 und das Lastmodell SW/2 bemessen. Die Ermüdungsnachweise werden mit dem Lastmodell 71 geführt.

EC1-2 6.3.2
EC1-2 6.3.3

Für bautechnische Nachweise von Eisenbahnbrücken ist der Lastklassenbeiwert (Klassifizierungsfaktor) α in Abhängigkeit vom künftigen Verkehr gemäß Tabelle 3 in Abstimmung mit dem zuständigen FvBel festzulegen. Der zuständige FvBel ist bei der Festlegung des Lastklassenbeiwerts bereits im Zuge der Aufgabenstellung zu beteiligen. Bei Änderungen des statischen Systems ist eine erneute Beteiligung erforderlich.

Ril 804.2101 Kap. 4 Abs. (1)

Nach Tab. 3 ergibt sich für Regelverkehr D4 (DB) ein Klassifizierungsbeiwert von $\alpha = 1{,}0$.

Ril 804.2101 Kap. 4 Tab. 3

Für Brückenbauwerke auf Strecken der Eisenbahn des Bundes für Betriebszüge mit 25-t-Radlast ist der Beiwert $\alpha = 1{,}21$ zu verwenden.

EC1-2 NDP zu 6.3.2 (3)P

Da die Brücke im Sprühnebelbereich der überquerten Straße liegt – Abstand ≤ 10 m – und damit neben Frost auch Taumitteln ausgesetzt ist, wird der Überbau in die Expositionsklassen XC4 (Einwirkung: Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung; Umgebungsbedingung: wechselnd nass und trocken), XD1 (Einwirkung: Bewehrungskorrosion, verursacht

Ril 804.4201 Kap. 2 Abs. (6)
EC2-2 NDP zu 4.2 (106)
ZTV-ING Teil 3 Abs. 1 Kap. 4
EC2-2 NCI zu 4.2 Tab 4.1DE

durch Chloride; Umgebungsbedingung: mäßige Feuchte), XF1 (Einwirkung: Frostangriff mit und ohne Taumittel, Umgebungsbedingung; mäßige Wassersättigung ohne Taumittel) sowie WA (Beton mit häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr) eingeordnet.

Die Vorgaben der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ sind zu beachten. ELTB Anl. 2.3/1

Als Mindestbetondruckfestigkeitsklasse des Überbaus in Abhängigkeit von den Expositionsklassen ergibt sich damit:

XC4 ⇒ C25/30 DAfStb Ril Massige Bauteile Tab. F. 2.1
XD1 ⇒ C30/37 (gem. ZTV-ING → maßgebend) ZTV-ING Teil 3 Abs. 1 Kap. 4 Abs. (5)
XF2 ⇒ C30/37 (gem. ZTV-ING → maßgebend)

Mindestbetonfestigkeitsklasse allgemein C20/25 EC2-2 NDP zu 3.1.2 (102)P

Maßgebend ist damit die Betondruckfestigkeitsklasse C30/37.

<u>Anmerkung:</u>

Gemäß DIN EN 1992-2 NDP zu 4.2 (106) sind ausschließlich Unterbauten von Eisenbahnbrücken in den Grenzen von x und y = 10 m dem Spritzwasserbereich (XF2) zuzuordnen. Für alle übrigen Bauteile von Eisenbahnbrücken ist eine Zuordnung von XF1 oder XF3 vorgesehen. Da sich der Überbau jedoch im Sprühnebelbereich der Straße befindet, wird die Expositionsklasse XF2 berücksichtigt.

Die Auflagerung erfolgt in Längsrichtung schwimmend und in Querrichtung fest. Ril 804.3401

Die Fahrbahn wird eingleisig mit durchgehendem Schotterbett, Spannbetonschwellen und durchgehenden Schienen ausgeführt. Unterschottermatten werden nicht vorgesehen. Ril 804.1101 Kap. 2 Abs. (1) und Kap. 3 Abs. (8)

Der Fahrbahnkonstruktion und der Querschnittsausbildung liegen die einschlägigen eisenbahnspezifischen Regelungen zugrunde. Ril 804.1101 Kap. 4.2

Die kastenförmigen Widerlager werden flach gegründet. Sie sind nicht Gegenstand dieser statischen Berechnung.

Im Rahmen der vorliegenden statischen Berechnung werden die wesentlichen Nachweise für das Längs- und Quersystem des Überbaus geführt.

Bei der Bemessung des mit Betonstahl bewehrten Längssystems werden folgende Zeitpunkte zugrunde gelegt:

t_0: Zeitpunkt des Belastungsbeginns beim Ausschalen
t_{28}: Zeitpunkt des Belastungsbeginns durch dynamische Einwirkungen (Zugverkehr)
t_∞: Zeitpunkt nach Abschluss des Kriechens und Schwindens

Annahmen:
t_0 = 10 Tage
t_{28} = 28 Tage
t_∞ = 100 Jahre

Bauzustände werden im Rahmen dieser statischen Berechnung nicht untersucht.

Die Tabelle 1 zeigt eine Zusammenfassung der Entwurfsparameter.

Tabelle 1 Entwurfsparameter

Geometrie	
Gesamtlänge	L = 14,40 m
Stützweite	l = 12,50 m
Gesamtbreite	B = 8,02 m
Breite des Überbaus an der Unterseite	b = 4,42 m
Bauhöhe	H = 2,06 m
Konstruktionshöhe (ohne Kragarm)	h = 1,25 m
Konstruktionshöhe (mit Kragarm)	h = 1,38 m
Radius der Gleisachse	R = 3500 m
Gleisüberhöhung	u = 0,08 m
Höhe über Gelände bez. auf SO	H = 6,76 m
Biegeschlankheit	λ = 10
Kreuzungswinkel	α = 100 gon
Lichtraumprofil	nach Ril 804.1101 Bild 4
Baustoffe	
Beton	C30/37
Betonstahl	B500B, hochduktil
Umweltbedingungen	XD1, XC4, XF2, WA
Sonstige Randbedingungen	
Entwurfsgeschwindigkeit	V_e = 200 km/h
Verkehrsaufkommen	25 Mio. t/a
Begegnungshäufigkeit	eingleisig
Streckenklasse	D4
Bemessungslebensdauer	100 Jahre
Oberbauart	Schwelle im Schotterbett
Eisenbahnspezifische Einwirkungen	
Lastmodell 71	α = 1,0
Lastmodell SW/2	
Lastmodell 71 für Ermüdungsnachweise	

1.2.2 Geometrisches System

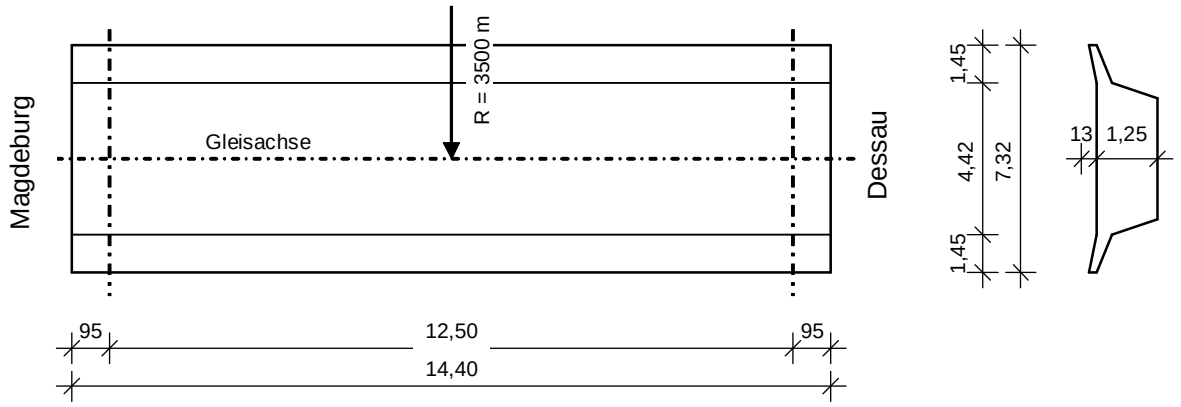


Abbildung 1 Grundriss des Tragwerkes (ohne Kappen)

Die Gleisachse verläuft im Grundriss konstant mit einem Radius R = 3500 m gekrümmt. Die sich aus dem Stich von f = 0,7 cm ergebende Exzentrizität der Gleisachse zur gerade verlaufenden Brückenachse wird bei der Bemessung vernachlässigt. Die Regelbreite der Fahrbahn wird jedoch um 2 cm auf 4,42 m vergrößert.

Ril 804.1101 Kap. 2 Abs. (8)
Ril 804.1101 Kap. 4.2 Abs. (2)

$f = R - [R^2 - (L/2)^2]^{0,5}$
$= 0,7$ cm

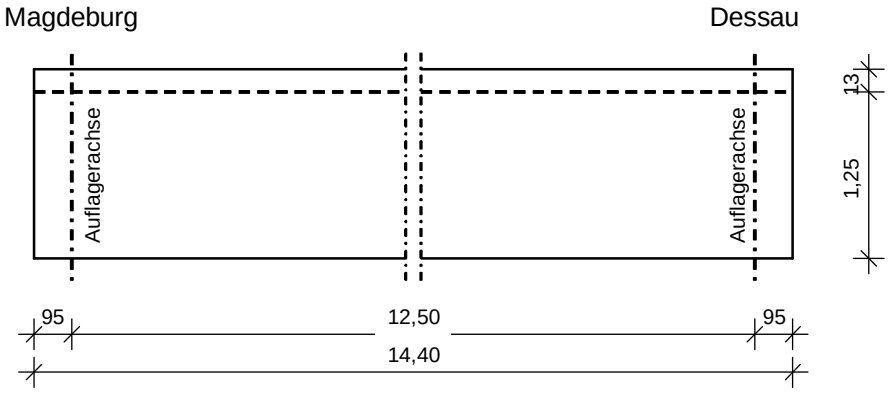


Abbildung 2 Längsschnitt des Tragwerkes

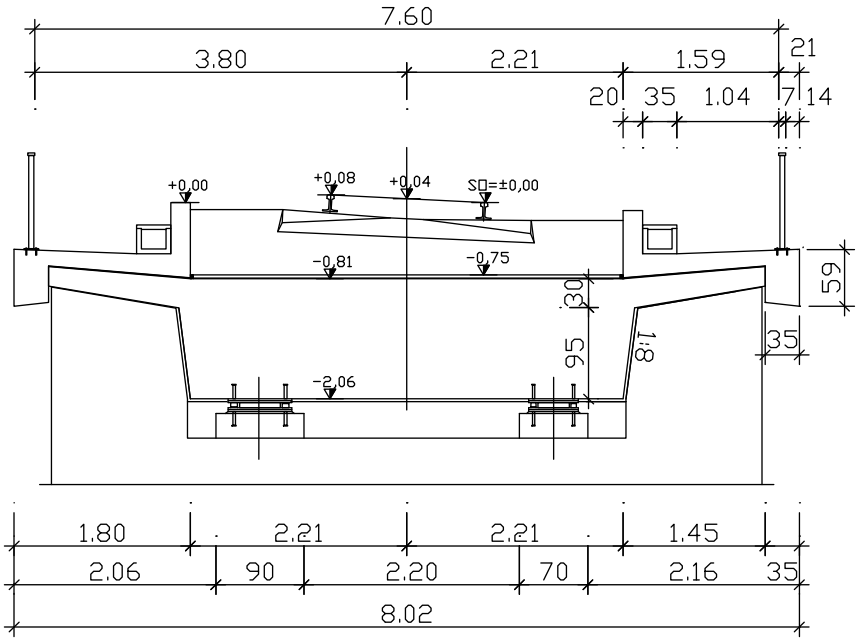


Abbildung 3 Querschnitt des Tragwerkes

<u>Anmerkung:</u>

Absenkung des rechten Schotterbegrenzungsbalkens beachten!

Ril 804.1101 Kap. 4.2 (2)

Dem Brückenquerschnitt mit einer Gesamtbreite B = 8,02 m liegen die einschlägigen eisenbahnspezifischen Regelungen für die vorgegebene Entwurfsgeschwindigkeit von V_E = 200 km/h und die Richtzeichnungen für massive Eisenbahnbrücken zugrunde.

Ril 804.1101 Kap. 4.2 (1)
Bild 8

Ril 804.1101 Kap. 4.4 (7)
Geländer

Ril 804.1101 Kap. 4.4 (3)
Randwegbreite

Die Randkappe mit aufgesetztem Kabeltrog wird in Anlehnung an die Konstruktionsrichtzeichnung M-RKP 1604 ausgeführt.

Ril 804.1101 Kap. 4.4 (5)
Randweg Höhenlage

Als Gleisüberhöhung wird die Regelüberhöhung angesetzt. Der Wert ist auf eine durch fünf teilbare Zahl zu runden.

reg u = 6,5 · V_E^2 / R
reg u = 80 mm

1.2.3 Hinweise zum Herstellungsverfahren

Das Tragwerk wird in Ortbetonbauweise als Stahlbetonvollplatte mit Betonstahlbewehrung ausgeführt. Nachgewiesen wird der Endzustand.

Im Rahmen dieser Hauptstatik werden im Weiteren keine Bauzustände untersucht.

1.2.4 Materialkennwerte

Betonstahl

Betonstahlsorte:	B500B	EC2-2 NCI zu 3.2.2 (3)P
Streckgrenze:	f_{yk} = 500 MN/m²	EC2-2 NDP zu 3.2.2 (3)P
Rechner. Zugfestigkeit:	$f_{tk,cal}$ = 525 MN/m²	EC2-2 NDP zu 3.2.7 (2)
Duktilitätsklasse:	hoch (Klasse B)	EC2-2 NCI zu 3.2.2 (3)P EC2-2 NCI zu 3.2.4 (101)P

Betondeckung

Überbau: (Korrosion mäßig)	$c_{min,dur}$ = 4,0 cm c_{nom} = 4,5 cm	EC2-2 NDP zu 4.4.1.2 (5) Tab 4.3.1DE
Kappen bei Eisenbahnbrücken:		
nicht beton-berührte Flächen	$c_{min,dur}$ = 3,0 cm c_{nom} = 3,5 cm	EC2-2 NDP zu 4.4.1.2 (5) Tab 4.3.1DE
betonberührte Flächen	$c_{min,dur}$ = 2,0 cm c_{nom} = 2,5 cm	EC2-2 NDP zu 4.4.1.2 (5) Tab 4.3.1DE

Teilsicherheitsbeiwerte

ständig und vorübergehend:	γ_s = 1,15	EC2-2 NDP zu 2.4.2.4 (1) Tab. 2.1DE
außergewöhnlich:	γ_s = 1,00	
Ermüdung:	γ_s = 1,15	
Elastizitätsmodul:	E_s = 200.000 MN/m²	EC2-1-1, 3.2.7 (4)

Beton

Betonfestigkeitsklasse: C30/37 — EC2-1-1 3.1.2 Tab. 3.1

charakt. Druckfestigkeit: f_{ck} = 30 MN/m² — EC2-1-1 3.1.2 Tab. 3.1 f_{ck} entspricht der Zylinderdruckfestigkeit

Mittelwert der Zugfestigkeit: f_{ctm} = 2,9 MN/m² — EC2-1-1 3.1.2 Tab. 3.1

Teilsicherheitsbeiwerte

ständig und vorübergehend: γ_c = 1,5
außergewöhnlich: γ_c = 1,3
Ermüdung: γ_c = 1,5

EC2-2 NDP zu 2.4.2.4 (1) Tab. 2.1DE

Elastizitätsmodul: E_{cm} = 33.000 MN/m² — EC2-1-1 3.1.2 Tab. 3.1

Anmerkung:

Der EC2-1-1 gibt Gleichungen für die zeitabhängige Ermittlung von Betondruckfestigkeit, Betonzugfestigkeit und E-Modul an. — EC2-1-1 3.1.2 (4) bis (9) EC2-1-1 3.1.3 (3)

Ermittlung der Kriech- und Schwindbeiwerte

Es wird angenommen, dass die Brücke 10 Tage nach dem Baubeginn des Überbaus durch die Ausbaulasten belastet und nach 28 Tagen für den Verkehr freigegeben wird. Die Nutzungsdauer der Brücke beträgt 100 Jahre.

Kriechen und Schwinden des Betons hängen hauptsächlich von der Umgebungsfeuchte, den Bauteilabmessungen und der Betonzusammensetzung ab. Das Kriechen wird auch vom Grad der Erhärtung des Betons beim erstmaligen Aufbringen der Last sowie von der Dauer und der Größe der Beanspruchung beeinflusst. — EC2-1-1 3.1.4 (1)P

Die Kriechzahl $\phi(t,t_0)$ bezieht sich auf den Tangentenmodul E_C, der mit $1{,}05 \cdot E_{cm}$ angenommen werden darf. Wenn keine besondere Genauigkeit erforderlich ist, darf der in EC2-1-1 Bild 3.1 angegebene Wert als Endkriechzahl angesehen werden, wenn die Betondruckspannung zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns $t = t_0$ nicht mehr als $0{,}45 \cdot f_{ck(t0)}$ beträgt. — EC2-1-1 3.1.4 (2)

Wenn die Betondruckspannung im Alter t_0 den Wert 0,45 $f_{ck(t0)}$ übersteigt, ist in der Regel die Nichtlinearität des Kriechens zu berücksichtigen. EC2-1-1 3.1.4 (4)

Benötigt wird folgende Kriechzahl:

t_∞: betrachteter Zeitpunkt
t_{10}: Betonalter bei Belastungsbeginn

$\varphi(t_\infty,t_{10})$ Erfassung der Kriecheinflüsse

Die Kriechzahlen können aus Diagrammen im EC2-1-1 3.1.4 abgelesen oder rechnerisch gemäß EC2-1-1 und EC2-2, jeweils Anhang B, bestimmt werden. EC2-1-1 und EC2-2

Zur Berechnung der Kriechzahl für $t = \infty$ darf die geplante Nutzungsdauer rechnerisch mit 70 Jahren angenommen werden. EC2-2 NCI zu Bild 3.1

Ermittlung der Eingangsgrößen:

- Bestimmung der wirksamen Querschnittsdicke EC2-1-1 3.1.4 (5)

mit: $h_0 = 2 \cdot A_c / u$

Betonquerschnittsfläche

$A_c = 6{,}392\ m^2$

Umfangslänge der der Austrocknung ausgesetzten Querschnittsfläche

$u = 16{,}74\ m$
$h_0 = (2 \cdot 6{,}392 / 16{,}74) \cdot 10^3 \Rightarrow h_0 = 764\ mm$

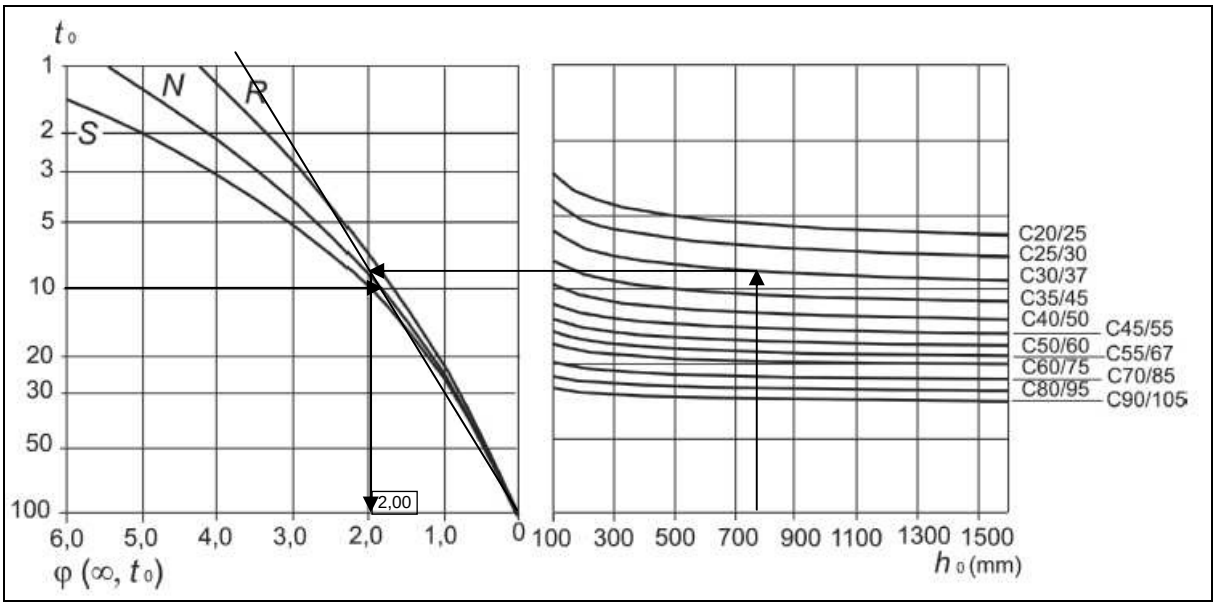
- relative Luftfeuchte RH = 80 % EC2-2 NCI zu 3.1.4 (1)P
- Beton C30/37
- Festigkeitsklasse des Zementes 32,5 N

Es wird für die zu berücksichtigenden Einflüsse Folgendes ermittelt: Alter bei Belastungsbeginn

a) Kriechzahl für $t_0 = t_{10}$

mit: $h_0 = 764\ mm$
$t_0 = 10$ Tage

ergibt sich $\varphi(t_\infty,t_{10}) = 2{,}00$ EC2-1-1 3.1.4 Bild 3.1



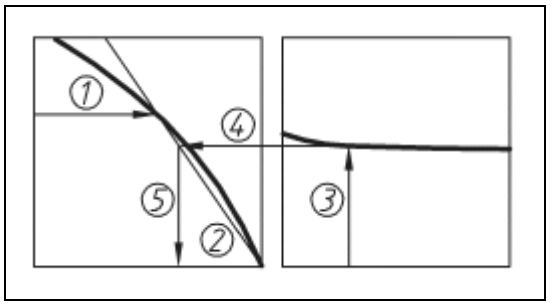


Abbildung 4 Ermittlung der Endkriechzahl $\varphi(t_\infty,t_{10})$ nach Bild 3.1, EC2-1-1

b) Schwinddehnung für t = ∞

Die Gesamtschwinddehnung setzt sich aus zwei Komponenten zusammen: der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung. Die Trocknungsschwinddehnung bildet sich langsam aus, da sie eine Funktion der Wassermigration durch den erhärteten Beton ist. Die autogene Schwinddehnung bildet sich bei der Betonerhärtung aus: Der Hauptanteil bildet sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus. Das autogene Schwinden ist eine lineare Funktion der Betonfestigkeit. Es sollte insbesondere dort berücksichtigt werden, wo Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird.

EC2-1-1 3.1.4 (6)

Somit ergibt sich die Gesamtschwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$, bezeichnet als $\varepsilon_{cs,\infty}$, aus:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca,\infty}$$

EC2-1-1 3.1.4 (6) Gl. (3.8)

ε_{cd} = Trocknungsschwind-dehnung
ε_{ca} = autogene Schwind-dehnung

Eingangsgrößen:

h_0 = 764 mm

relative Luftfeuchte RH = 80 %

EC2-2 NCI zu 3.1.4 (1)P

Beton C30/37 mit f_{ck} = 30 N/mm²

Das Trocknungsschwinden des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$ errechnet sich zu:

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

EC2-2 NCI zu 3.1.4 (6) Gl. (NA.103.9)

mit:

γ_{lt} = 1 + 0,1 log (t / 1)
γ_{lt} = 1,18

EC2-2 NCI zu B.105 Gl. (B.128)

$\beta_{ds}(t,t_s)$ = 1,0 ($t = \infty$)
k_h = 0,70 ($h_0 \geq 500$ mm)
$\varepsilon_{cd,0}$ = 0,36 ‰

Heft 600 zu 3.1.4 (6)
EC2-1-1 3.1.4 Tab. 3.3
EC2-2 NCI zu B.2 Tab. NA.B.2

gleich:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 1{,}18 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}36 = 0{,}30 \text{ ‰}$$

Die autogene Schwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ errechnet sich zu:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0{,}05 \text{ ‰}$$

EC2-1-1 3.1.4 (6) Gl. (3.12)

Die Gesamtschwinddehnung ergibt sich somit zu:

$$\varepsilon_{cs,\infty} = 0{,}30 + 0{,}05 = 0{,}35 \text{ ‰} = 0{,}00035$$

1.3 Technische Vorschriften, Gutachten und Literaturhinweise

Nachfolgend werden die im Rahmen dieser Berechnung zugrunde gelegten Regelwerke und verwendeten Unterlagen aufgeführt.

Tabelle 2 Normen, Vorschriften und verwendete Unterlagen

	verw. Abk.	Bezeichnung	Fassung
Eurocode 0	EC0	Grundlagen der Tragwerksplanung	
	EC0	Grundlagen der Tragwerksplanung	12/2010
	EC0/NA	Grundlagen der Tragwerksplanung – NA	12/2010
	EC0/NA/A1	Grundlagen der Tragwerksplanung – NA A1	08/2012
Eurocode 1	EC1	Einwirkungen auf Tragwerke	
	EC1-1-1	Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten	12/2010
	EC1-1-1/NA	Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten – NA	12/2010
	EC1-1-4	Windeinwirkungen	12/2010
	EC1-1-4/NA	Windeinwirkungen – NA	12/2010
	EC1-1-5	Temperatureinwirkungen	12/2010
	EC1-1-5/NA	Temperatureinwirkungen – NA	12/2010
	EC1-2	Verkehrslasten auf Brücken	12/2010
	EC1-2/NA	Verkehrslasten auf Brücken – NA	08/2012
Eurocode 2	EC2	Bemessung u. Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken	
	EC2-1-1	Allg. Bemessungsregeln	01/2011
	EC2-1-1/NA	Allg. Bemessungsregeln – NA	04/2013
	EC2-1-1/NA/A1	Allg. Bemessungsregeln – NA A1	09/2013
	EC2-2	Bemessung von Betonbrücken	12/2010
	EC2-2/NA	Bemessung von Betonbrücken – NA	04/2013
Beton	DIN EN 206	Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Entwurf	03/2012
	DIN 1045-2	Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1	08/2008
Richtlinie 804	Ril 804	Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke (VEI)	01/2013
EBO	EBO	Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung	2012
ELTB	ELTB	Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen	04/2015
Richtzeichnungen der DB AG	Rz	Rz S-KAB in M 804.9010 Richtzeichnung für Randkappen der DB AG	05/2012
ZTV-ING	ZTV-ING	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten	12/2014
DAfStb-Heft 525	Heft 525	Erläuterung zur DIN 1045 (2. Auflage)	2010
DAfStb-Heft 600	Heft 600	Erläuterung zur DIN EN 1992-1-1 und NA	2012
DAfStb-Ril	DAfStb-Ril 1	Massige Bauteile aus Beton	2010

1.4 Abweichungen von Regelwerken

Der Berechnung liegen keine ergänzenden technischen Regeln zugrunde.

2 Bauteil: Stahlbetonüberbau

2.1 Berechnungsgrundlagen

Bei der untersuchten Konstruktion handelt es sich um einen einfeldrigen Stahlbetonbalken. Die auftretenden Querkräfte und Torsionsmomente werden durch fiktive Endquerträger in die Lager eingeleitet. Die linear-elastische Schnittgrößenermittlung und Bemessung erfolgt für das Haupttragwerk am Balken, bei der baulichen Durchbildung werden teilweise die Regelungen bezüglich der einzulegenden Mindestquerkraftbewehrung für einachsig gespannte Platten angewendet.

EC2-2 5.3.1 (3), (4)
$b / h = 4{,}42 / 1{,}25 = 3{,}54 < 5$
$l_{eff} / h = 12{,}5 / 1{,}25 = 10 > 3$

EC2-2 5.3.1 (5)

Die im Bogen verlegten Gleise verursachen eine geringe Exzentrizität der Gleisachse gegenüber der Tragwerkslängsachse. Die daraus resultierenden geringen Torsionsmomente aus vertikalen Eisenbahnverkehrslasten bleiben bei der Schnittgrößenermittlung und Bemessung unberücksichtigt.

siehe Abschnitt 1.2.2

Die Nachweise für Biegung mit Längskraft werden im ungünstigsten Schnitt in Feldmitte ($x / l = 0{,}5$) geführt. Die Nachweise für Querkraft und Torsion erfolgen unter der Annahme einer indirekten Auflagerung des Längssystems auf den fiktiven Endquerträgern. Der maßgebende Schnitt für die Bestimmung der Bemessungsquerkraft und des Bemessungstorsionsmomentes befindet sich damit am Auflagerrand ($x / l = 0{,}016$).

$x = l / 2 = 12{,}50 / 2 = 6{,}25$ m

$x = b_{Lager} / 2 = 0{,}4 / 2 = 0{,}2$ m

2.1.1 Darstellung und Beschreibung des statischen Systems (Systemskizze)

Das statische System des Brückenüberbaus wird als Einfeldträger mit einer Stützweite von 12,50 m und 2 Kragarmen mit je 0,95 m Länge idealisiert.

Das System des fiktiven Endquerträgers wird ebenfalls als Einfeldträger (Stützweite 3,00 m) mit Kragarmen (L = 0,71 m) angenommen.

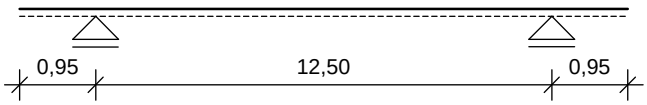


Abbildung 5 Systemskizze des statischen Systems in Längsrichtung

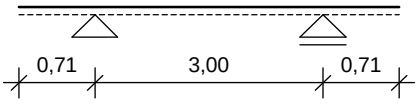


Abbildung 6 Systemskizze des fiktiven Endquerträgers

2.1.2 Eingabedaten für EDV-Rechenverfahren

Die statische Berechnung wird ohne Zuhilfenahme von EDV-Programmen durchgeführt.

2.1.3 Geometrische Größen

2.1.3.1 Ermittlungen der mitwirkenden Plattenbreite

Bei Plattenbalken hängt die mitwirkende Plattenbreite, für die eine konstante Spannung angenommen werden darf, von den Gurt- und Stegabmessungen, von der Art der Belastung, der Stützweite, den Auflagerbedingungen und der Querbewehrung ab. EC2-1-1 5.3.2.1 (1)P

Die mitwirkende Plattenbreite ist in der Regel auf der Grundlage des Abstands l_0 zwischen den Momentennullpunkten zu ermitteln. EC2-1-1 5.3.2.1 (2)

Die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} für einen Plattenbalken oder einen einseitigen Plattenbalken darf wie folgt ermittelt werden: EC2-1-1 5.3.2.1 (3)

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$ EC2-1-1 5.3.2.1 (3) Gl. (5.7)

Dabei ist

$$b_{eff,i} = 0{,}2 \cdot b_i + 0{,}1 \cdot l_0 \leq 0{,}2 \cdot l_0$$ EC2-1-1 5.3.2.1 (3) Gl. (5.7a)

und

$$b_{eff,i} \leq b_i$$ EC2-1-1 5.3.2.1 (3) Gl. (5.7b)

Damit ergibt sich:

$$b_1 = b_2 = 1{,}80 - \frac{0{,}95}{8} = 1{,}68 \text{ m}$$ Neigung der Seitenfläche 1:8

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0{,}2 \cdot 1{,}68 + 0{,}1 \cdot 12{,}50 \leq 0{,}2 \cdot 12{,}50$$
$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 1{,}59 \leq 2{,}50 \text{ m}$$

Damit kann bei diesem sehr gedrungenen Querschnitt die gesamte Brückenquerschnittsfläche als mitwirkend betrachtet werden.

<u>Anmerkung:</u>

Die mitwirkende Breite ist zugrunde zu legen, wenn eine Spannung berechnet wird. Die Bruttoquerschnittsgröße kann zugrunde gelegt werden, wenn Schnittgrößen, Verformungen oder Eigenfrequenzen berechnet werden.

Es wird wie folgt verfahren:

- Die Schnittgrößenermittlung erfolgt mit den Bruttoquerschnittsgrößen — EC2-1-1 5.3.2.1 (4)
- Der Untersuchung, ob sich das Bauwerk im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Zustand II befindet, werden Bruttoquerschnittsgrößen zugrunde gelegt
- Die Spannungsnachweise für Beton und Betonstahl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden am Rechteckquerschnitt mit b = 4,42 m und h = 1,25 m geführt
- Die Bemessung unter Biegung, Querkraft und Torsion im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden am Rechteckquerschnitt mit b = 4,42 m und h = 1,25 m geführt
- Die Ermüdungsnachweise für Beton und Betonstahl werden ebenfalls am Rechteckquerschnitt mit b = 4,42 m und h = 1,25 m geführt

2.1.3.2 Ermittlungen der Querschnittsgrößen

Im vorliegenden Beispiel kann wegen des geringen Einflusses der Bewehrung mit den Bruttobetonquerschnittswerten gerechnet werden.

Die Querschnittswerte werden mit Integrationsformeln für dickwandige, polygonal begrenzte Querschnitte ermittelt. Somit ergeben sich folgende Bruttobetonquerschnittswerte: — z.B. PETERSEN „Stahlbau“, Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft, Braunschweig / Wiesbaden 3. Auflage, Tafel 26.1

siehe Bild 7

A_c = 6,392 m²
u = 16,74 m
z_c = 0,690 m
y_c = 2,210 m
$I_{c\,y}$ = 0,935 m^4
$I_{c\,z}$ = 15,948 m^4
$W_{c\,y,\,0}$ = 1,354 m³
$W_{c\,y,\,1}$ = 1,354 m³
$W_{c\,y,\,4}$ = -1,355 m³
$W_{c\,y,\,7}$ = -1,355 m³
$W_{c\,z,\,0}$ = 7,216 m³
$W_{c\,z,\,1}$ = -7,216 m³
$W_{c\,z,\,4}$ = -4,357 m³
$W_{c\,z,\,7}$ = 4,357 m³

Der Abtrag der Querkraft und des Torsionsmomentes erfolgt im Wesentlichen durch den Rechteckquerschnitt (ohne Kragarme).

Siehe z.B. Schneider-Bautabellen, Kap. Baustatik

d / b entspricht hier b / h

d/b	α	β
1,00	0,140	0,208
1,25	0,171	0,221
1,50	0,196	0,231
2,00	0,229	0,246
3,00	0,263	0,267
4,00	0,281	0,282
6,00	0,299	
10,00	0,313	
∞	0,333	

mit: $b / h = 4{,}42 / 1{,}25$
$= 3{,}536$

ergibt sich: $\alpha = 0{,}273$
$\beta = 0{,}275$

daraus folgt:

$I_{cT} = 0{,}273 \cdot 4{,}42 \cdot 1{,}25^3 = 2{,}357\ m^4$
$W_{cT} = 0{,}275 \cdot 4{,}42 \cdot 1{,}25^2 = 1{,}899\ m^3$

<u>Anmerkung:</u>

Vereinfachend werden die Hebelarme der Querlasten auf den Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts bezogen.

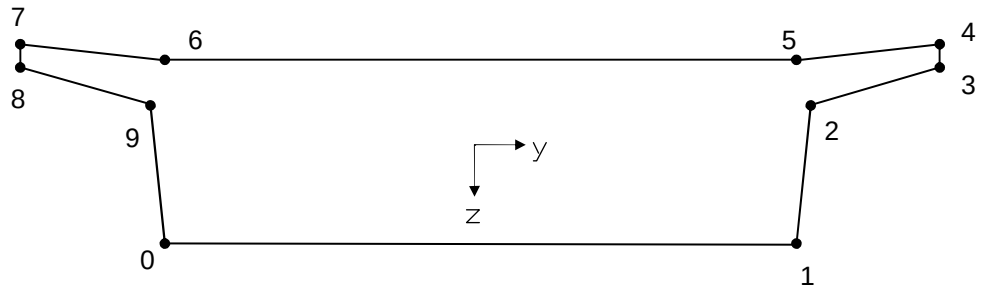


Abbildung 7 Skizze polygonal begrenzter Querschnitt

Tabelle 3 Koordinaten der Polygonpunkte

Koordinaten sind auf den Schwerpunkt bezogen.

	y	z
Punkt 0	–2,210	0,690
Punkt 1	2,210	0,690
Punkt 2	2,330	–0,260
Punkt 3	3,660	–0,490
Punkt 4	3,660	–0,690
Punkt 5	2,210	–0,560
Punkt 6	–2,210	–0,560
Punkt 7	–3,660	–0,690
Punkt 8	–3,660	–0.490
Punkt 9	–2,330	–0,260

2.2 Einwirkende Last- und Weggrößen

EC0 4.1.2

2.2.1 Charakteristische Werte der Einwirkungen

2.2.1.1 Ständige Einwirkungen

EC1-1-1 2.1

Konstruktionseigenlast

$g_{k,1}$ 6,392 · 25 = 159,8 kN/m

A_c = 6,392 m²
siehe Abschn. 2.1.3.2

Mit der Wichte des Stahlbetons von 25 kN/m³.

EC1-1-1 Anh. A Tab A.1

Eigenlast der Fahrbahn

Eingleisige Fahrbahn mit durchgehendem Schotterbett incl. Schwellen und Schienen
5 cm Schutzbeton und 1 cm Abdichtung

bewehrter Schutzbeton: 4,42 · 0,06 · 25 = 6,6 kN/m

Die Schotterhöhe in Gleismitte ergibt sich aus SO plus der halben Überhöhung bei Abzug der Schienenhöhe und Ansatz einer Hebereserve von 0,1 m zu:

Ril 804.2101 Kap. 2.4 (3)
Vereinfachend wird mit durchgehendem Schotterbett ohne Schwellen und mit 1 kN/m Zuschlag je Gleis gerechnet. Unterschottermatten sind nicht vorhanden.

0,75 + 0,04 – 0,20 + 0,1 = 0,69 m

Schotterbett:	4,42 · 0,69 · 20	=	61,0 kN/m
Schienen (UIC 60):		=	1,2 kN/m
Schwellenzuschlag:		=	1,0 kN/m
$g_{k,2}$ (incl. Schutzbeton)		=	69,8 kN/m

Ril 804.2101 Kap. 2.4 (1)
Ril 804.2101 Tab. 2

63,2 kN/m > 60 kN/m, da hier eine Gleisüberhöhung von 8 cm angesetzt wurde und die Fahrbahn um 2 cm verbreitert wurde

Eigenlast der Kappe

Kappenbeton:	2 · 25 · 0,590	=	29,5 kN/m
Kabelkanäle:	2 · 25 · 0,0682	=	3,4 kN/m
Geländer:	2 · 0,5	=	1,0 kN/m
$g_{k,3}$		=	33,9 kN/m

Kappe und Kabeltrog nach RZ DB M-RKP 1604
A_{Kappe} = 0,590 m²
$A_{Kabelkanäle}$ = 0,0682 m²

Anmerkung

Die Absenkung des Schotterbegrenzungsbalkens auf Seite des Innenradius wurde, wegen des geringen Einflusses, nicht berücksichtigt.

Anmerkung

Bei der Untersuchung der Lagesicherheit sind die Grundsätze nach EC0 zu beachten.

EC0/NA/A1 NA.E.5.2.1

2.2.1.2 Veränderliche Einwirkungen

EC1-2 2.2

2.2.1.2.1 Veränderliche Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

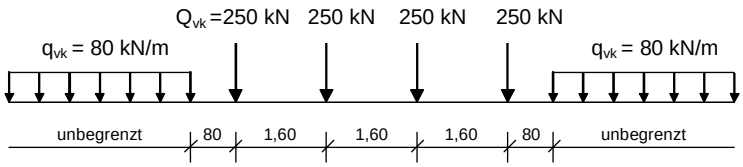
EC1-2 6

2.2.1.2.1.1 Lastmodell 71

EC1-2 6.3.2

Das Lastmodell 71 stellt den statischen Anteil der Einwirkungen aus dem Regelverkehr dar und wirkt als Vertikallast auf das Gleis.

EC1-2 6.3.2 (1)



EC1-2 6.3.2 (2)P Bild 6.1

Abbildung 8 Lastmodell 71

Die charakteristischen Werte nach EC2-2 Bild 6.1 sind auf Strecken mit einem gegenüber dem Regelverkehr schwereren oder leichteren Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren. Die mit dem Beiwert α multiplizierten Lasten werden als „klassifizierte Vertikallasten“ bezeichnet.

EC1-2 6.3.2 (3)P
Beiwert für klassifizierte Vertikallasten:
Schwerer Verkehr:
α = 1,10; 1,21; 1,33; 1,46
Leichter Verkehr:
α = 0,75; 0,83; 0,91

Falls kein Beiwert festgelegt wird, ist α = 1,00 anzunehmen

<u>Anmerkung:</u>

Klassifizierungsbeiwerte α < 1,00 werden durch die folgenden Absätze aus dem EC1-2/NA zum Teil aufgehoben.

Für Brückenbauwerke auf Strecken der Eisenbahnen des Bundes für Betriebszüge mit 25-t-Radsatzlasten ist ein Beiwert α = 1,21 zu verwenden. Das Lastbild SW/2 braucht nicht zusätzlich angesetzt zu werden.

EC1-2 NDP zu 6.3.2 (3)P

Für geotechnische Bauwerke (Erdbauwerke, Stützbauwerke und Durchlässe mit einer lichten Weite < 2,0 m) darf auch bei klassifizierten Lastmodellen mit α = 1,00 gerechnet werden. Einflüsse von Baumaschinen müssen ggf. gesondert berücksichtigt werden.

Für die statische Berechnung ist ein Beiwert α ≥ 1,00 anzusetzen. Der Beiwert α kann nach den Grundsätzen des § 8 EBO gewählt werden. Für artreinen S-Bahn-Verkehr kann α = 0,80 angesetzt werden.

EBO § 8

Für Bauzustände sind alle unter EC1-2 6.3.2 (3) aufgezählten Einwirkungen mit α = 1,00 zu multiplizieren, wenn Schwerverkehr während der Bauphase ausgeschlossen ist.

Die folgenden Einwirkungen sind mit demselben Beiwert α zu multiplizieren:

- Vertikale Ersatzlasten für Erdbauwerke und Erddrücke nach EC2-2 6.3.6.4,
- Fliehkräfte nach EC2-2 6.5.1,
- Seitenstoß nach EC2-2 6.5.2 (multipliziert mit α nur für α ≥ 1),
- Anfahr- und Bremskräfte nach EC2-2 6.5.3,
- kombinierte Tragwerks- und Gleisreaktionen auf veränderliche Einwirkungen nach EC2-2 6.5.4,
- Entgleisungslasten für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach EC2-2 6.7.1 (2),
- Lastmodell SW/0 für Durchlaufträger nach EC2-2 6.3.3 und EC2-2 6.8.1 (8).

Zur Überprüfung der Verformungsgrenzen sollen klassifizierte Vertikallasten und andere Einwirkungen mit α nach EC2-2 6.3.2 (3) multipliziert werden (außer beim Reisendenkomfort, bei dem α zu 1 anzusetzen ist). EC1-2 6.3.2 (4)P

Eine Klassifizierung des Lastmodells kann in diesem Beispiel unterbleiben, da gegenüber dem normalen Verkehr seitens der zuständigen Behörde weder ein schwererer noch ein leichterer Verkehr anzunehmen ist.

$\alpha = 1{,}00.$

Die seitliche Exzentrizität der Vertikallasten aus dem Lastbild LM 71 ist durch ein Verhältnis der beiden Radlasten einer Achse von EC1-2 6.3.5 (1)P

$$\frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1{,}25$$

zu berücksichtigen. Die daraus resultierende Exzentrizität beträgt

$$e \leq \frac{r}{18}$$

mit: Q_{v1}, Q_{v2} Radlasten
e Exzentrizität der Vertikallasten gegenüber der Gleisachse
r Radabstand (auf Laufkreis bezogen)

Die Exzentrizität der Vertikallasten kann bei der Berücksichtigung der Ermüdung vernachlässigt werden. EC1-2 6.3.5 (1)P

Mit einem Radabstand von r = 1,50 m ergibt sich eine maximale Lastexzentrizität von

$$e = 1{,}50 / 18 = 0{,}083 \text{ m}$$

gegenüber der planmäßigen Gleisachse.

Die Achslasten Q_{vk} des Lastmodells 71 werden in Brückenlängsrichtung als gleichmäßig verteilt angenommen. EC1-2 6.3.6.2 (1)

<u>Anmerkung</u>:

Dies ist bei einer Stützweite größer 10 m ausreichend genau.

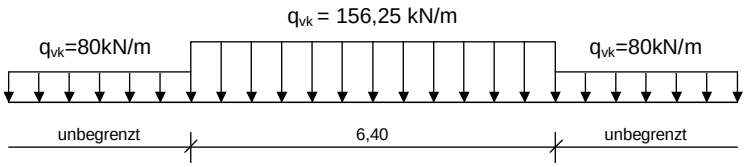


Abbildung 9 Vereinfachtes Lastmodell 71

Grundlast: q_{vk} = 80,00 kN/m
Überlast: q_{vk} = 76,25 kN/m

Dynamische Effekte – Überprüfung des Resonanzrisikos

Die Anforderungen zur Entscheidung, ob eine statische oder dynamische Berechnung erforderlich wird, sind in Ril 804.3101 geregelt.

EC1-2 NDP zu 6.4.4 (1)

Der dynamische Beiwert Φ berücksichtigt die dynamische Erhöhung von Spannungen und Verformungen im Tragwerk, aber nicht Resonanzerscheinungen und übermäßige Schwingungen des Überbaus.

EC1-2 6.4.5.1 (1)

Siehe auch Ril 804.3101 Kap. 3

Die Gefahr von Resonanz oder übermäßigen Schwingungen kann insbesondere bei Geschwindigkeiten $V > 200$ km/h auftreten. Diese dynamischen Auswirkungen sind durch die dynamischen Beiwerte nicht unmittelbar abgedeckt, so dass detaillierte Berechnungen durchgeführt werden müssen.

Anmerkung:

Folgende dynamische Auswirkungen können auftreten.

- Schnittgrößenerhöhung:
  Die Schnittgrößen durch Überfahrt der BLZ können größer sein als die Schnittgrößen aus LM 71, multipliziert mit dem Schwingbeiwert.

- Überbaubeschleunigung:
  Es kann sich eine unzulässige vertikale, nach oben gerichtete Beschleunigung des Schotters bzw. der Festen Fahrbahn ergeben.

- Schwingspiele:
  Bei Überfahrt von BLZ können sich bei Erreichen der Resonanzgeschwindigkeit eine große Anzahl von Schwingspielen einstellen, die durch die vereinfachten Vorgaben des Ermüdungsnachweises nicht abgedeckt sind.

Auf eine dynamische Berechnung darf verzichtet werden, wenn eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

Ril 804.3101 Kap. 3 (2)

- bei S-Bahnen,
- $V_ö \leq 90$ km/h ($V_ö$: örtliche Geschwindigkeit), wenn Radsatzlasten $Q_{RSL} > 225$ kN vorhanden sind, darf dieses Kriterium nur angewendet werden, wenn die Bemessung mit einem Klassifizierungsfaktor $\alpha > 1$ erfolgt,

- $V_ö \leq 160$ km/h, wenn Radsatzlasten $Q_{RSL} \leq 225$ kN und die Linienlast m' ≤ 80 kN/m sind,
- bei einfeldrigen Rahmentragwerken,
- bei Durchlaufträgern.

Da keine der Bedingungen erfüllt ist, muss das Resonanzrisiko überprüft werden.

Anmerkung:

Die angegebene Grenze (225 kN) bezieht sich auf die Radsatzlast der wirklich verkehrenden Züge und nicht auf das Bemessungsmodell LM 71. Die zulässigen Radsatzlasten der verkehrenden Züge sind entsprechend der vorgesehenen Streckenklasse bzw. Schwerwagenklasse vorgegeben. Die Bedingungen $Q_{RSL} \leq 225$ kN und m' ≤ 80 kN/m entsprechen z. B. der Streckenklasse D4 (DB).

Ril 804.3101 Kap. 3 Abs. (2)

Wie die bisherigen Erfahrungen mit Bauwerken unter Betrieb zeigt, besteht kein Resonanzrisiko bei geringen Geschwindigkeiten. Dennoch wurde im Hinblick auf schwere, kurze Güterwagen mit hohen Radsatzlasten (z. B. Ganzzüge mit 250 kN Radsatzlast) eine Einschränkung vorgenommen.

Vereinfachte Überprüfung des Resonanzrisikos

Ril 804.3101 Kap. 3 (3)

Auf eine dynamische Berechnung darf verzichtet werden, wenn für ein Tragwerk die maßgebende Eigenfrequenz der Biegeschwingung n_0 innerhalb festgelegter Grenzen liegt und zusätzlich eine der folgenden Bedingungen erfüllt ist:

EC1-2 NDP zu 6.4.4 (1) & Ril 804.3101 Bild 3

- $V_ö \leq 200$ km/h ($V_ö$: örtliche Geschwindigkeit).
- Das Tragwerk ist ein balkenartiger Einfeldträger mit einer Stützweite L ≥ 40 m.
- Das Tragwerk ist ein balkenartiger Durchlaufträger in Betonbauart mit einer kleinsten Stützweite min L ≥ 40 m und einer größten Stützweite max L ≤ 1,5 min L.

Die erste Bedingung ist erfüllt, es ist die Eigenfrequenz zu überprüfen, um eventuell auf eine dynamische Berechnung verzichten zu dürfen.

Bei Brücken werden die Eigenfrequenzen eines Bauteils aus der Biegelinie unter ständigen Einwirkungen ohne quasiständigen Verkehrslastanteil berechnet.

Für einen auf Biegung beanspruchten Einfeldträger kann die Eigenfrequenz n_0 mit folgender Gleichung ermittelt werden:

Ril 804.3101 Kap. 3 (3) & Ril 804.3301 A01, Kap. 1 (1)

$$n_0 = \frac{17{,}75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]} \qquad \text{(a)}$$

oder

$$n_0 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \sqrt{\frac{E_{cm} \cdot I}{m}} \qquad \text{(b)}$$

mit:

δ_0 Durchbiegung in Feldmitte [mm] infolge ständiger Einwirkungen in mm (einschließlich Oberbau)

maßgebende Länge $L_\phi = L$ nach EC1-2 NDP zu 6.4.5.3 Tab. NA.6.2 Fall 5.1 Überstände des Überbaus werden vernachlässigt

L Stützweite

E_{cm} Kurzzeit-E-Modul

EC2-2 3.1.2 Tab 3.1 Durchbiegung des Betons mit Kurzzeitmodul E_{cm} und für Zustand I

I Biegeträgheitsmoment

m Masse pro Längeneinheit, einschl. Oberbau (z. B. in [t/m]); $m = g_{k,ges} / g$

$\Sigma G_{kj} = G_{k1} + G_{k2} + G_{k3}$ siehe Abschn. 2.2.1.1
$m = \Sigma G_{kj} / g$
$g = 9{,}81$ m/s²
I_{cv} s. Abschn. 2.1.3.2

$$n_{01} = \pi / (2 \cdot 12{,}50^2) \cdot (33.000 \cdot 0{,}935 \cdot 9{,}81 / (159{,}8 + 69{,}8 + 33{,}9) \cdot 10^3)^{1/2}$$

$$n_{01} = 10{,}77 \text{ Hz}$$

Oberer Grenzwert der Eigenfrequenz:

Grenze (1) nach Ril 804.3101, Bild 3

$$n_{02} = 94{,}76 \cdot L^{-0{,}748} \qquad (n_0 \text{ in Hz})$$
$$n_{02} = 14{,}33 \text{ Hz}$$

L = l = 12,5 m

Unterer Grenzwert der Eigenfrequenz:

Grenze (2) nach Ril 804.3101, Bild 3

$$n_0 = 80 / L \qquad (n_0 \text{ in Hz})$$
$$n_0 = 6{,}40 \text{ Hz}$$

L = l = 12,5 m

$$6{,}40 \text{ Hz} \leq n_0 = 10{,}77 \text{ Hz} \leq 14{,}33 \text{ Hz}$$

Es liegt demnach keine Gefahr der Resonanzbildung und des Entstehens übermäßiger Schwingungen vor.

Dieser Nachweis wird in der Regel für die Ermittlung der erforderlichen Überbauhöhe bei Einfeldträgern mit $V_e = 200$ km/h maßgebend. Lassen andere geometrische bzw. örtliche Randbedingungen eine entsprechende Überbauhöhe nicht zu, und liegt somit die Eigenfrequenz unterhalb bzw. oberhalb der Grenzwerte, sind genauere dynamische Analysen erforderlich. Hinweise dazu liefert EC1-2 6.4.6, bzw. Ril 804.3301.

In Abhängigkeit von der geforderten Streckenwartung ist für die sorgfältige Unterhaltung der Gleise der Schwingbeiwert Φ_2 anzusetzen. EC1-2 6.4.5.2 (2)

In der Regel ist von einem sorgfältig instand gehaltenen Gleis auszugehen; hierfür ist Φ_2 anzuwenden. EC1-2 NDP zu 6.4.5.2 (3)P

Sorgfältiger Unterhaltungszustand:

EC1-2 6.4.5.2 Gl. (6.4)

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 = \frac{1{,}44}{\sqrt{12{,}50} - 0{,}2} + 0{,}82$$

maßgebende Länge $L_\phi = l$ nach EC1-2 NDP zu 6.4.5.3 (1) Tab NA.6.2 Fall 5.1
Überstände des Überbaus werden vernachlässigt

$\Phi_2 = 1{,}25$ mit $1{,}00 \leq \Phi_2 \leq 1{,}67$

Mit diesem dynamischen Beiwert sind die vertikalen Lasten der Lastmodelle LM 71, SW/0 und SW/2 zu multiplizieren. EC1-2 6.4.5.2 (1)P

2.2.1.2.1.2 Lastmodell SW/0

EC1-2 6.3.3 Tab. 6.1

Alle **Durchlaufträger**, die für das Lastmodell 71 bemessen werden, sind zusätzlich für das Lastmodell SW/0 zu untersuchen. EC1-2 6.8.1 (8)P

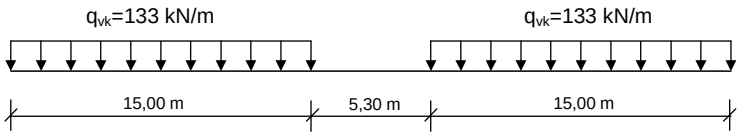


Abbildung 10 Lastmodell SW/0

<u>Anmerkung:</u>
Dies gilt sinngemäß auch für Rahmentragwerke.

Für den vorliegenden Fall eines Einfeldträgers ist somit die Anwendung dieses zusätzlichen Lastmodells nicht erforderlich.

2.2.1.2.1.3 Lastmodell SW/2

EC1-2 6.3.3 Tab. 6.1

Das Lastmodell SW/2 stellt den statischen Anteil des Schwerverkehrs dar. Die Lastanordnung ist mit den charakteristischen Werten der Vertikallasten anzunehmen und darf nicht geteilt werden.

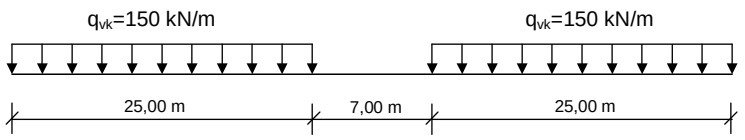
EC1-2 6.3.3 (2)
EC1-2 6.3.3 (3)P
Abb. 6.2 Tab. 6.1

Strecken oder Streckenabschnitte mit Schwerverkehr werden durch das Eisenbahn-Infrastrukturunternehmen benannt.

EC1-2 NDP zu 6.3.3 (4)P

Wird ein Klassifizierungsbeiwert α = 1,21 angesetzt, braucht das Lastmodell SW/2 nicht angesetzt zu werden.

EC1-2 NDP zu 6.3.2 (3)P



EC1-2 6.3.3 Tab. 6.1
Abb. 6.2

Abbildung 11 Lastmodell SW/2

2.2.1.2.1.4 Unbeladener Zug

EC1-2 6.3.4

Für einige spezielle Nachweise wird ein gesondertes Lastmodell, der Unbeladene Zug, verwendet. Zum Nachweis der Gesamtstabilität ist die Kombination Unbeladener Zug ohne dynamischen Beiwert mit voller Windlast anzusetzen. Es handelt sich dabei um eine vertikale, gleichmäßig verteilte Belastung mit einem Nennwert von:

EC1-2 6.3.4 (1)

q_{vk} = 10,0 kN/m

EC1-2 6.3.4 (1)

2.2.1.2.1.5 Verkehrslast bei Gleis- und Brückenunterhaltung

EC1-2 6.8.4 (1)P

Wenn keine projektspezifischen Festlegungen getroffen werden, gelten für vorübergehende Bemessungssituationen die Lastmodelle nach EC1-2 Anhang H.

EC1-2 NDP zu 6.8.4 (1)P

Bei der Überprüfung der Bemessung für vorübergehende Bemessungssituationen aufgrund von Gleis- oder Brückeninstandhaltung sollten die charakteristischen Werte der Lastmodelle 71, SW/0, SW/2, Unbeladener Zug und HSLM sowie der zugehörigen Eisenbahnverkehrslasten gleich zu den charakteristischen Werten der zugehörigen Belastungen aus Abschnitt

EC1-2 Anhang H

EC1-2 6 für dauerhafte Bemessungssituation verwendet werden.

Für den Lagerwechsel trifft die Ril 804 Vorgaben. — Ril 804.5101 Kap. 4.1 Abs. (2)

2.2.1.2.1.6 Fliehkräfte — EC1-2 6.5.1

Bei Brücken, die ganz oder teilweise in einem Gleisbogen liegen, sind die Fliehkräfte und die Überhöhung zu berücksichtigen. — EC1-2 6.5.1 (1)P

Der Ansatzpunkt der Fliehkräfte ist, wenn im Einzelprojekt nichts anderes festgelegt ist, mit h_t = 1,80 nach EC1-2 Bild 1.1 anzusetzen. — EC1-2 NDP zu 6.5.1 (2)

<u>Anmerkung:</u>

Ansatz in Höhe von 1,80 m über Schienenoberkante horizontal nach außen wirkend.

Die Fliehkraft ist immer mit der Vertikalbelastung zu kombinieren. Die Fliehkraft ist nicht mit dem dynamischen Beiwert Φ zu multiplizieren. — EC1-2 6.5.1 (3)P

Die charakteristischen Werte der Fliehkraft ergeben sich für die Achslasten:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot f \cdot Q_{vk}$$ — EC1-2 6.5.1 (4)P Gl. (6.17)

und für die Streckenlasten:

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} \cdot f \cdot q_{vk}$$ — EC1-2 6.5.1 (4)P Gl. (6.18)

mit: $$f = 1 - \frac{V - 120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1{,}75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2{,}88}{L_f}} \right)$$ — EC1-2 6.5.1 (8) Gl. (6.19)

wobei:

Q_{tk}, q_{tk} charakteristische Werte der Zentrifugallasten in [kN], [kN/m]
Q_{vk}, q_{vk} charakteristische Werte der Vertikallasten des jeweiligen Lastmodells in [kN], [kN/m]

V	maximal festgelegte Geschwindigkeit in [km/h]	
r	Radius des Gleisbogens in [m]	
L_f	Einflusslänge in [m] des belasteten Teils des Gleisbogens auf der Brücke, die am ungünstigsten für die Bemessung des jeweils betrachteten Bauteils ist	
f	Abminderungsfaktor für V > 120 km/h und L_f > 2,88 m	EC1-2 6.5.1 (7)

Mit: V_{max} = 200 km/h und L_f = 14,40 m

ergibt sich: f = 0,743.

Bei Ansatz des Lastmodells 71 und Entwurfsgeschwindigkeiten von mehr als 120 km/h sind zwei Fälle zu berücksichtigen:

– Lastmodell 71 (und falls erforderlich Lastmodell SW/0) mit Schwingbeiwert und der Fliehkraft für V = 120 km/h und f = 1,0 — EC1-2 6.5.1 (7) a)

– Lastmodell 71 (und falls erforderlich Lastmodell SW/0) mit dem dynamischen Beiwert und die Fliehkraft nach Gleichung EC1-2 (6.17) und (6.18) für die maximale Geschwindigkeit V mit einem Abminderungsbeiwert f nach EC1-2 6.5.1 (8) — EC1-2 6.5.1 (7) b)

Im Fall des Lastmodells SW/2 ist für die Ermittlung der Fliehkraft eine Geschwindigkeit von 80 km/h anzunehmen. — EC1-2 NCL zu 6.5.1 (5)P

Damit ergeben sich folgende zu kombinierende charakteristische Werte der Einwirkungen:

<u>Lastmodell 71</u>:

Fliehkräfte:

Grundlast:	q_{tk} = 2,6 kN/m	mit V = 120 km/h, f = 1,0
Überlast:	q_{tk} = 2,5 kN/m	mit V = 120 km/h, f = 1,0

zu kombinieren mit:

Vertikallasten:

Grundlast:	$\Phi \cdot q_{vk}$ = 100,0 kN/m
Überlast:	$\Phi \cdot q_{vk}$ = 95,3 kN/m

Abgemindertes Lastmodell 71:

Fliehkräfte:

Grundlast: q_{tk} = 5,3 kN/m mit V = 200 km/h, f = 0,743
Überlast: q_{tk} = 5,1 kN/m mit V = 200 km/h, f = 0,743

zu kombinieren mit:

Vertikallasten:

Grundlast: $\Phi \cdot f \cdot q_{vk}$ = 74,3 kN/m mit f = 0,743
Überlast: $\Phi \cdot f \cdot q_{vk}$ = 70,8 kN/m mit f = 0,743

Lastmodell SW/2: EC1-2 6.5.1 (5)P

q_{tk} = 2,2 kN/m mit V = 80 km/h, f = 1,0 in Kombination mit $\Phi \cdot q_{vk}$ = 187,5 kN/m

Lastmodell Unbeladener Zug:

q_{hk} = 0,9 kN/m mit V_{max} = 200 km/h, f = 1,0 in Kombination mit q_{vk} = 10,0 kN/m

Für die Lastmodelle SW/2 und Unbeladener Zug sollte der Abminderungsfaktor mit f = 1,0 angenommen werden.

2.2.1.2.1.7 Seitenstoß EC1-2 6.5.2

Der Seitenstoß ist als horizontal in Schienenoberkante angreifende Einzellast rechtwinklig zur Gleisachse anzusetzen. Er ist sowohl bei geraden als auch bei gebogenen Gleisen anzusetzen. EC1-2 6.5.2 (1)P

Die Last aus dem Seitenstoß darf bei durchgehendem Schotterbett in Gleisrichtung gleichmäßig auf eine Länge von L = 4,0 m verteilt werden. Bei Ermittlung der Erddrucklast darf der Seitenstoß auf eine Länge von L = 2 · a + 4,0 m verteilt werden. Hierbei gibt das Maß a den lichten Abstand zwischen Schwellenkopf und Wand an. Für besondere Bauarten des Oberbaus, z. B. schotterlosen Oberbau oder feste Fahrbahn, sind bauartenbezogene Überlegungen erforderlich. EC1-2 NCI zu 6.5.2 (NA.5)

Der charakteristische Wert des Seitenstoßes ist mit Q_{sk} = 100 kN anzusetzen. Er ist weder mit dem Beiwert Φ noch mit dem Beiwert f zu multiplizieren. EC1-2 6.5.2 (2)P

Der charakteristische Wert des Seitenstoßes in EC1-2, 6.5.2 (2) sollte mit dem Beiwert α nach EC1-2, 6.3.2 (3) für Werte von $\alpha \geq 1$ multipliziert werden. EC1-2 6.5.2 (3)

Der Seitenstoß ist immer mit einer vertikalen Verkehrslast zu kombinieren. EC1-2 6.5.2 (4)P

2.2.1.2.1.8 Einwirkungen aus Anfahren und Bremsen

Brems- und Anfahrkräfte wirken auf Höhe der Schienenoberkante in Längsrichtung des Gleises. Sie sind als gleichmäßig verteilt über die zugehörige Einflusslänge $L_{a,b}$ der Anfahr- und Bremseinwirkung für das jeweilige Bauteil anzunehmen. Die Richtung der Anfahr- und Bremskräfte hat die jeweils zugelassenen Fahrtrichtungen der einzelnen Gleise zu berücksichtigen. EC1-2 6.5.3 (1)P

Die charakteristischen Werte für Anfahr- und Bremskräfte sind wie folgt anzunehmen: EC1-2 6.5.3 (2)P

Anfahrkraft: für Lastmodell 71, die Lastmodelle SW und HSLM

$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} \leq 1000$ kN mit L = 14,40 m EC1-2 6.5.3 (2)P Gl. (6.20)

$Q_{lak} = 475{,}2$ kN ≤ 1000 kN

Bremskraft: für Lastmodell 71, Lastmodell SW / 0 und HSLM

$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \leq 6000$ kN mit L = 14,40 m EC1-2 6.5.3 (2)P Gl. (6.21)

$Q_{lbk} = 288{,}0$ kN ≤ 6000 kN

für Lastmodell SW / 2

$Q_{lbk} = 35 \cdot L_{a,b}$ mit L = 14,40 m EC1-2 6.5.3 (2)P Gl. (6.22)

$Q_{lbk} = 504{,}0$ kN

Die oben erwähnten Anfahr- und Bremskräfte für die Lastmodelle 71 und SW/0 sollten mit dem Beiwert α multipliziert werden. EC1-2 6.5.3 (4)

Anfahr- und Bremskräfte sind mit den zugehörigen Vertikallasten zu kombinieren. EC1-2 6.5.3 (7)P

Wenn das Gleis an einem oder beiden Überbauenden durchläuft, wird nur ein gewisser Anteil der Anfahr- und Bremskräfte vom Überbau auf die Lager übertragen. Der verbleibende Lastanteil wird vom Gleis übertragen und hinter den Widerla- EC1-2 6.5.3 (8)

gern aufgenommen. Der über den Überbau auf die Lager übertragene Lastanteil sollte unter Berücksichtigung der gemeinsamen Antwort des Tragwerks und des Gleises bestimmt werden.

Bei durchgehendem, verschweißtem Gleis dürfen einteilige Tragwerke von Eisenbahnbrücken mit einer Gesamtlänge bis 30 m auch schwimmend, d. h. in Brückenlängsrichtung elastisch gelagert werden, wenn sie quer zur Gleisachse mechanisch festgehalten werden. Die Festhaltungen müssen dabei in einer Bauwerkslängsachse angeordnet werden. Die horizontalen Lagerkräfte aus Bremsen und Anfahren dürfen dann vereinfachend, soweit sie ungünstig wirken, aus einer Überbauverschiebung von 4 mm in Brems- und Anfahrrichtung ermittelt werden. Ril 804.5101 Kap. 2.2 (16)

2.2.1.2.1.9 Ermüdungslastmodell EC1-2 6.9

Ein Ermüdungsnachweis ist für alle Bauteile durchzuführen, die Spannungsschwankungen unterliegen. EC1-2 6.9 (1)P

Für den normalen Verkehr, basierend auf den charakteristischen Werten des Lastmodells 71, einschließlich des dynamischen Beiwerts Φ_2, sollte der Ermüdungsnachweis auf der Grundlage der Verkehrszusammenstellungen „Regelverkehr“, Schwerverkehr mit 250 kN-Achsen“ oder „Nahverkehr“ geführt werden, abhängig davon, ob das Bauwerk Mischverkehr, überwiegend Schwerverkehr oder Nahverkehr trägt, nach den festgelegten Anforderungen. Details der Betriebszüge und der zu betrachtenden Verkehrszusammenstellungen und der dynamischen Beiwerte sind in EC1-2 Anhang D gegeben. EC1-2 6.9 (2)

Wenn keine projektspezifischen Festlegungen getroffen werden, kann bei Personenverkehr und Mischverkehr bis 22,5 t-Achslasten die Verkehrsmischung „Regelverkehr“ nach EC1-2 Tabelle D.1 verwendet werden. EC1-2 NCI zu 6.9 (2)

Falls die Verkehrszusammenstellung nicht den wirklichen Verkehr widerspiegelt (z. B. in besonderen Situationen, bei denen ein bestimmter Fahrzeugtyp die Ermüdungsbelastung dominiert oder für Verkehr, der ein $\alpha > 1$ erfordern), sollte nach EC1-2 6.3.2 (3) eine alternative Verkehrszusammenstellung erfolgen. EC1-2 6.9 (3)

Wenn keine projektspezifischen Festlegungen getroffen werden, kann für Strecken mit $\alpha > 1$ die Verkehrsmischung „Schwerverkehr mit 25 t-Achslasten“ nach EC1-2 Tabelle D.1 verwendet werden. EC1-2 NCI zu 6.9 (3)

Jede Verkehrszusammenstellung basiert auf einer Jahrestonnage von $25 \cdot 10^6$ Tonnen, die auf jedem Gleis der Brücke erreicht werden. EC1-2 6.9 (4)

Für mehrgleisige Bauwerke ist die Ermüdungsbelastung auf maximal zwei Gleisen in der ungünstigsten Stellung anzusetzen. EC1-2 6.9 (5)P

Der Ermüdungsnachweis sollte für die Bemessungslebensdauer des Bauwerks geführt werden. EC1-2 6.9 (6)

Die Bemessungslebensdauer beträgt 100 Jahre. EC1-2 NDP zu 6.9 (6)

Alternativ kann der Ermüdungsnachweis auf Grundlage einer besonderen Verkehrszusammenstellung erfolgen. EC1-2 6.9 (7)

Eine besondere Verkehrszusammenstellung kann für das Einzelprojekt festgelegt werden. EC1-2 NDP zu 6.9 (7)

Falls eine dynamische Berechnung nach EC1-2 6.4.4 erforderlich wird und die dynamischen Auswirkungen wahrscheinlich übermäßig werden, sind zusätzliche Anforderungen für den Ermüdungsnachweis der Brücken in EC1-2 6.4.6.6 gegeben. EC1-2 6.9 (8)

Vertikale Verkehrslasten, einschließlich dynamischer Einwirkungen und Fliehkräfte, sollten im Ermüdungsnachweis berücksichtigt werden. Im Allgemeinen können Seitenstoß (Schlingerkräfte) und Längskräfte im Ermüdungsnachweis vernachlässigt werden. EC1-2 6.9 (9)

ANMERKUNG In einigen besonderen Situationen, z. B. Brücken in Kopfbahnhöfen, sollten im Ermüdungsnachweis die Auswirkungen der Längskräfte berücksichtigt werden.

<u>Anmerkung:</u>

Die Vorgabe einer speziellen Verkehrszusammensetzung und Nutzungsdauer wird in der Praxis eine Ausnahme sein.

Im vorliegenden Fall ist das Lastmodell 71 mit dynamischem Beiwert zugrunde zu legen. Der maßgebende Lastfall ist das fahrende Lastmodell 71 mit der zugehörigen Fliehkraft.

Grundlast: q_{vk} = 80,00 kN/m siehe Abschnitt 2.2.1.2.1.1
Überlast: q_{vk} = 76,25 kN/m

dynam. Beiwert: Φ = 1,25 siehe Abschnitt 2.2.1.2.1.1

2.2.1.2.2 Sonstige veränderliche Einwirkungen

2.2.1.2.2.1 Verkehrslasten auf Dienstgehwegen

EC1-2 6.3.7

Lasten aus Fußgänger- und Radverkehr sowie der allgemeinen Instandhaltung können durch eine gleichmäßig verteilte Belastung mit einem charakteristischen Wert q_{vk} = 5,0 kN/m² berücksichtigt werden.

EC1-2 6.3.7 (2)

Zur Berechnung örtlicher Bauteile kann eine Einzellast Q_k = 2 kN berücksichtigt werden. Sie sollte auf einer quadratischen Fläche mit 200 mm Seitenlänge angeordnet werden.

EC1-2 6.3.7 (3)

<u>Anmerkung:</u>

Nach Vorgabe des Eisenbahninfrastrukturunternehmens war die Einzellast nicht zu berücksichtigen.

Die Breite des Dienstgehweges beträgt b = 1,39 m. Es ergibt sich eine Streckenlast je Dienstweg von:

siehe Abschnitt 1.2.2

q'_{vk} = 6,95 kN/m

Gesamtlast für beide Dienstgehwege:

q_{vk} = 13,9 kN/m

2.2.1.2.2.2 Einwirkungen auf Geländer

Der charakteristische Wert der Horizontalkraft auf Geländer von Dienstgehwegen ist 0,8 kN/m, der Teilsicherheitswert zu $\gamma_{Q,sup}$ = 1,5 anzunehmen.

EC1-2 NCI zu 6.3.7 (4)

<u>Anmerkung:</u>

Ansatz in Oberkante Geländer, horizontal nach außen oder innen wirkend.