

Dr.-Ing. Rolf Wörner
Beratender Ingenieur, KBI
Prüfingenieur für Baustatik
Ö.b.u.v. Sachverständiger für Schäden
an tragenden Bauteilen im Massivbau

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Prüfingenieur für Baustatik

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Prüfingenieur für Baustatik

Dipl.-Ing. (FH) Franz-J. Donauer

1. Ausfertigung

Pferdemarktbrücke in Oldenburg

Gutachterliche Stellungnahme zum baulichen Zustand und zur Tragfähigkeit

Auftraggeber: Stadt Oldenburg
Amt für Verkehr und Straßenbau
Industriestr. 1
26105 Oldenburg

Datum: 21.09.2011

Projektnummer: 11/824

Seitenzahl: 36

Anlagen: Anlage A, 9 Seiten
Anlage B, 7 Seiten

Inhaltsverzeichnis

1	Anlass und Vorgehensweise	4
1.1	Anlass	4
1.2	Fragestellungen	4
1.3	Gliederung des Gutachtens	5
2	Verwendete Unterlagen	6
2.1	Unterlagen der Bürgerinitiative ILQ	6
2.2	Unterlagen der DB AG	6
3	Normen und Literatur	7
4	Übersicht über das bahnspezifische Regelwerk	8
4.1	Vorbemerkungen	8
4.2	Das allgemeine Eisenbahngesetz (AEG)	8
4.2.1	Grundsätze	8
4.2.2	Das Eisenbahnbundesamt	9
4.3	Die Eisenbahnbau- und Betriebsordnung (EBO)	9
4.4	Die Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und im Hochbau (VV BAU)	10
4.5	Allgemein anerkannte Regeln der Bautechnik	11
4.6	Neubau von Eisenbahnbrücken	11
4.7	Inspektion von Eisenbahnbrücken	12
4.8	Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken“	14
5	Pferdemarktbrücke - Beschreibung des Bauwerks	15
5.1	Bauliche Durchbildung	15
5.2	Angesetzte Verkehrslasten	17
5.3	Probelastungen vor der Inbetriebnahme	17

6	Unterhaltungsarbeiten des Bauherrn	18
6.1	Brückeninspektionen	18
6.2	Brückennachrechnungen	19
6.2.1	Nachrechnung der Brückentragfähigkeit, 2004 ([NR1])	19
6.2.2	Ergänzende Untersuchungen für die Querrichtung, 2005 [NR2]	20
6.2.3	Bauwerksuntersuchung und rechnerische Überprüfung, 2008 [NR3]	21
7	Eigene Überlegungen	22
7.1	Ergebnisse des Ortstermins am 11.07.2011	22
7.2	Zu den Materialeigenschaften	22
7.2.1	Beton	22
7.2.1.1	Betonfestigkeitsklasse	22
7.2.1.2	Nacherhärtung	23
7.2.1.3	Betonalterung	24
7.2.2	Bewehrungsstahl	25
7.2.3	Spannstahl	25
7.2.4	Bewertung der Materialeigenschaften	26
7.3	Zu den Verkehrslasten aus Eisenbahnverkehr	28
7.3.1	Regelungen der EBO, § 8	28
7.3.2	Verkehrslasten nach DIN-FB 101	29
7.3.2.1	Vertikallasten - charakteristische Werte	29
7.3.2.2	Klassifizierung der Lastmodelle	30
7.3.2.3	Außergewöhnliche Transporte	31
7.3.3	Verkehrslasten für die Bewertung der Tragsicherheit bestehender Brücken	31
7.3.4	Bewertung der Verkehrslasten	31
7.4	Zu den Nachrechnungen im Auftrag der DB AG [NR1] bis [NR3]	32
7.4.1	Allgemeines	32
7.4.2	Zusammenfassung der vorliegenden Nachrechnungen [NR1] bis [NR3]	32
7.4.3	Stellungnahme des FvBel [DB15]	33
7.4.4	Eigene Berechnungen zur Ermüdungsfestigkeit der Aufhängebewehrung	34
7.4.5	Bewertung der Nachrechnungen	34
8	Zusammenfassung	35

1 Anlass und Vorgehensweise

1.1 Anlass

Im Stadtgebiet von Oldenburg überführt die Pferdemarktbrücke unmittelbar an der Einfahrt zum Hbf. Oldenburg die DB-Strecke 1522 Oldenburg – Wilhelmshaven über eine belebte Straßenkreuzung. Diese Brücke wird nach Aussage des Amtes für Verkehr und Straßenbau seit jeher mit allen Zugarten vom Personennahverkehr bis hin zu schweren Güterzügen befahren. Im Zusammenhang mit dem Ausbau des Jade-Weser-Ports in Wilhelmshaven wird zukünftig eine Zunahme des Güterverkehrs auf der Brücke erwartet.

In Teilen der Bevölkerung wachsen seit einiger Zeit die Befürchtungen, dass die Brücke diesen Verkehrsbelastungen nicht mehr gewachsen sein könnte. Dabei hat vor allem die Bürgerinitiative "Lebensqualität an der Bahn in Oldenburg" (ILQ) in mehreren Anfragen an die Stadt, an das zuständige Ministerium sowie an die DB AG als Baulastträger die Sorge formuliert, dass die Alterungsprozesse des Betons und der Unterhaltungszustand des Bauwerks zu einer für die zunehmende Verkehrsbelastung nicht mehr ausreichenden Tragfähigkeit führen könnten.

Nachdem die Stellungnahmen der DB AG als Bauherr diese Befürchtungen nicht zerstreuen konnten, wurde die BORAPA Ingenieurgesellschaft mit der Erstellung eines Gutachtens zum baulichen Zustand und zur Tragfähigkeit der Pferdemarktbrücke beauftragt. Verkehrstechnische und verkehrspolitische Fragestellungen, Probleme des Lärmschutzes und der Standsicherheit der anschließenden Fahrdämme waren nicht Gegenstand der Bearbeitung.

1.2 Fragestellungen

Im Vorfeld der Beauftragung wurden der BORAPA Ingenieurgesellschaft bereits verschiedene Stellungnahmen und Pressemitteilungen der ILQ, Zeitungsartikel und technische Unterlagen zu der in Rede stehenden Pferdemarktbrücke übergeben. Am 11.07.2011 fand dann in Oldenburg ein Besprechungstermin statt, bei dem Vertreter der Stadt Oldenburg, der DB AG, der Bürgerinitiative ILQ sowie der BORAPA Ingenieurgesellschaft anwesend waren. Nach einem Meinungsaustausch und einer ersten Diskussion der technischen Zusammenhänge wurde das in Rede stehende Bauwerk in Augenschein genommen.

Anhand des Schriftverkehrs der ILQ und der verschiedenen Zeitungsartikel konnten folgende Fragestellungen zur Standsicherheit des Bauwerks herausgearbeitet werden:

- a) Kann die Statische Berechnung, die im Jahr 1965 für den Brückenneubau erstellt wurde, zur Beurteilung der heutigen Tragsicherheit herangezogen werden?
Dabei steht insbesondere die Befürchtung im Raum, dass sich die tatsächlichen Zuglasten gegenüber den ursprünglichen Lastansätzen geändert haben könnten.
- b) Ist aufgrund des Langzeitverhaltens des Betons, der Materialermüdung und wegen des Spannungsabfalls im Spannstahl aufgrund des Kriechens und Schwindens des Beton mit einer unplanmäßigen Reduzierung der Tragsicherheit zu rechnen?
- c) Ist aufgrund des baulichen Zustandes eine Minderung der Tragsicherheit zu befürchten?
In diesem Zusammenhang weist die ILQ auf Betonschäden und deutliche

Korrosionserscheinungen an der Brückenunterseite hin, die auf korrodierte Spannglieder hinweisen könnten.

d) Ist aufgrund der schlechten Gründungsverhältnisse eine Beeinträchtigung der Standsicherheit zu befürchten?

Diesbezüglich wurde von Seiten der ILQ darauf hingewiesen, dass die Pferdemarktbrücke in einem ehemaligen Sumpfbereich liegt.

Im Rahmen der Diskussion wurde von Seiten der ILQ auch kritisiert, dass die Position der DB AG „*eher oberflächlich und bar jeder wissenschaftlicher Fakten*“ sei.

Das Gutachten sollte sich auf die Bewertung der Brückenüberbauten beschränken. Die Unterbauten, d.h. Pfeiler und Widerlager, sollten nicht näher betrachtet werden. Weitere Fragestellungen, die den Lärmschutz und die Verkehrssicherheit betreffen, wurden im Rahmen des vorliegenden Gutachtens zur Standsicherheit auftragsgemäß nicht bearbeitet.

Grundlage des Gutachtens waren zunächst die Bauwerksunterlagen der DB sowie die eigene Inaugenscheinnahme des Bauwerks sein. Soweit bei der Auswertung dieser Unterlagen Fragen auftraten, wurden ergänzende Unterlagen angefordert und eigene rechnerische Untersuchungen angestellt.

Die DB AG hatte bereits am 11.07.2011 im Rahmen des Gesprächs ihre Unterstützung zugesichert und bereits erste Dokumente übergeben. Weitere Unterlagen wurden im Nachgang angefordert.

1.3 Gliederung des Gutachtens

Die insgesamt verwendeten Unterlagen der ILQ und der DB AG sowie die zugrunde gelegten Normen, Richtlinien und Literaturstellen sind in den Abschnitten 2 bzw. 3 zusammengestellt.

In Abschnitt 4 werden zum besseren Verständnis des Gesamtzusammenhanges die Rahmenbedingungen umrissen, die bei der Planung, dem Bau und der Unterhaltung von Eisenbahnbrücken zu berücksichtigen sind. Die wesentlichen diesbezüglichen rechtlichen Grundlagen sowie die wichtigsten technischen Vorschriften werden zusammengestellt und kurz beschrieben.

Abschnitt 5 enthält eine Beschreibung des Bauwerks und der seinerzeit angesetzten Verkehrslasten sowie eine Bewertung der vor Inbetriebnahme durchgeführten Probebelastung.

In Abschnitt 6 werden die Maßnahmen beschrieben, welche die DB AG als Bauherr im Rahmen ihrer Betreiberverantwortung in den Jahren 1995 bis 2010 durchgeführt hat.

Abschnitt 7 enthält zunächst eine Zusammenfassung der Inaugenscheinnahme am 11.07.2011 (s. hierzu auch Anlage A). Daneben werden dort eigene Überlegungen zur Bewertung der Materialeigenschaften, der angesetzten Verkehrslasten und der vorliegenden, von anderen Ingenieurbüros im Auftrag der DB AG durchgeführten, Nachrechnungen zur Brückentragfähigkeit dargestellt. Außerdem werden die Ergebnisse eigener Berechnungen zur Tragfähigkeit der Trogplatte dargestellt und mit den Ergebnissen der Nachrechnungen verglichen.

2 Verwendete Unterlagen

2.1 Unterlagen der Bürgerinitiative ILQ

[ILQ1] Stammblatt Brückenbau für die Brücke am Pferdemarkt

[ILQ2] insgesamt drei Zeitungsartikel der Nordwest-Zeitung aus der Bauzeit

[ILQ3] Wayss & Freytag AG: Technische Blätter 3/1967

[ILQ4] ILQ-Mitteilungen vom: 12.09.2010, 30.11.2010, 05.01.2011, 15.02.2011,
08.03.2011, 05.04.2011, 02.05.2011, 30.05.2011

2.2 Unterlagen der DB AG

a) Auszüge aus dem Brückenbuch

[DB1] Anweisungen zum Führen des Brückenbuches

[DB2] Wichtige Merkmale der Brücke

[DB3] Überbauten, Stützen

[DB4] Pfeiler, Widerlager

[DB5] Abdichtung

[DB6] Anstrich

[DB7] Bauwerksgeschichte

[DB8] Befunde bei den Haupt- und Nebenprüfungen

29.11.2010: Begutachtung der DB Netz AG

25.08.2009: Inspektionsniederschrift

17.10.2007: Stellungnahme zur Nachrechnung und
empfohlene Maßnahmen der DB Infrastruktur Netz

10.03.2005: Dokumentation der Brückenprüfung:

Deckblatt

Zustandsbewertung

Schadensliste

Maßnahmenvorschlag (10.03.2005/04.04.2005)

12.02.1998: Dokumentation der Brückenprüfung:

Deckblatt

Zustandsbewertung

Schadensliste

Maßnahmenvorschlag

b) Pläne

[DB9] Übersichtsplan
(Ansicht, Draufsicht, Längsschnitt, Querschnitt)

[DB11] 1596/12c: Schalplan Überbau, Achse 2 - 14

[DB10] 1596/20c: Schalplan Überbau, Achse B-14 und 1-A

[DB11] 1596/24c: Bewehrung Überbau, Achse B-14

[DB13] 1596/25c: Bewehrung Überbau, Achse B-14

c) Nachrechnungen

- [NR1] Nord-West-Planungsgesellschaft, Hannover:
Nachrechnung gemäß RiL 805 zur Ermittlung der Belastbarkeitswerte β_{UIC} (2004)
Bautechnische Prüfung durch:
Dipl.-Ing. Reiner Nolting, Hannover.
- [NR2] Weihermüller+Vogel GmbH, Wiesbaden:
Nachrechnung gemäß RiL 805 zur Ermittlung der Belastbarkeitswerte β_{UIC} (2005)
Ergänzende Berechnung für die Querrichtung.
Bautechnische Prüfung durch:
Prof. Dipl.-Ing. Horst Bellmer, Bremen.
- [NR3] Ingenieurbüro Duddeck und Partner GmbH, Braunschweig:
Dokumentation der Bauwerksuntersuchung zur Lage der Spannglieder
aus Quervorspannung (2008)

d) Ergänzende Dokumente

- [DB14] Stellungnahme der DB AG zu den Nachrechnungen [NR1] und [NR2]
FvBel Hannover, 17.10.2007
- [DB15] Ergänzende Nachweise zur Nachrechnung zur Ermittlung
der Belastbarkeitswerte β_{UIC} nach RiL 805,
FvBel Hamburg, 15.09.2011

3 Normen und Literatur

- [N1] Allgemeines Eisenbahngesetz, AEG
- [N2] Eisenbahnbau- und Betriebsordnung, EBO
- [N3] Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau
und im Hochbau, VV BAU
- [N4] DB-Ril 804:
Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand
halten.
- [N5] DB-Ril 805:
Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken
- [N6] DIN-Fachbericht 101:
Einwirkungen auf Brücken
- [N7] DIN-Fachbericht 102:
Betonbrücken
- [L1] Fingerloos, F.:
Bauen im Bestand – Zuordnung historischer Betonfestigkeiten
Beton und Stahlbeton 2008, S.: 214 ff
- [L2] Fehlmann, P.; Vogel, T.:
Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle
Beton und Stahlbeton 2009, S. 416 ff.

4 Übersicht über das bahnspezifische Regelwerk

4.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden zum besseren Verständnis der Gesamtzusammenhänge die wesentlichen rechtlichen Grundlagen und bautechnischen Grundlagen zusammengestellt, aus denen sich die Vorgehensweise beim Bau und Betrieb von Eisenbahn-Verkehrsinfrastrukturbauwerken ableitet. Im Wesentlichen sind dies:

- Das allgemeine Eisenbahngesetz (AEG),
- Die Eisenbahnbau- und Betriebsordnung (EBO),
- Die Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und im Hochbau (VV BAU),
- Allgemein anerkannte Regeln der Bautechnik gemäß der eisenbahnspezifischen Liste der Technischen Baubestimmungen (ELTB), (insbesondere die bahnspezifischen Regelwerke RiL 804 und RiL 805).

4.2 Das allgemeine Eisenbahngesetz (AEG)

4.2.1 Grundsätze

Das allgemeine Eisenbahngesetz (AEG) dient u.a. dem sicheren Betrieb der Eisenbahnen sowie der Sicherstellung eines wirksamen und unverfälschten Wettbewerbs auf der Schiene bei

- der Erbringung von Eisenbahnverkehrsleistungen,
- dem Betrieb von Eisenbahnverkehrsinfrastrukturen.

Entsprechend wird unterschieden in

- Eisenbahn-Verkehrsunternehmen (EVU),
- Eisenbahn-Infrastrukturunternehmen (EIU).

Der Verantwortungsbereich von EIU umfasst damit den Betrieb, den Bau und die Unterhaltung von Schienenwegen der Eisenbahn. Im AEG, §4(1) ist hierzu ausgeführt:

„Die Eisenbahnen sind verpflichtet, ihren Betrieb sicher zu führen und die Eisenbahninfrastruktur, Fahrzeuge und Zubehör sicher zu bauen und in betriebssicherem Zustand zu halten.“

Damit ist die Eigenverantwortung der Eisenbahnunternehmen gesetzlich verankert. Entsprechende Regelungen sind auch auf europäischer Ebene zu finden

("Richtlinie 2004/49/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 29. April 2004 über Eisenbahnsicherheit in der Gemeinschaft und zur Änderung der Richtlinie 95/18/EG des Rates über die Erteilung von Genehmigungen an Eisenbahnunternehmen und der Richtlinie 2001/14/EG über die Zuweisung von Fahrwegkapazität der Eisenbahn, die Erhebung von Entgelten für die Nutzung von Eisenbahninfrastruktur und die Sicherheitsbescheinigung".

Diese wurde in Deutschland mit der Novellierung des Allgemeinen Eisenbahngesetzes sowie des Gesetzes über die Eisenbahnverkehrsverwaltung des Bundes am 16.04.2007 in nationales Recht überführt.

Im AEG, §5 ist die Eisenbahnaufsicht geregelt. Durch sie wird die Beachtung der Regelungen des AEG sowie des Rechts der europäischen Gemeinschaft sichergestellt. Insbesondere haben die Eisenbahnaufsichtsbehörden die Aufgabe, Gefahren abzuwehren, die beim Betrieb der Eisenbahnen entstehen oder von den Betriebsanlagen ausgehen. Eine Vielzahl der Aufsichtsaufgaben wird durch das Eisenbahnbundesamt (EBA) wahrgenommen.

Ohne Genehmigung darf gemäß AEG, § 6 niemand Schienenwege, Steuerungs- und Sicherungssysteme oder Bahnsteige betreiben. Die Genehmigung wird nur erteilt, wenn der Antragsteller die erforderliche Fachkunde nachweist und damit die Gewähr für eine sichere Betriebsführung bietet.

4.2.2 Das Eisenbahnbundesamt

Das Eisenbahn-Bundesamt (EBA) ist eine selbständige deutsche Bundesoberbehörde im Bereich der Bundesverkehrsverwaltung. Es unterliegt der Fach- und Rechtsaufsicht des Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.

Das EBA ist die Sicherheitsbehörde für die Eisenbahnen in Deutschland. Das Amt ist zuständige Aufsichtsbehörde für das Schienennetz der Eisenbahnen des Bundes und der Strecken mit Anschluss an das Ausland sowie für alle regelspurigen Eisenbahnverkehrsunternehmen mit Ausnahme der Regionalbahnen. Die Eisenbahnen, die lediglich Regionalbahn sind oder die für ihren Eisenbahninfrastrukturbetrieb keiner Sicherheitsgenehmigung bedürfen, werden hingegen von den Bundesländern beaufsichtigt. Diese haben aber die Möglichkeit, die Aufsicht an das EBA zu übertragen.

4.3 Die Eisenbahnbau- und Betriebsordnung (EBO)

Die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO) regelt auf der Basis des AEG den Bau und den Betrieb regelspuriger Eisenbahnen in Deutschland.

In der EBO, § 2 ist formuliert, dass Bahnanlagen und Fahrzeuge so beschaffen sein müssen, dass sie den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Diese Anforderungen gelten im Sinn der Verordnung dann als erfüllt, wenn die Bahnanlagen und Fahrzeuge den Vorschriften der EBO und, soweit die EBO keine ausdrücklichen Vorschriften enthält, den anerkannten Regeln der Technik entsprechen.

Anweisungen zur ordnungsgemäßen Erstellung und Unterhaltung der Bahnanlagen und Fahrzeuge sowie zur Durchführung des ordnungsgemäßen Betriebes können durch das Eisenbahnbundesamt (für Eisenbahnen des Bundes) bzw. durch die zuständige Landesbehörde (für nicht bundeseigene Eisenbahnen) erlassen werden.

In EBO, § 17 ist geregelt, dass die Bahnanlagen planmäßig auf ihre ordnungsgemäße Beschaffenheit zu untersuchen sind. Art, Umfang und Häufigkeit der Untersuchung haben sich nach Zustand und Belastung der Bahnanlagen sowie nach der zugelassenen Geschwindigkeit zu richten. Gefährdete Stellen sind so zu überwachen, dass Betriebsgefährdungen rechtzeitig erkannt und Gegenmaßnahmen getroffen werden können.

4.4 Die Verwaltungsvorschrift über die Bauaufsicht im Ingenieurbau, Oberbau und im Hochbau (VV BAU)

Die VV BAU regelt die Bauaufsicht bei dem Bau, der Änderung, der Erneuerung, der Instandsetzung und der Inbetriebnahme von Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes.

Im Rahmen der Eisenbahnverwaltung des Bundes gemäß § 1 Abs. 1 BEVVG obliegen dem Eisenbahnbundesamt (EBA) für die Betriebsanlagen der Eisenbahnen des Bundes (EdB) u.a. die Aufgaben der Eisenbahnaufsicht und der Bauaufsicht.

Grundsatz ist auch hier zunächst, dass bauliche Anlagen so zu bauen, zu ändern, instand zu halten und zu nutzen sind, dass die Einhaltung der öffentlichen Sicherheit und Ordnung sowie besondere Anforderungen, die aus dem Bahnbetrieb herrühren, gewährleistet sind.

Für bauliche Anlagen der Eisenbahnen des Bundes gelten die Gesetze und Rechtsverordnungen des Bundes sowie die anerkannten Regeln der Bautechnik (EBO, § 2). Das Eisenbahnbundesamt (EBA) gibt Technische Regeln als Technische Baubestimmungen (ELTB) öffentlich bekannt.

Die Funktion der am Bau Beteiligten kann wie folgt beschrieben werden:

- **Eisenbahnbundesamt**

Das EBA überwacht im Zuge der Bauaufsicht, ob die Eisenbahnen ihre Verpflichtungen erfüllen und ob nach den in der planungsrechtlichen Zulassungsentscheidung enthaltenen Plänen und den bautechnisch geprüften und freigegebenen Ausführungsunterlagen gebaut wurde.

- **Bauherr – Eisenbahnen des Bundes (EdB)**

Nach AEG, §4(1), und EBO, § 2(1) sind die Eisenbahnen des Bundes (EdB) als Bauherren verpflichtet, die Anforderungen an ihre baulichen Anlagen nach VV BAU, §2(1) sicherzustellen.

Die EdB haben sicherzustellen, dass die Prüfung der bautechnischen Nachweise unter Wahrung des 4-Augen-Prinzips erfolgt.

Sie haben für jede Baumaßnahme zur Planung und Ausführung geeignete Bauvorlageberechtigte, Bauüberwacher Bahn, Inbetriebnahmeverantwortliche und Unternehmer zu bestellen und entsprechendes Personal zur Beurteilung ihrer Auftragnehmer vorzuhalten.

- **Bauvorlageberechtigter**

Der Bauvorlageberechtigte ist Mitarbeiter der EdB oder eine von diesen bevollmächtigte Person. Er ist dafür verantwortlich, dass die Ausführungsunterlagen vollständig sind und die bautechnische Prüfung rechtzeitig durchgeführt wird. Er hat sicherzustellen, dass diese Unterlagen vor Ausführungsbeginn auf der Baustelle zur Verfügung stehen und den Vorschriften sowie der planungsrechtlichen Zulassungsentscheidung entsprechen.

- **Bauüberwacher Bahn**

Der Bauüberwacher Bahn ist für die Erfüllung der Pflichten der EdB in der Phase der Baudurchführung verantwortlich.

4.5 Allgemein anerkannte Regeln der Bautechnik

Das EBA veröffentlicht in der „Eisenbahnspezifischen Liste technischer Baubestimmungen (ELTB)“ die technischen Regeln, die bei der Auslegung von EBO, § 2 regelmäßig heranzuziehen sind. Das Erfordernis zur Anwendung weiterer anerkannter Regeln der Bautechnik bleibt davon unberührt. In dieser Liste werden neben den auch in anderen Bereichen des Bauwesens anzuwendenden Normen bahnspezifische Regelwerke aufgeführt, die beim Bau und bei der Unterhaltung von Bauwerken im Bahnbereich zu berücksichtigen sind.

Folgende in der ELTB aufgeführten Regelwerke sind bei der Begutachtung der Pferdemarktbrücke von besonderem Interesse:

- | | | |
|------|----------------------|--|
| [N4] | RiL 804: | Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten |
| [N5] | RiL 805: | Tragsicherheit von bestehenden Brücken |
| [N6] | DIN-Fachbericht 101: | Einwirkungen auf Brücken |
| [N7] | DIN-Fachbericht 102: | Betonbrücken |

Die RiL 804 enthält neben Regelungen für den Entwurf und die Bemessung von Brückenneubauten im Modul 804.8XXX „Inspektion von Ingenieurbauwerken“ auch Hinweise für die regelmäßig durchzuführenden Bauwerksinspektionen.

Bei Änderungen des Bauwerkszustandes oder wenn Nutzungsänderungen vorgesehen sind, kann es erforderlich werden, die Tragsicherheit bestehender Bauwerke nachzuweisen. Im Eisenbahnbereich bildet die RiL 805 die Grundlage für derartige Berechnungen. Die Richtlinie dient dabei dem Ziel, die Tragsicherheit bestehender Bauwerke realistisch nachzuweisen. Dadurch soll eine Herabsetzung der zugelassenen Betriebslast bzw. –geschwindigkeit bei nutzungsbedingtem Verschleiß vermieden oder eine höhere Betriebslast nach Möglichkeit zugelassen werden können. Die RiL 805 enthält spezifische Regelungen, mit denen die Besonderheiten bei der Bewertung von bestehenden Eisenbahnbrücken gegenüber Neubauten erfasst werden.

4.6 Neubau von Eisenbahnbrücken

Der Neubau und der wesentliche Umbau von Eisenbahnbrücken ist in der RiL 804 „Eisenbahnbrücken planen, bauen und instand halten“ geregelt.

Daneben sind weitere Regelungen zu beachten:

- Gesetze und Rechtsverordnungen,
- andere Regelwerke der DB,
- vom EBA eingeführte Normen, Vorschriften und Richtlinien (ELTB),
- zusätzliche Vertragsbedingungen (ZTV) des Bundesministers für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen,
- Zulassungen, Prüfzeichen, sonstige gültige DIN-Normen, Vorschriften, Richtlinien, Merkblätter, Empfehlungen Dritter.

Bezüglich der Bauaufsicht sind die Regelungen der VV Bau zu beachten.

4.7 Inspektion von Eisenbahnbrücken

Im Rahmen der Betreiberverantwortung (AEG, § 4) ist das EIU verpflichtet, den Betrieb sicher zu führen und die Eisenbahnverkehrsinfrastruktur sicher zu bauen und in betriebssicherem Zustand zu halten. Dies bedeutet, dass Ingenieurbauwerke bezüglich ihrer Betriebs-, Verkehrs- und Standsicherheit regelmäßig und ggf. auf besondere Anordnung inspiziert werden müssen.

Die Grundsätze und Handlungsweisen zur Inspektion von Ingenieurbauwerken sind innerhalb der RiL 0804 unter der Modulgruppe 804.8XXX zusammengefasst.

Für jedes Bauwerk ist für die Inspektion ein Bauwerksbuch anzulegen, das insbesondere folgende Angaben enthalten muss:

- Bauwerksskizzen,
(Lageplan, Brückennummer, Grundriss, Querschnitte, Längsschnitt, Baustoffe),
- Unterlage zu den Inspektionszeitpunkten,
- Befunde,
- Dokumentierte Entscheidungen,
- Stand der Mängelbeseitigung.

Bezüglich der Inspektionen sind folgende Arten zu unterscheiden:

a) Überwachung

Die Überwachung beschränkt sich i.d.R. auf Mängel und Schäden, die von außen ohne besondere Hilfsmittel von der Verkehrsebene oder vom Geländeniveau aus durchzuführen sind.

Überwachungen erfolgen im Rahmen der regelmäßigen Gleisbegehungen analog des Regelinspektionsabstandes nach RiL 821.2003.

b) Untersuchung

Untersuchungen beschränken sich i.d.R. auf die zugänglichen Bauteile des Bauwerks. Dabei ist das Bauwerk auf Mängel und Schäden zu kontrollieren, die seine Eignung hinsichtlich der Sicherheit, der Dauerhaftigkeit und der Tragfähigkeit beeinträchtigen könnten.

Werden im Rahmen der Untersuchung bedenkliche Mängel, Schäden oder Hinweise auf erhebliche Veränderungen festgestellt, ist eine Sonderinspektion zu beantragen.

Untersuchungen sind für Brückenbauwerke, für die ein Bauwerksbuch geführt werden muss, alle 6 Jahre durchzuführen.

Das Ergebnis der Untersuchung ist als Befund zu dokumentieren.

c) Begutachtung

Bei Begutachtungen sind alle wesentlichen, auch die schwer zugänglichen Bauwerksteile auf Mängel und Schäden zu kontrollieren.

Ist die Zugänglichkeit aufgrund einzelfallspezifischer Umstände nicht oder nur teilweise gewährleistet, muss im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall durch das EBA unter

Einschaltung eines vom EBA anerkannten Prüfingenieurs für Baustatik, die weitere Vorgehensweise festgelegt werden.

Begutachtungen sind für Brückenbauwerke, für die ein Bauwerksbuch geführt werden muss, alle 6 Jahre durchzuführen, und zwar um 3 Jahre gegenüber den Untersuchung versetzt.

Das Ergebnis der Begutachtung ist als Befund zu dokumentieren.

d) Sonderinspektion

Sonderinspektionen sind nach Sonderregelungen, nach besonderen Anlässen oder außergewöhnlichen Ereignissen durchzuführende Untersuchungen oder Begutachtungen.

Besondere Fälle sind insbesondere dann gegeben, wenn eine Gefährdung der öffentlichen Sicherheit zu befürchten ist oder bauliche Besonderheiten vorliegen. Außergewöhnliche Ereignisse sind z.B. Anprall von Straßenfahrzeugen, Hochwasser, Unwetter, Bergsenkungen oder Entgleisungen.

Die Gesamtverantwortung für die Durchführung von Bauwerksinspektionen obliegt dem Leiter der anlagenverantwortlichen Stelle.

Begutachtungen oder Sonderinspektionen müssen durch einen besonders qualifizierten Ingenieur durchgeführt werden. Im Bereich der DB Netz AG ist dies der „Fachbeauftragte für Ingenieurbauwerke“. Die Zulassung erfolgt nach Prüfung der Voraussetzungen durch ein fachtechnisches Gremium der DB Netz AG.

Im Rahmen der Inspektion sind Maßnahmen zur Beseitigung festgestellter Mängel und Schäden vorzuschlagen.

Die anlagenverantwortliche Stelle ist im Rahmen ihrer Gesamtverantwortung für die Durchführung einer Entscheidungskonferenz, ggf. unter Beteiligung des Fachbeauftragten, verantwortlich.

Alle Entscheidungen sind zu protokollieren, wobei insbesondere anzugeben ist, warum Schäden und Mängel nicht beseitigt werden. Eine vom Befund abweichende Meinung des Anlagenverantwortlichen ist mit Begründung aktenkundig zu machen.

Werden zur Aufrechterhaltung der Sicherheit Ersatzmaßnahmen durchgeführt, so ist der Nachweis gleicher Sicherheit zu erbringen.

Bei tragsicherheitsrelevanten Schäden, für die im Befund „Tragsicherheit überprüfen“ angegeben ist, hat die anlagenverantwortliche Stelle sicherzustellen, dass eine Nachrechnung nach RiL 805 erfolgt, oder der Schaden umgehend behoben wird.

4.8 Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken“

Aus der bereits beschriebenen Betreiberverantwortung (AEG, § 4) des EIU ergibt sich, dass zu gewährleisten ist, dass die Eisenbahnbrücken nicht über die zulässigen Grenzen hinaus belastet werden. Entsprechende Regelungen sind in der Modul 805 der DB AG enthalten, das in der ELTB des EBA aufgeführt ist.

Dies wird durch die rechtzeitige Beauftragung und Überwachung der Durchführung der Bewertung der Tragsicherheit der Eisenbahnbrücken durch die anlagenverantwortliche Stelle sichergestellt.

Der Nachweis der Tragsicherheit eines Bauwerks ist von einem Planer durchzuführen, der in der Aufstellung auch von schwierigen Standsicherheitsnachweisen erfahren ist.

Bei der DB Netz AG wird diese Aufgabe von besonders ausgebildeten Fachverantwortlichen für Brückenbelastbarkeit (FvBel), ggf. unter Einschaltung eines kompetenten Ingenieurbüros, wahrgenommen. Die FvBel müssen dem EBA namentlich bekannt gegeben werden.

Andere Unternehmensbereiche bedienen sich der FvBel oder beauftragen einen vom EBA anerkannten Prüfsingenieur.

Der bewertende Ingenieur ist verpflichtet, sich durch eine örtliche Prüfung Gewissheit über die wesentlichen Einflussfaktoren, die die Tragfähigkeit bestimmen, zu verschaffen. Er ist für die zutreffende Nachweisführung verantwortlich.

Einfache Nachrechnungen werden in der Eigenverantwortung des EIU durchgeführt, soweit sie der Abwicklung des Betriebsprogramms dienen. Hierzu gehört auch die Durchführung von Schwerwagentransporten.

Schwierigere Nachrechnungen, die zur Beurteilung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauwerkszustandes oder zur Aktivierung von Tragreserven dienen, sind von einer unabhängigen Stelle, i.d.R. von einem vom EBA anerkannten Prüfsingenieur zu prüfen.

Die Ergebnisse der Nachrechnung sind zu dokumentieren und zu archivieren. Das EBA wird durch eine Liste aller Nachrechnungen eines Jahres informiert. Diese enthält neben den Daten zur Örtlichkeit insbesondere auch das Nachrechnungsergebnis.

5 Pferdemarktbrücke - Beschreibung des Bauwerks

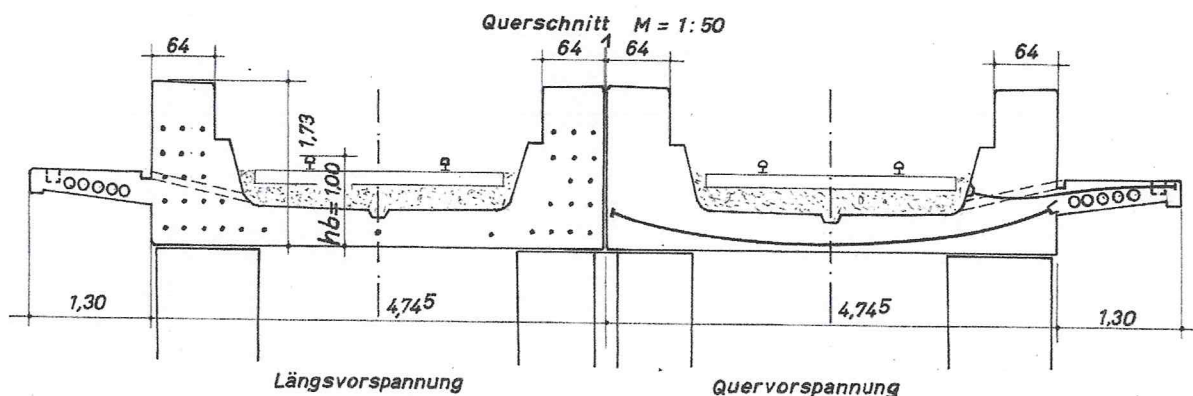
5.1 Bauliche Durchbildung

Die Pferdemarktbrücke wurde im Jahr 1965 errichtet. Sie weist zwei getrennte Überbauten mit jeweils 15 Feldern auf, wobei die Spannweite der einzelnen Felder nur leicht zwischen 18,70 m und 20,50 m variiert.

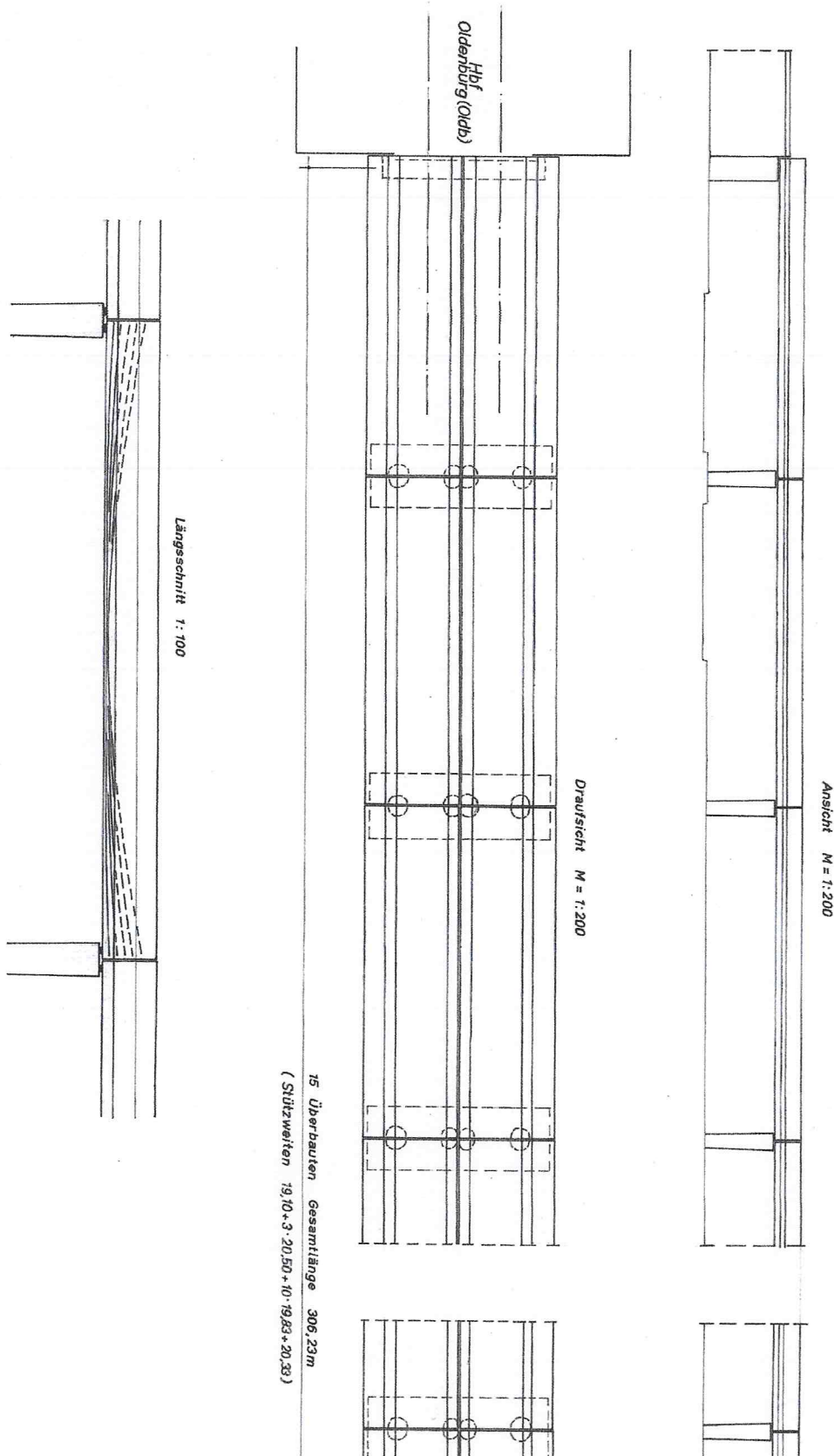
Die Gesamtlänge zwischen den Brückenenden beträgt 307,69 m. Das Bauwerk ist im Grundriss überwiegend in einer Geraden trassiert.

Die einzelnen Felder sind statisch bestimmt auf den Widerlagern und den Brückenpfeilern gelagert. Sie liegen auf jeweils 5 Elastomerlagern je Lagerachse auf den Unterbauten auf und weisen einen für Bahnbrücken typischen Trogquerschnitt auf, der in Längs- und Querrichtung vorgespannt ist.

Bauhöhe des Trogs:	1,73 m.
Dicke der Trogplatte:	0,40 m
Lichte Trogbreite:	2,74 – 3,46 m
Gesamtbreite des Trogs:	4,74 m
Beton:	B 450, mit Zement PZ 375
Bewehrungsstahl:	BSt I: $f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$ (2,85 t) BSt IIIb $f_{yk} = 4210 \text{ N/mm}^2$ (0,30 t)
Längsvorspannung:	System Freyssinet – Wayss+Freitag Spann Stahl St 135/150
Quervorspannung:	System D+W Spann Stahl St 785/1030



• Brückenquerschnitt



- **Draufsicht, Ansicht, Längsschnitt mit Spanngliedern**

5.2 Angesezte Verkehrslasten

Für die Brücke wurde durch die ausführende Firma eine statische Berechnung durchgeführt und durch das Eisenbahnbundesamt in statisch-konstruktiver Hinsicht geprüft.

Dem vorliegenden Auszug aus der Originalstatik ist zu entnehmen, dass für die Bemessung des Brückenüberbaus der schwere Lastenzug S gemäß den

„Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“,
angesezt wurde.

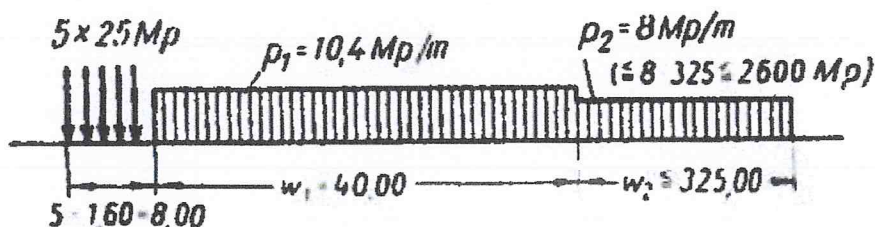


Bild 3.1: Schwerer Lastenzug S nach BE (1960)

Dieser besteht aus 5 Achslasten von 25 Tonnen (250 kN) in einem Abstand von 1,6 m, an die sich im Abstand von 1,6 m eine Streckenlast von 10,4 t/m (104 kN/m) auf einer Länge von 40 m anschließt. Dahinter folgt eine Streckenlast von 8 t/m (80 kN/m) auf eine Länge von höchstens 325 m.

Zur Vereinfachung der Schnittgrößenermittlung sind die Schnittgrößen in Abhängigkeit von der Spannweite der Brücke einem Tafelwerk zu entnehmen. Für die hier vorliegende größte Stützweite von 20,50 m ergeben sich folgende Werte:

Max M = 638,5 tm (6.385 kNm)
Gesamtlast: 211 t (2110 kN)

Für die Bemessung wurden die Schnittgrößen aus dem Lastenzug mit einem Schwingbeiwert von $\varphi = 1,375$ erhöht. Dieser Schwingbeiwert wird für massive Brücken gemäß DIN 1072 berechnet. Damit werden dynamische Lastwirkungen bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken abgedeckt.

Es kann davon ausgegangen werden, dass durch die bautechnische Prüfung sowie die Bauüberwachung durch das EBA (s. Abschnitt 4) sichergestellt wurde, dass das Bauwerk entsprechend den seinerzeit gültigen Regeln der Bautechnik berechnet, bemessen, konstruiert und ausgeführt wurde.

5.3 Probelastungen vor der Inbetriebnahme

Unabhängig von den oben genannten Bemessungslast, die der Dimensionierung des Bauwerks zugrunde gelegt wurden, wurde vor der Inbetriebnahme des Bauwerks eine Probelastung durchgeführt.

Hierzu wurde gemäß [ILQ2] eine Rangierlok verwendet, die als „100 t-Lok“ bezeichnet wurde. Genauere Angaben hinsichtlich des Lokomotiventyps, der Belastungssituationen und insbesondere der Achslasten der eingesetzten Lokomotive fehlen in dem Artikel.

Allgemein haben derartige Probelastungen regelmäßig nicht die Aufgabe, die Tragfähigkeit der Brücke zu ermitteln. Da die tatsächliche Traglast weit über dem Lastniveau während des Betriebs der Brücke liegt, müssten hierfür Lasten aufgebracht werden, die von realen Zügen bei weitem nicht erreicht werden können. Außerdem wäre eine solche Bauwerksprüfung, die über das Gebrauchslastniveau weit hinausgehen müsste, mit gravierenden Schädigungen des Bauwerks verbunden. Im Ergebnis würden dann zwar Erkenntnisse über die tatsächliche Tragfähigkeit vorliegen, das Bauwerk wäre aber irreparabel beschädigt.

Die eigentliche Aufgabe von Probelastungen ist es vielmehr, bestimmte Verformungswerte, die rechnerisch am statischen System ermittelt wurden, mit den tatsächlich gemessenen Werten zu vergleichen. Hieraus können dann eventuelle Unzulänglichkeiten der gewählten statischen Modellierung oder Mängel des ausgeführten Bauwerks, insbesondere dessen Lagerung, aufgedeckt werden.

Es ist daher nicht zulässig, aus dem Belastungsniveau der Probelastung direkte Rückschlüsse auf die rechnerische oder tatsächliche Tragfähigkeit der Brücke zu ziehen.

Weiterhin zeigen die in [ILQ2] genannten Zahlen, dass die gemessenen Durchbiegungen offenkundig kleiner als die Rechenwerte waren. Das Tragverhalten war damit günstiger als berechnet. Daraus kann geschlossen werden, dass das statische Modell geeignet war, das tatsächliche Tragverhalten auf der sicheren Seite liegend abzubilden und dass das ausgeführte Bauwerks keine Mängel aufwies. Die Brücke hat seinerzeit mithin den Belastungstest „bestanden“.

6 Unterhaltungsarbeiten des Bauherrn

6.1 Brückeninspektionen

Wie in Abschnitt 4 ausgeführt, ist die DB AG als Bauherr verpflichtet, ihre Bauwerke in regelmäßigen Abständen zu inspizieren.

Für die gutachterliche Bewertung der Pferdemarktbrücke wurden Auszüge aus dem Brückenbuch [DB1] bis [DB8] mit den darin enthaltenen Ergebnissen der zwischen 1998 und 2007 durchgeführten Brückeninspektionen angefordert und ausgewertet. Dabei zeigte sich Folgendes:

• Inspektion 1998

Insgesamt wurden zwar 92 Beanstandungen festgestellt. Von diesen ging aber gemäß der Bewertung durch die DB Netz AG keine Gefahr für die Standsicherheit des Bauwerks aus.

Genannt werden bezüglich der Überbauten vor allem:

- Lokale Betonabplatzungen, teilweise mit freiliegender Bewehrung,
- Aussinterungen an den Arbeitsfugen,
- beschädigte Fugenbänder,
- Mängel am Geländer.

Der Maßnahmenvorschlag enthält entsprechend der Bewertung nur Vorschläge für die Instandsetzung der Fugen und des Geländers. Eine Behandlung der Betonabplatzungen

wurde nicht empfohlen. Von solchen Abplatzungen geht, solange keine gravierende Bewehrungskorrosion auftritt, keine Gefährdung der Standsicherheit oder der Gebrauchstauglichkeit aus.

• **Inspektion 2005**

Insgesamt wurden 132 Beanstandungen festgestellt, von denen aber gemäß der Bewertung durch die DB Netz AG wie schon 1998 keine Gefahr für die Standsicherheit des Bauwerks ausging.

Das Schadensbild hat sich gegenüber 1998 nicht verändert. Die überwiegende Zahl der genannten Beanstandungen wird als „Alter Schaden“ bezeichnet. Vereinzelt sind Betonabplatzungen neu aufgetreten. Die Anzahl der Stellen mit freiliegender Bewehrung hat offenkundig leicht zugenommen

Der Maßnahmenvorschlag enthält nunmehr in Abhängigkeit von der Instandhaltungsstrategie auch Empfehlungen zu Sanierung der Betonabplatzungen.

Wenn diese unterbleiben (Strategie M2), ist gemäß dem Maßnahmenvorschlag *„der Erhalt des Streckenstandards für 6 Jahre gesichert. Danach können sicherheitsrelevante Schäden auftreten, die behoben werden müssen.“*

Im Dokumentationsblatt wird zudem erwähnt, dass *„die vorhandenen Längsrisse im Anfangs- bzw. Endbereich zur Zeit von Spezialisten untersucht“* werden.

• **Begutachtung 2010**

An dem Schadensbild der Brücke hat sich gegenüber den früheren Feststellungen qualitativ nichts geändert. Insgesamt 6 Schäden werden als „Schäden mit Risiken“ bezeichnet. Diese betreffen aber lediglich das Geländer, die undichten Fugen, lokale Betonabplatzungen und den Bewuchs im Widerlagerbereich, beschädigte Kabelschellen sowie eine versehentlich nicht sanierte Spanngliedverankerung.

6.2 Brückennachrechnungen

Zwischen 2004 und 2008 wurden auf Veranlassung der DB AG insgesamt 3 Nachrechnungen durchgeführt. Diese werden im Folgenden zusammenfassend beschrieben.

6.2.1 Nachrechnung der Brückentragfähigkeit, 2004 ([NR1])

Im Jahr 2004 wurde auf Veranlassung der DB Netz AG eine Nachrechnung der Pferdemarktbrücke auf der Basis der RiL 805 durchgeführt. Betrachtet wurden die beiden Überbauten mit der längsten bzw. kürzesten Stützweite (20,5 m bzw. 19,1 m).

Basis der Berechnung waren die planmäßigen Abmessungen, wie sie den Bestandsplänen entnommen werden konnten, die Nennwerte der Materialfestigkeiten zum Zeitpunkt der Errichtung des Bauwerks sowie die Verkehrsbelastungen gemäß RiL 805. Der Überbau wurde als Trägerrost modelliert.

Als Ergebnis der Berechnung ergaben sich so genannte Belastungswerte β_{UIC} , die das Verhältnis zwischen der rechnerisch anzusetzenden Verkehrslast und der tatsächlich aufnehmbaren Verkehrslast an den maßgebenden Stellen des Bauwerks angeben.

Für die Längstragrichtung wurden durchgängig β_{UIC} -Werte > 1 berechnet. Dies bedeutet, dass die rechnerische Tragfähigkeit größer als erforderlich ist.

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der β_{UIC} -Werte aus [NR1] für die Hauptträger

Träger	Nachweisart		
	Spannungsnachweis	Biegung mit Normalkraft	Querkraft
L = 20,5 m, Hauptträger Nord	1,10	2,00	1,58
L = 20,5 m, Hauptträger Süd	1,05	2,04	1,61
L = 19,1 m, Hauptträger Nord	1,11	2,14	1,42
L = 19,1m, Hauptträger Süd	1,02	2,04	1,59

In Querrichtung ergaben sich dagegen für die Fahrbahnplatte aus dem Spannungsnachweis sowie aus dem Nachweis für die Aufhängebewehrung verminderte Tragfähigkeiten mit $\beta_{UIC} < 1$.

Die bautechnische Prüfung der Nachrechnung ergab keine nennenswerten Beanstandungen.

6.2.2 Ergänzende Untersuchungen für die Querrichtung, 2005 [NR2]

Wegen der ungünstigen Ergebnisse in [NR1] für die Fahrbahnplatte wurden ergänzende Untersuchungen [NR2] in Auftrag gegeben, mit denen die Querrichtung auf der Basis einer detaillierteren Modellierung nachgewiesen werden sollte.

Für die im Zuge der Inspektionen zwischenzeitlich festgestellten Risse an den Trägerenden wurde vermutet, dass im Endbereich die Querspannglieder nicht plangemäß eingebaut worden sein könnten.

Deshalb wurden im Rahmen der ergänzenden Untersuchungen für die Querrichtung zwei Grenzfälle untersucht:

- Fall 1: Planmäßiger Einbau der Querspannglieder.
- Fall 2: Fehlendes Querspannglied im Randbereich.

Die 2008 durchgeführten Bauwerksuntersuchungen haben diese Befürchtung nicht bestätigt, so dass nur die Berechnungsergebnisse für den ersten Fall bewertungsrelevant sind.

Diese genauere Berechnung zeigt gegenüber [N1], dass sowohl für die Längs- als auch für die Querrichtung β_{UIC} -Werte > 1 vorliegen. Davon ausgenommen ist lediglich die Aufhängebewehrung, für die $\beta_{UIC} = 0,83$ ermittelt wurde. Dieser Wert gilt allerdings – wie dem Prüfbericht zu entnehmen ist - nur für den Endbereich der Platte. Im Feld sind deutlich geringere Beanspruchungen zu erwarten.

Der zugehörige Prüfbericht enthält Forderungen zur Überarbeitung des Querkraftnachweises sowie Hinweise zum Nachweis der Aufhängebewehrung und der Ermüdungssicherheit.

Zu dieser Nachrechnung wurde durch die zuständige Fachverantwortliche für Brückenbelastbarkeit eine Stellungnahme verfasst. Diese sieht als Maßnahme vor, die

maximale Geschwindigkeit für Güterverkehr auf 60 km/h zu begrenzen. Diese Begrenzung ergibt sich aus einem Nachweis der Aufhängebewehrung für die Lasten aus realitätsnahen Betriebslastenzügen (s. [DB15]).

Außerdem sollten die Längs- und Schrägrisse an der Trogunterseite zwischen den Lagern verpresst werden, um ein Eindringen von Feuchtigkeit bis zur Bewehrung zu vermeiden. Zur Kontrolle soll eine regelmäßige Rissbeobachtung durchgeführt werden.

6.2.3 Bauwerksuntersuchung und rechnerische Überprüfung, 2008 [NR3]

Zur Überprüfung der tatsächlichen Spanngliedlage wurden im Jahr 2008 durch das Ingenieurbüro Duddeck+Partner Bauwerksuntersuchungen durchgeführt. Außerdem wurde die Betonfestigkeit am Bauwerk zerstörungsfrei mit dem Schmidt-Hammer geprüft.

Auf der Basis der festgestellten Spanngliedlagen wurden außerdem die Auswirkungen auf die Betonzugspannungen und die Schwingbreite überprüft.

Die stichprobenartige Überprüfung der Spanngliedlagen hat zunächst gezeigt, dass die Spannglieder wahrscheinlich in der planmäßigen Anzahl eingebaut wurden. Allerdings sind die Verlegeabstände teilweise zu groß, was u.a. wahrscheinlich auf Überschneidungen zwischen Längs- und Querspanngliedern im Endbereich zurückgeführt werden kann.

Die Betonfestigkeit liegt dagegen nach den zerstörungsfreien Prüfungen über dem Rechenwert und kann damit als Ursache für die Rissbildungen ausgeschlossen werden.

Als mögliche Rissursachen werden in [N3] angegeben:

- **Risse parallel zu den Überbaufugen:**
nicht ausreichende Mindestbewehrung infolge der zum Errichtungszeitpunkt gültigen Bemessungsregeln.
- **Risse in die Platte hineinlaufend:**
Überhöhte Verlegeabstände der Spannglieder.

Eine Korrosionsgefahr besteht gemäß [NR3] auch für die in der vorgedrückten Zugzone liegenden Spannglieder nicht. Die rechnerischen Zugspannungen liegen innerhalb der zulässigen Werte, oder die Spannglieder liegen im gedrückten Querschnittsbereich.

Die nach Ril 805.0202 zulässige Schwingbreite wird für alle Träger weit unterschritten

Insgesamt bestehen gemäß [NR3] gegen die geplante Steigerung der jährlichen Tonnage von 1,5 auf 25 Mio t/a in statischer und konstruktiver Hinsicht keine Bedenken.

Allerdings werden aufgrund der festgestellten Rissbildung regelmäßige Prüfungen hinsichtlich fortschreitender Rissbildung sowie eine Instandsetzung der Betonabplatzungen empfohlen.

7 Eigene Überlegungen

7.1 Ergebnisse des Ortstermins am 11.07.2011

Im Anschluss an die Besprechung am 11.07.2011 im Amt für Verkehr und Straßenbau der Stadt Oldenburg wurde ein gemeinsamer Ortstermin an der Pferdemarktbrücke durchgeführt.

Das Bauwerk wurde zunächst vom Straßenniveau aus in Augenschein genommen, danach wurde der Überbau begangen.

Die dabei erstellten fotografischen Aufnahmen sind der Anlage A zu entnehmen.

Der Beton weist augenscheinlich in Anbetracht des Betonalters eine befriedigende Qualität auf. In der Fläche sind an verschiedenen Stellen Korrosionsflecken festzustellen. Diese sind aber offenkundig auf Rödeldrahtreste zurückzuführen, die während der Bewehrungsarbeiten auf die Schalung gefallen sind und vor der Betonage nicht ordnungsgemäß entfernt wurden. Ein solches Bild ist vor allem bei älteren Bauwerken nicht ungewöhnlich, die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit wird dadurch aber nicht beeinträchtigt.

An den Längs- und Querfugen sind Durchfeuchtungen, Ablaufspuren und Aussinterungen zu beobachten, die von schadhafte Fugenabdichtungen auf der Brückenoberseite verursacht werden. Diese Durchfeuchtungen stellen keine Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit dar, solange der betroffene Beton ein dichtes Gefüge und keine nennenswerten Rissbildungen aufweist. Dann ist keine Korrosionsgefahr für die Bewehrung zu befürchten. Zum Schutz der besonders korrosionsgefährdeten Spanngliedanker sollte auf eine dauerhafte Abdichtung der Querfugen geachtet und im Rahmen der Bauwerksinspektionen besonders kontrolliert werden.

Die in den Bauwerksprüfungen beschriebenen Betonabplatzungen sowie die Risse zwischen den Spanngliedern wurden augenscheinlich saniert.

Insgesamt decken sich die gewonnenen Erkenntnisse weitgehend mit den Feststellungen der Bauwerksinspektionen der DB AG.

7.2 Zu den Materialeigenschaften

7.2.1 Beton

7.2.1.1 Betonfestigkeitsklasse

Gemäß den vorliegenden Ausführungsplänen wurde ein Beton B 450 mit einer Zementgüte PZ 375 und einem Zementgehalt von 330 – 340 kg/m³ verwendet.

Grundlage für die Anwendung war die seinerzeit gültige DIN 4227:1953-10.

Bei der Zuordnung dieses historischen Betons zu einer aktuellen Betonfestigkeitsklasse sind verschiedene Parameter zu berücksichtigen:

- Unterschiedliche Sicherheitsniveaus,
- Unterschiedliche Definitionen der Betonfestigkeit,
- Unterschiedliche Geometrie der Prüfkörper,
- Unterschiedliche Lagerung der Prüfkörper.

Hierzu kann [L1] eine Übersichtstabelle entnommen werden. Demnach kann der historische Beton B 450 der aktuellen Betonfestigkeitsklasse C30/37 bzw. einem Beton B35 gemäß der bis 2004 gültigen DIN 1045:1988-07 zugeordnet werden.

Tabelle: Zuordnung von Betonfestigkeiten [L1]

	Zeitraum	W ¹⁾	Nennwert der Betondruckfestigkeit ²⁾										
			W ₂₈ 100	W ₂₈ 150	W ₂₈ 180	W ₂₈ 230							
1	1907-1916	300 M											
		f _{ck}	5	6	7	8							
2	1916-1925	200 M		W ₂₈ 150	W ₂₈ 180					W ₂₈ 245			
		f _{ck}		7	8					9			
3	1925-1932	200 M		W _{b28} 100	W _{b28} 130	W _{b28} 180							
		f _{ck}		6	8	11							
4	1932-1943	200 M		W _{b28} 120	W _{b28} 160	W _{b28} 210							
		f _{ck}		8	10	12							
5	1943-1972 (DDR bis 1981)	200 M	B 80	B 120	B 160			B 225	B 300		B 450 ³⁾		B 600 ³⁾
		f _{ck}		8	10			16	20		28		35
6	1972-1978	200 5 %	Bn 50		Bn 100	Bn 150			Bn 250		Bn 350	Bn 450	
		f _{ck}			8	12			20		28	33	
7	1981-1990 (DDR)	150 5 %	Bk 7,5	Bk 10	Bk 12,5	Bk 15	Bk 20	Bk 25	Bk 30	Bk 35	Bk 45	Bk 50	Bk 55
		f _{ck}		7	9	11	15	18	22	26	33	36	38
8	1978-2004	200 5 %	B 5		B 10	B 15			B 25		B 35	B 45	
		f _{ck}			8	12			20		28	33	
9	ab 2001	150 5 %			C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
		f _{ck}			8	12	16	20	25	30	35	40	45

¹⁾ W – Würfel: Kantenlänge in [mm], M – Mittelwert aus drei Proben oder 5%-Quantilwert charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm²]

²⁾ Einheiten ca. 100 kg/cm² (bis 1972) = 100 kp/cm² (bis 1978) = 10 N/mm² (ab 1978) = 10 MN/m² = 10 MPa

³⁾ ab 1953 in DIN 4227: Spannbeton

7.2.1.2 Nacherhärtung

Nicht berücksichtigt wird bei der oben beschriebenen Zuordnung zu einer Festigkeitsklasse der Umstand, dass die Druckfestigkeit von Beton vom Erhärtungsprozess der Zementsteinmatrix abhängig ist, der in Abhängigkeit vom verwendeten Zement und von der Betonrezeptur nach wenigen Stunden einsetzt. Danach wächst die Festigkeit kontinuierlich an, wobei dieser Prozess mehrere Jahre anhalten kann.

In der Regel wird die Festigkeit nach 28 Tagen der Zuordnung zu einer Festigkeitsklasse zugrunde gelegt. Dies bedeutet, dass ein alter Beton bei vorschriftsgemäßer Herstellung immer eine Festigkeit aufweisen wird, die über dieser 28-Tage-Festigkeit liegt. Das Maß dieser Nacherhärtung ist im Wesentlichen abhängig von der Zementsorte, der Mahlfineinheit des Zementes und vom w/z-Wert des Frischbetons. Bezogen auf die 28-Tage-Druckfestigkeit ist mit einer umso größeren Nacherhärtung zu rechnen, je langsamer der Zement erhärtet, je höher der Wasserzementwert und die Lagerungsfeuchte sind und je niedriger die Lagerungstemperatur ist. Insbesondere Betone aus langsam erhärtenden Zementen besitzen ein erhebliches Nacherhärtungspotenzial, so dass die Druckfestigkeit

bereits nach 180 Tagen durchaus das 1,5-fache der 28-Tage-Festigkeit erreichen oder auch überschreiten kann. Übereinstimmend zeigen Untersuchungen an alten Bauwerken, dass sich die Druckfestigkeit – bezogen auf die 28-Tage-Druckfestigkeit bei Normlagerung – in der Praxis größenordnungsmäßig in Abhängigkeit von der Mahlfeinheit des Zementes und des Wasser-Zement-Gehaltes annähernd verdoppeln kann.

Im Rahmen der Untersuchungen [NR3] wurden orientierende Festigkeitsprüfungen mit dem Rückprallhammer durchgeführt. Dabei ergaben sich Festigkeitswerte, die eine Einstufung des Überbaubetons mindestens in die Festigkeitsklasse C34/45 bzw. B45 zulassen. Diese gegenüber der 28-Tage-Festigkeit höhere Ist-Festigkeit ist auf den beschriebenen Effekt der Nacherhärtung zurückzuführen.

7.2.1.3 Betonalterung

Der Festigkeitssteigerung durch Nacherhärtung steht der natürliche Alterungsprozess des Betons gegenüber, der auch als Betonkorrosion bezeichnet wird. Unter diesem Begriff werden alle chemischen oder physikalischen Veränderungen der Materialeigenschaften zusammengefasst, die zu einer Qualitätsminderung des Betons führen, wie z.B.:

- Betonkorrosion durch Frostangriff mit und ohne Taumittel,
- Betonkorrosion durch chemischen Angriff (lösend oder treibend),
- Betonkorrosion durch Verschleißbeanspruchung.

a) Lösender Angriff

Der Zementstein im Beton ist relativ empfindlich gegenüber chemischen Einwirkungen, insbesondere gegenüber dem Angriff von organischen oder anorganischen Säuren. Der Zementstein wird durch den Säureangriff in wasserlösliche Verbindungen verwandelt, die dann durch Wasser und atmosphärische Einwirkungen abgetragen werden können. Hierdurch wird der Zusammenhalt zwischen Zuschlag und Zementstein zunächst gelockert und bei fortschreitendem Angriff zerstört.

Solange der Beton oberflächlich ungeschädigt ist und keine gravierenden Rissbildungen aufweist, kann der Angriff immer nur von der Oberfläche her beginnen. Je größer die Schädigungen der Betonoberfläche und je breiter die Risse werden, desto schneller schreitet die Zerstörung fort.

a) Treibender Angriff

Treibender Angriff liegt dann vor, wenn die auf den Beton einwirkenden Stoffe bei Reaktion mit dem Zementstein oder den Zuschlägen Reaktionsprodukte mit wesentlich größerem Volumen bilden. Der größere Raumbedarf führt dann zur Sprengung des Betons von innen heraus. Derartige Schädigungen äußern sich dann in einer massiven Rissbildung.

Die tatsächlich an einem Bauwerk zu erwartenden Arten von Betonkorrosion hängen zum einen von den Umgebungsbedingungen ab. Zum anderen sind Fehlstellen im Beton durch Risse, Fugen, Kiesnester oder fehlerhafte Betonüberdeckung typische Auslöser für Betonkorrosion. Ein dichter Beton, der nur wenige und ausreichend feine Risse aufweist, ist besser gegen Betonkorrosion geschützt als ein poröser Beton. Dies kann durch die Betonzusammensetzung und die Wahl des Zuschlags beeinflusst werden.

Beginnende Betonkorrosion äußert sich i.d.R. durch oberflächliche Schadensbilder wie Betonabplatzungen. Bei lösendem Angriff können auch Aussinterungen beobachtet werden. Oberflächliche Schäden infolge Betonkorrosion beeinträchtigen zunächst die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nicht oder nur unwesentlich. Erst wenn der Schädigungsprozess dazu führt, dass auch Bewehrungskorrosion beginnt, sind entsprechende Sanierungsmaßnahmen mittelfristig unumgänglich.

7.2.2 Bewehrungsstahl

• Nennfestigkeiten

Für die Bewehrung kam überwiegend Betonstahl BSt I nach DIN 1045:1959:11 zum Einsatz. Dieser weist folgende Festigkeitseigenschaften auf:

Mindeststreckgrenze $f_{y,k} = 220 \text{ N/mm}^2$

Zugfestigkeit $f_{u,k} = 340 \text{ bis } 500 \text{ N/mm}^2$

Den in Abschnitt 5 beschriebenen Nachrechnungen wurde die Mindeststreckgrenze zugrunde gelegt.

• Bewehrungskorrosion infolge Karbonatisierung

Auf der Oberfläche des Bewehrungsstahls bildet sich in dem alkalischen Milieu des Betons eine Passivierungsschicht, so dass die Bewehrung zunächst zuverlässig gegen Korrosion geschützt ist. Allerdings verliert der Beton durch Reaktion mit dem Kohlendioxid der Luft zunehmend seine Alkalität. Dieser Vorgang wird als Karbonatisierung bezeichnet.

Wenn die Karbonatisierungsfront den Bewehrungsstahl erreicht, kann Bewehrungskorrosion einsetzen. Voraussetzung hierfür ist, dass sowohl Luftsauerstoff als auch Feuchtigkeit bis zur Bewehrung vordringen können. Um dies zu vermeiden, sind eine ausreichend dichte Betonoberfläche, eine ausreichend große Betondeckung sowie die Gewährleistung ausreichend geringer Rissbreiten erforderlich.

• Bewehrungskorrosion infolge Chloridbelastung und chemischem Angriff

Im Gegensatz zu Straßenbrücken ist bei den Überbauten von Eisenbahnbrücken die Einwirkung von Chloriden aus Tausalzbelastung nicht zu befürchten.

Auch Einflüsse aus chemischem Angriff sind im vorliegenden Fall nicht zu erwarten.

7.2.3 Spann Stahl

Die Brückenüberbauten wurden in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Dabei kam der folgende Spann Stahl zum Einsatz:

Längsvorspannung: System Freyssinet – Wayss+Freitag
Spannstahl St 135/150,
 $f_{p,0.1,k} = 1.325 \text{ MN/m}^2$, $f_{pk} = 1.470 \text{ MN/m}^2$

Quervorspannung: System D+W
Spannstahl St 785/1030
 $f_{p,0.1,k} = 785 \text{ MN/m}^2$, $f_{pk} = 1.030 \text{ MN/m}^2$

Bei Spannstählen älterer Brücken ist zu überprüfen, inwieweit diese eine besondere Neigung zur Spannungs-Riss-Korrosion aufweisen, da in den vergangenen Jahren vereinzelt entsprechende Schäden zu beobachten waren. Die betroffenen Bauwerke waren alle mit inzwischen nicht mehr zugelassenen Spannstählen vorgespannt worden, die eine besonders große Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrissskorrosion aufwiesen.

Zu dieser Problematik wurde vom BMV die "Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden" erarbeitet.

Dieser Handlungsanweisung ist zu entnehmen, dass für Brücken in Westdeutschland vergütete Spannstähle St 145/160 der Firma Felten & Guillaume, (Neptun N40) und der Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG (Sigma Oval) eine unzureichende Resistenz gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion aufweisen. Dabei sind nach heutiger Erkenntnis aber nur einzelne Chargen der Produktion besonders gefährdet.

Der für die Pferdemarktbrücke verwendete Spannstahl fällt nicht in eine dieser Gruppen, so dass diesbezüglich keine weiteren Maßnahmen erforderlich sind.

Von dieser speziellen Problematik abgesehen, gelten für den Spannstahl prinzipiell die gleichen Überlegungen wie für den Bewehrungsstahl. Die Spannglieder können als ausreichend dauerhaft angesehen werden, wenn sie durch den Beton und die Verpressung des Hüllrohres ausreichend gegen Korrosion geschützt sind und die Rissbreiten im Bereich der Spannglieder ausreichend begrenzt sind.

7.2.4 Bewertung der Materialeigenschaften

- **Beton**

Der verwendete Beton kann auf der Grundlage seiner 28-Tage-Festigkeit der aktuellen Festigkeitsklasse C30/37 zugeordnet werden, die auch im modernen Brückenbau eingesetzt wird.

Diese Einstufung wurde auch den in Abschnitt 5 beschriebenen Nachrechnungen zugrunde gelegt.

Nicht berücksichtigt wurde dabei der günstige Umstand, dass aufgrund der Nacherhärtung des Betons bei einem mehr als 40 Jahre alten Bauwerk eine höhere tatsächliche Festigkeit erwartet werden darf. Die in [NR3] durchgeführten, stichprobenhaften Betonfestigkeitsprüfungen würden eine Zuordnung in die Festigkeitsklassen C35/45 bzw. B45 zulassen. Dies entspricht einer um ca. 15 % höheren Festigkeit.

Die Ergebnisse der Bauwerksuntersuchungen sowie der eigenen Inaugenscheinnahme zeigen, dass am Bauwerk keine nennenswerten Schädigungen aus der Betonalterung vorliegen. Einzelne Betonabplatzungen sind vermutlich im Wesentlichen auf eine örtlich zu geringe Betondeckung der Bewehrung zurückzuführen. Sie beeinträchtigen die globale Standsicherheit nicht. Mittelfristig sollte eine Sanierung von solchen lokalen Schadstellen erfolgen. Derartige Maßnahmen sind aber dem bei Betonbauwerken üblicherweise regelmäßig anfallenden Unterhaltungsaufwand zuzuordnen.

- **Bewehrungsstahl, Spannstahl**

Im vorliegenden Fall sind an der Brücke nur wenige, lokal eng begrenzte Stellen mit beginnender Bewehrungskorrosion zu erkennen. Diese sind augenscheinlich auf eine örtlich zu geringe Betondeckung zurückzuführen.

Derartige Schäden können ohne Schwierigkeiten nach gängigem Regelwerk instand gesetzt werden und beeinträchtigen die Standsicherheit dann nicht.

Der verwendete Spannstahl weist keine besondere Gefährdung gegenüber Spannungs-Riss-Korrosion auf. Im Übrigen sind auch keine sonstigen korrosionsfördernden Einflüsse, wie starke Rissbildung im Spanngliedbereich, mangelnde Betondeckung oder unzureichend verpresste Hüllrohre, erkennbar. Es kann mithin davon ausgegangen werden, dass die Spannglieder keine Korrosionsschäden aufweisen, die die Tragfähigkeit beeinträchtigen würden.

Allerdings ist im Bereich der Endverankerungen auf eine dauerhafte Instandsetzung der Querfugen zu achten, um zukünftige Feuchtigkeitszutritte zu verhindern. Gegebenenfalls in diesem Bereich vorhandener, geschädigter Beton sollte fachgerecht saniert werden. Unter dieser Voraussetzung besteht auch für die Anker keine nennenswerte Korrosionsgefahr.

Insgesamt weisen die für die Überbauten der Pferdemarktbrücke verwendeten Materialien auch unter Berücksichtigung des Alters ausreichende Festigkeiten auf. Nennenswerte Schädigungen, die die Tragfähigkeit beeinflussen, waren nicht festzustellen.

Um eine größere Sicherheit hinsichtlich der zukünftigen Entwicklung zu erhalten, könnte – entweder im Zuge der turnusmäßigen Bauwerksinspektionen oder im Rahmen einer Sonderinspektion – die Betonfestigkeit an einer größeren Anzahl von Stellen zerstörungsfrei ermittelt werden. Zur Kalibrierung könnten ggf. auch einzelne Bohrkern entnommen werden. Außerdem könnte an einer ausreichenden Zahl von Stellen die Karbonatisierungstiefe bestimmt werden, um Rückschlüsse auf die Korrosionsgefährdung der Betonstahlbewehrung ziehen zu können. Dabei sollte insbesondere der Überbaubereich, der an der Unterseite Aussinterungsspuren aufweist, in die Untersuchungen einbezogen werden.

Weiterführende Untersuchungen – z.B. an den Spanngliedern – sind aus derzeitiger Sicht nicht erforderlich, da hier keine Anzeichen für eine Schädigung vorliegen.

7.3 Zu den Verkehrslasten aus Eisenbahnverkehr

7.3.1 Regelungen der EBO, § 8

Gemäß EBO, § 8 müssen Oberbau und Bauwerke Fahrzeuge mit der jeweils zugelassenen Radsatzlast und dem jeweils zugelassenen Fahrzeuggewicht je Längeneinheit bei der zugelassenen Geschwindigkeit aufnehmen können. Für den Oberbau ist dabei die Radsatzlast, für die Bauwerke die Radsatzlast und das Metergewicht von Bedeutung.

Die Strecken der Bahnen sind hinsichtlich der Radsatzlast und der Meterlast in die folgenden Klassen eingeteilt:

Tabelle 4.1: Streckenklassen

Streckenklasse	Radsatzlast	Meterlast
A	16,0t	5,0 t/m
B1	18,0t	5,0 t/m
B2	18,0t	6,4 t/m
C2	20,0t	6,4 t/m
C3	20,0t	7,2 t/m
C4	20,0t	8,0 t/m
D2	22,5t	6,4 t/m
D3	22,5t	7,2 t/m
D4	22,5t	8,0 t/m
E4 *)	25,0 t	8,0 t/m
E5 *)	25,0 t	8,0 t/m

*) geplant für neue Strecken (Güterverkehr), soweit hierfür ein Verkehrsbedürfnis besteht.

Die Klassen E4 und E5 gelten nur für neue Strecken, soweit hierfür ein Verkehrsbedürfnis besteht. Hintergrund der Anhebung der Radsatzlasten ist die Sicherstellung der Wettbewerbsfähigkeit der Schienentransporte unter Berücksichtigung der zukünftigen Anforderungen an den Schienenverkehr.

Gemäß Schreiben des Parlamentarischen Staatssekretärs im beim BMV, Erlemann sind die Strecken im Bereich des Eisenbahnknotens Oldenburg in die Streckenklasse D4 eingestuft (s. [ILQ4]-f). Hierfür gelten folgende Festlegungen:

Radsatzlast: 22,5 t (225 kN)

Meterlast: 8,0 t/m (80 kN/m)

7.3.2 Verkehrslasten nach DIN-FB 101

Vorausschickend ist zu bemerken, dass die Lastmodelle des DIN-FB 101 für die Bemessung von Eisenbahnbrücken nicht direkt mit den Lasten aus dem realen Zugverkehr verglichen werden können. Sie stellen vielmehr fiktive Lastbilder dar, die so kalibriert wurden, dass mit ihnen Beanspruchungen der einzelnen Tragelemente eines Bauwerks infolge der tatsächlichen Verkehrsbelastung abdeckend berechnet werden kann.

Für eine detailliertere, einzelfallbezogene Analyse der Beanspruchungen stehen so genannte Betriebslastenzüge zur Verfügung, mit denen die tatsächlichen Beanspruchungen genauer erfasst werden können.

7.3.2.1 Vertikallasten - charakteristische Werte

Für die Bemessung von Brückenneubauten sind die Verkehrslasten aus Eisenbahnverkehr dem DIN-Fachbericht 101 (DIN-FB 101) zu entnehmen.

Es werden 3 Lastmodelle unterschieden:

- Lastmodell 71 für Regelverkehr
- Lastmodell SW/0 (nur für Durchlaufträger und Rahmentragwerke)
- Lastmodell SW/2 für Schwerverkehr

Dabei kann der nach Art, Größe, Umfang und maximaler Achslast unterschiedliche Eisenbahnverkehr sowie der unterschiedliche Zustand der Gleise durch Variation dieser Lastmodelle berücksichtigt werden.

Da im vorliegenden Fall der Überbau aus einer Kette von statischen bestimmt gelagerten Trägern besteht, kann das Lastmodell SW/0 unberücksichtigt bleiben.

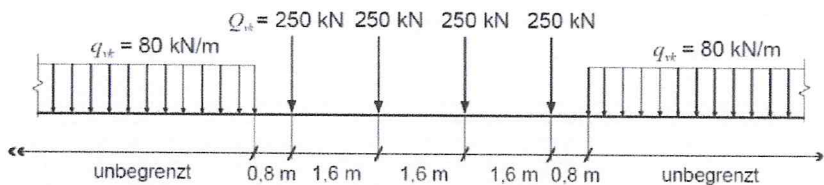
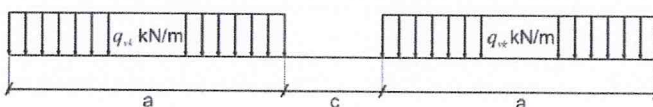


Bild 3.2: Lastmodell 71 nach DIN-FB 101

Das Lastmodell 71 besteht aus 4 Achslasten mit $Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ im Abstand von 1,6 m, an die sich beidseits im Abstand von 0,8 m eine unbegrenzte Streckenlast von 80 kN/m anschließt. Es ähnelt damit sehr stark dem Lastbild für den schweren Lastenzug S.

Diese charakteristischen Werte für das Lastmodell 71 sind für Strecken mit einem gegenüber dem normalen Verkehr schwereren oder leichteren Verkehr mit einem Beiwert α zu multiplizieren, der zwischen 0,75 und 1,33 liegt.



Lastmodelle SW

Bild 3.3: Lastmodell SW/2 nach DIN-FB 101

Das Lastmodell SW/2 stellt den statischen Anteil von Schwerverkehr dar. Es besteht aus zwei Streckenlasten mit $q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$ mit einer Länge von 25,0 m und einem gegenseitigen Abstand von 7,0 m.

Strecken und Streckenabschnitte, für die Lasten aus Schwerverkehr angesetzt werden müssen, werden vom Eisenbahninfrastrukturunternehmen festgelegt.

7.3.2.2 Klassifizierung der Lastmodelle

Die Technische Mitteilung 026/2004/002 der DB AG fasst die anzusetzenden Beiwerte α wie folgt zusammen.

Verkehr	Lastmodelle	Klassifizierungsfaktor α für LM 71 und SW/0
Regelverkehr D4 (DB)	LM 71 und SW/0	$\alpha = 1,0$
Schwerwagenverkehr (Schwerwagengruppen CS und DS gemäß M 458.0301 Anh. 2 und 3)	LM 71 und SW/0, zusätzlich SW/2	$\alpha = 1,0$
Schwerwagenverkehr und Ganzzugverkehr (Radsatzlasten $\leq 25 \text{ t}$, Streckenlasten $\leq 10 \text{ t/m}$)	LM 71 und SW/0 ⁽¹⁾	$\alpha = 1,21$, zusätzlich ist der AK ⁽²⁾ zu beachten
⁽¹⁾ Die zusätzliche Berücksichtigung des LM SW/2 ist nicht erforderlich, da es durch α unter Berücksichtigung des ermäßigten Sicherheitsbeiwert erfasst ist. ⁽²⁾ AK: „Anforderungskatalog für die Erhöhung der Radsatzlasten auf 25 t“		

Tabelle 4.2 Klassifizierung der Lastmodelle 71 und SW/0 für Eisenbahnbrücken

Dies bedeutet, dass für Brücken des Regelverkehrs D4 der Ansatz des Lastmodells 71 bzw. des Lastmodells SW/0 mit dem Beiwert $\alpha = 1,0$ ausreichend ist, wobei letzteres nur für statisch unbestimmt gelagerte Bauwerke berücksichtigt werden muss.

Nur für Brückenneubauten sowie für Bestandsbauwerke, deren zulässige Radsatzlast auf 25 t erhöht werden soll, ist ein Beiwert $\alpha = 1,21$ anzusetzen.

Eine solche Anhebung dient der Sicherstellung der Wettbewerbsfähigkeit der Schienentransporte. Da der Regelverkehr derzeit auf die Streckenklasse D4 (Radsatzlast 22,5 t) begrenzt ist, wird für die Strecken, für die eine Anhebung vorgesehen ist, eine geänderte Betriebserlaubnis erforderlich (s. „Anforderungskatalog 25 t Radsatzlasten (AK 25 t RSL) der DB AG).

Bestandsbrücken, für die die zulässige Radsatzlast angehoben werden soll, sind hinsichtlich ihrer Tragsicherheit zu bewerten. Grundlage hierfür ist die RiL 805, sofern das Bauwerk älter als 6 Jahre ist. Als Ergebnis der Nachrechnung ergeben sich Belastbarkeitswerte β .

Anhand dieser Belastbarkeitswerte werden die brückentechnischen Beförderungsbestimmungen nach RiL 458.0301 als Grundlage für die Betriebsführung ermittelt. Grundsätzlich ist für eine solche Anhebung der Radsatzlast eine einzelfallbezogene Zustimmung durch das Eisenbahnbundesamt (ZiE) erforderlich.

7.3.2.3 Außergewöhnliche Transporte

Fahrzeuge sind als außergewöhnliche Transporte zu bezeichnen, wenn sie wegen ihrer äußeren Abmessungen, ihres Gewichtes oder ihrer Beschaffenheit nur unter besonderen technischen und/oder betrieblichen Bedingungen zugelassen werden können.

Insbesondere fallen Transporte mit Schwerwagen in diese Kategorie. Schwerwagen sind alle Fahrzeuge, deren Lastwerte die die Lastwerte der Streckenklasse D4 überschreiten.

Für die einzelfallbezogene Genehmigung von außergewöhnlichen Transporten gelten besondere Regelungen (s. RiL 458).

7.3.3 Verkehrslasten für die Bewertung der Tragsicherheit bestehender Brücken

Maßgebend für die Standsicherheitsbewertung **bestehender Eisenbahnbrücken** ist die DB-Ril 805 [L1]. Für solche Tragsicherheitsbewertungen ist i.A. das Lastbild UIC 71 gemäß DS 804 anzusetzen. Dieses ist identisch mit dem Lastbild 71 nach DIN-FB 10.

7.3.4 Bewertung der Verkehrslasten

Das seinerzeit der Bemessung zugrunde gelegte Lastmodell S entspricht bezüglich der anzusetzenden Radsatzlasten weitgehend den aktuellen Lastmodellen für den Neubau bzw. die Nachrechnung von Eisenbahnbrücken, die der Streckenklasse D4 zugeordnet sind. Die Meterlast ist sogar höher als bei den aktuellen Lastmodellen.

Insgesamt kann geschlossen werden, dass die im Rahmen der Originalstatik ermittelten Schnittgrößen unter Ansatz des „Schweren Lastenzugs S“ die aktuellen rechnerischen Belastungen abdecken.

Höhere zulässige Radsatzlasten, die mit einer Höherstufung der Streckenklasse in die Klassen E4 oder E5 verbunden wären, würden eine entsprechende Nachrechnung der Brücke erfordern. Außerdem muss eine solche Höherstufung durch das Eisenbahnbundesamt genehmigt werden.

Für die vorliegende Brücke ist insgesamt davon auszugehen, dass der Regelverkehr derzeit die Lasten der Streckenklasse D4 nicht überschreitet. Die daraus resultierenden Beanspruchungen werden durch das der statischen Berechnung zugrunde liegende Lastmodell abgedeckt.

Allerdings sind den vorliegenden Unterlagen Hinweise darauf zu entnehmen, dass eine Höherstufung der Strecke vorgesehen sein könnte. Hierfür müsste zunächst im Rahmen einer Nachrechnung die Tragsicherheit der Brücke unter den höheren Lasten untersucht werden. Die Berechnung wäre in bautechnischer Hinsicht durch einen vom EBA zugelassenen Prüflingenieur zu prüfen. Die Neueinstufung wäre durch das EBA zu genehmigen.

Zugverkehr mit Schwerwagen, die die Lastmerkmale der Streckenklasse D4 überschreiten, ist als Schwerkverkehr zu bezeichnen. Derartige außergewöhnliche Transporte müssen einzelfallbezogen genehmigt werden. Hierzu ist ein besonderer Nachweis der Brückentragfähigkeit erforderlich. Einzelheiten regelt die RiL 458. Insbesondere ist eine Genehmigung durch das EBA erforderlich.

Inwieweit einzelfallbezogen derartige Schwertransporte auf der Brücke zugelassen worden sind oder zugelassen werden sollen, ist nicht bekannt.

7.4 Zu den Nachrechnungen im Auftrag der DB AG [NR1] bis [NR3]

7.4.1 Allgemeines

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Brückenüberbauten sind im Wesentlichen folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis der Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft,
- Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit Torsion,
- Nachweis der Ermüdungssicherheit.

Außerdem sind die Spannungszustände im Gebrauchszustand zu betrachten.

Maßgebend für die Durchführung von solchen Nachrechnungen ist die RiL 805. Dort werden detaillierte Hinweise bezüglich

- Modellbildung und Berechnungsmethoden,
- Sicherheitskonzept,
- Lastannahmen
- Teilsicherheitsbeiwerte,

gegeben. Außerdem werden Anforderungen an die Qualifikation des Nachweisführenden gestellt und es wird die Prüfung der Bewertungsergebnisse geregelt.

Bezüglich des Ermüdungsnachweises ist geregelt, dass für Tragwerke von Eisenbahnbrücken in Spanbetonbauweise von einer ausreichenden Ermüdungssicherheit ausgegangen werden kann, wenn

- Der Erhaltungszustand gut ist,
- unter Gebrauchslast
 - a) die Bedingungen der vollen Vorspannung für die Haupttragrichtung erfüllt sind
 - b) in Querrichtung die Bedingungen der beschränkten Vorspannung erfüllt werden und die Schwingbreite des Spannstahls im Zustand II nicht mehr als 60 N/mm^2 beträgt.

7.4.2 Zusammenfassung der vorliegenden Nachrechnungen [NR1] bis [NR3]

Die Nachrechnungen erfüllen die formalen Kriterien der RiL 805 und wurden durch vom EBA zugelassene Prüferingenieure unabhängig geprüft wurden.

Die Tragfähigkeit der Brücke wird für die Verkehrslasten gemäß RiL 805 bzw. DIN-FB 101 mit dem Beiwert $\alpha = 1$ nachgewiesen. Dies entspricht den für die Streckenklasse D4 anzusetzenden Regellasten.

Für die Längsrichtung sind die Belastbarkeitswerte größer als erforderlich. Die Längsträger sind ausreichend tragfähig.

Da die Bedingung der vollen Vorspannung für das vorliegende Bauwerk erfüllt ist, wurden im Regelfall keine Ermüdungsnachweise geführt. Lediglich in den Endbereichen, wo aufgrund der festgestellten Rissbildungen nicht mehr ohne weiteres von einem guten Erhaltungszustand ausgegangen werden kann, wurden die Spannungsschwingbreiten für die Spannglieder berechnet.

Die Fahrbahnplatte weist in Querrichtung eine ausreichende Tragfähigkeit für Biegung mit Normalkraft auf.

Da die Fahrbahnplatte indirekt auf den Längsträgern aufliegt, ist eine Aufhängebewehrung erforderlich. Diese ist im Endbereich der Platte für die Bemessungslasten des Lastmodells 71 nicht ausreichend dimensioniert. Es ergab sich ein Wert von $\beta_{UIC} = 0,83$.

Ein Ermüdungsnachweis für die Aufhängebewehrung wurde nicht geführt.

Die Anzahl der Querspannglieder entspricht den Planvorgaben, allerdings sind im Endbereich unplanmäßig größere Verlegeabstände ausgeführt worden. Trotzdem kann auch für diese Bereiche unter Berücksichtigung der tatsächlichen Spannliedabstände eine ausreichende Ermüdungssicherheit nachgewiesen werden.

7.4.3 Stellungnahme des FvBel [DB15]

Bei der Durcharbeitung der zur Verfügung gestellten Nachrechnungen [NR1] bis [NR3] sowie der Stellungnahme [DB14] blieben Fragen zur Beschränkung der zulässigen Geschwindigkeit und zur Ermüdungsfestigkeit der Aufhängebewehrung offen. Diese wurden der DB AG mitgeteilt und vom FvBel im Rahmen einer Stellungnahme [DB15] beantwortet.

• Beschränkung der zulässigen Geschwindigkeit

Da im Rahmen der Nachrechnungen ein Belastbarkeitswert $\beta_{UIC} = 0,83$ ermittelt wurde, wurde im Rahmen einer Einstufungsberechnung nach RiL 458.0301 eine genauere Betrachtung durchgeführt [DB15].

Dabei wurde ein Schnittgrößenvergleich zwischen dem Bemessungslastbildes UIC 71/LM 71 mit verschiedenen Betriebslastenzügen durchgeführt. Dabei wurde unter Berücksichtigung der maßgebenden Parameter (

- Belastbarkeitswert,
- Gleiszustand,
- Lastverteilung,
- Teilsicherheitsbeiwerte,

die maximal zulässige Geschwindigkeit für den jeweiligen Betriebslastenzug ermittelt.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse in [DB15], dass für Betriebslastenzüge gemäß den UIC-Regelklassen bzw. den DB-Streckenklassen bei einer Begrenzung der Geschwindigkeit auf $v_{max} = 60$ km/h eine ausreichende Tragfähigkeit der Aufhängebewehrung nachgewiesen werden kann. Dies gilt auch für außergewöhnliche Transporte, die der Schwerewagenklasse CS zugeordnet werden müssen. Für andere außergewöhnliche Transporte können stärkere Geschwindigkeitsbeschränkungen notwendig werden.

• Ermüdungsfestigkeit

In der Stellungnahme [DB15] des FvBel Hamburg (Fachverantwortlicher Brückenbelastbarkeit) werden für die maßgebende Spannungsschwingbreite aus UIC71/LM71 folgende Werte angegeben:

$$\Delta\sigma_s = 106,5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Bauzustandsnote } 1, \gamma_c = 1,00)$$

$$\Delta\sigma_s = 117,2 \text{ N/mm}^2 \quad (\gamma_c = 1,10)$$

Zum Ermüdungsnachweis wird ausgeführt, dass nach RiL 805.0202 für Bewehrung aus glattem Rundstahl mit $\varnothing_s \leq 26$ mm bei bestimmungsgemäßem Gebrauch von einer ausreichenden Sicherheit gegen Ermüdung ausgegangen werden darf, so dass ein rechnerischer Nachweis nicht erforderlich ist.

7.4.4 Eigene Berechnungen zur Ermüdungsfestigkeit der Aufhängebewehrung

Zur unabhängigen Überprüfung der Ermüdungsfestigkeit der Aufhängebewehrung wurde im Rahmen von eigenen Berechnungen ein Ermüdungsnachweis für die Aufhängebewehrung gemäß DIN-FB 102 durchgeführt. Dabei wurde vorausgesetzt, dass für den seinerzeit verwendeten BSt I die gleiche Wöhlerlinie gilt wie für den modernen Rippenstahl. Hierzu ist [L2] zu entnehmen, dass sich der glatte BSt I tendenziell eher noch gutmütiger verhält, da hier keine Kerbwirkung durch Profilierungen oder Rippen vorliegt.

Der vereinfachte Nachweis nach DIN-FB 102 basiert auf der Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq}$. Diese fiktive, rechnerische Schwingbreite führt bei 10^6 Lastwechseln zur gleichen Schädigung wie der reale Zugverkehr. Damit ist $\Delta\sigma_{s,eq}$ von der Intensität der tatsächlichen, während der Lebensdauer der Brücke einwirkenden Verkehrsbelastung abhängig. Der Ermüdungsnachweis nach aktuellen Normen basiert auf dem aktuellen und dem zukünftig erwarteten Verkehrsaufkommen. Bei einer detaillierteren Bewertung einer Bestandsbrücke müsste der Zugverkehr in der bisherigen Standzeit des Bauwerks berücksichtigt werden, was regelmäßig zu einem günstigeren Bemessungsergebnis führt.

Die Ergebnisse der eigenen Ermüdungsnachweise können Anlage B entnommen werden.

Die berechneten Schnittgrößen zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Werten aus [NR2]. Die zugehörigen Schwingbreiten liegen im zulässigen Bereich, so dass auf genauere Nachweise verzichtet werden kann.

7.4.5 Bewertung der Nachrechnungen

Die vorliegenden Nachrechnungen [NR1] bis [NR3] folgen den anerkannten Regeln der Bautechnik, wie sie in den ELTB veröffentlicht wurden, und sind in sich schlüssig. Die unabhängigen bautechnischen Prüfungen durch vom EBA anerkannte Prüfsachverständige ergaben keine nennenswerten Beanstandungen. Die Ergebnisse können damit uneingeschränkt für die Bewertung der Tragfähigkeit herangezogen werden.

Insgesamt wurde für alle tragfähigkeitsrelevanten Bauteile und Stellen eine ausreichende Tragsicherheit nachgewiesen. Der in den Nachrechnungen [NR1] bis [NR3] fehlende Nachweis der Ermüdungsfestigkeit für die Aufhängebewehrung wurde in [DB15] auf der Basis der maßgebenden RiL 805 geführt.

Unabhängige Vergleichsrechnungen haben eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus [DB15] gezeigt.

8 Zusammenfassung

Im Rahmen der Betreiberverantwortung ist die DB AG verpflichtet, „ihren Betrieb sicher zu führen und die Eisenbahninfrastruktur, Fahrzeuge und Zubehör sicher zu bauen und in betriebssicherem Zustand zu halten.“ Die vorliegenden und ausgewerteten Unterlagen zeigen, dass die DB AG die gesetzlichen und technischen Forderungen, die sich aus dieser Betreiberverantwortung ergeben, für die in Rede stehende Pferdemarktbrücke den Regelwerken entsprechend umgesetzt hat.

Insbesondere wird die Brücke regelmäßigen Inspektionen unterworfen. Dabei zeigte sich grundsätzlich ein guter Unterhaltungszustand des Bauwerks. Es wurden bislang keinerlei Anzeichen für eine Beeinträchtigung der Standsicherheit festgestellt.

Die Auswirkungen von Längsrissen, die im Zuge der Inspektionen an verschiedenen Überbauten festgestellt wurden, wurden untersucht und gutachterlich bewertet. Die Risse wurden entsprechend den Empfehlungen beseitigt.

Außerdem wurde im Rahmen von Nachrechnungen, welche die DB AG im Rahmen ihrer Betreiberverantwortung durchführen ließ, unter Berücksichtigung des hierfür maßgebenden, aktuellen Regelwerks, die Brückentragfähigkeit nochmals untersucht. Dabei wurden auch die oben beschriebenen Längsrisse berücksichtigt. Die Berechnungen ergaben insgesamt ausreichende Tragfähigkeiten. Allerdings zeigte sich, dass die Geschwindigkeit auf $v_{\max} = 60$ km/h beschränkt werden sollte.

Eigene Überlegungen und Berechnungen, sowie die Inaugenscheinnahme des Bauwerks haben die Befunde und Feststellungen des Bauherrn im Wesentlichen bestätigt.

Zu den in Abschnitt 1 formulierten Fragen ist Folgendes auszuführen:

Zu a)

Bezüglich der Originalstatik aus dem Jahr 1965 ist festzustellen, dass die angesetzten Verkehrslasten tendenziell etwas höher liegen als diejenigen, die für die derzeit gültige Streckenklasse D4 nach RiL 805 (Tragfähigkeit bestehender Brücken) bzw. DIN-FB 101 (Brückenneubauten) anzusetzen sind. Die Schnittgrößen der Originalstatik können daher prinzipiell auch für eine Beurteilung der heutigen Tragsicherheit herangezogen werden.

Höhere Verkehrslasten, insbesondere höhere Radsatzlasten sind nur zulässig, wenn die Strecke in eine entsprechend höhere Streckenklasse eingestuft wird, oder wenn außergewöhnliche Transporte durchgeführt werden sollen. In beiden Fällen sind rechnerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit und eine Zustimmung bzw. Genehmigung des EBA erforderlich. Mit dieser Vorgehensweise wird bei Beachtung der technischen Regelwerke eine Überschreitung der Brückentragfähigkeit in jedem Fall vermieden.

Zu b)

Der Spannkraftverlust aus Kriechen und Schwinden wird bereits in der Statischen Berechnung rechnerisch ermittelt und den Tragfähigkeitsnachweisen zugrunde gelegt. Hierfür sind im Weiteren keine besonderen Überlegungen mehr erforderlich.

Zu c)

Bei Langzeitverhalten des Betons ist zu unterscheiden zwischen dem Phänomen der Nacherhärtung, die zu einer höheren Festigkeit des Betons führt, und der Alterung, die vor allem in oberflächennahen Bereichen zu einer Festigkeitsminderung führen kann. Den Bauwerksinspektionen der DB, der eigenen Inaugenscheinnahme sowie den orientierend durchgeführten Festigkeitsprüfungen in [NR3] sind keine Hinweise auf alterungsabhängige Festigkeitsminderungen zu entnehmen. Vielmehr weist der Beton tendenziell eine etwas höhere Ist-Festigkeit auf.

In Bezug die Spannglieder sind ebenfalls keine Anzeichen für eine Minderung der Festigkeiten vorhanden, die auf Korrosion oder Materialermüdung zurückzuführen wären.

Um die Ergebnisse der visuellen Prüfungen abzusichern und eine größere Sicherheit hinsichtlich der zukünftigen Entwicklung der Materialeigenschaften zu gewinnen, sollte – beispielsweise im Zuge der turnusmäßigen Inspektionen – an einer größeren Zahl von Prüfstellen Betonfestigkeit und Karbonatisierungstiefe ermittelt werden.

Die undichten Bauwerksfugen sollten möglichst zeitnah instandgesetzt werden.

Zu d)

Da die Überbauten statisch bestimmt gelagert sind, ergeben sich aus etwaigen Stützensenkungen keine Beanspruchungen im Querschnitt und damit auch keine Tragfähigkeitsminderungen. Im Übrigen sind solche Setzungen während der Nutzung des Bauwerks nach Aussage der DB AG auch nicht festgestellt worden.

Insgesamt haben sich in statisch-konstruktiver Hinsicht keine Anhaltspunkte für eine Einschränkung der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit der in Rede stehenden Pferdemarktbrücke ergeben. Die Brücke ist für die maßgebende Streckenklasse D4 uneingeschränkt nutzbar.

Die Bewertung anderer verkehrstechnischer und verkehrspolitischer Aspekte, die im Gesamtzusammenhang eine Rolle spielen können, war nicht Gegenstand des vorliegenden Gutachtens.

Kaiserslautern, den 21.09.2011

Dr.-Ing. Rolf Wörner



Anlage A: Ortstermin am 11.07.2011
Fotografische Aufnahmen



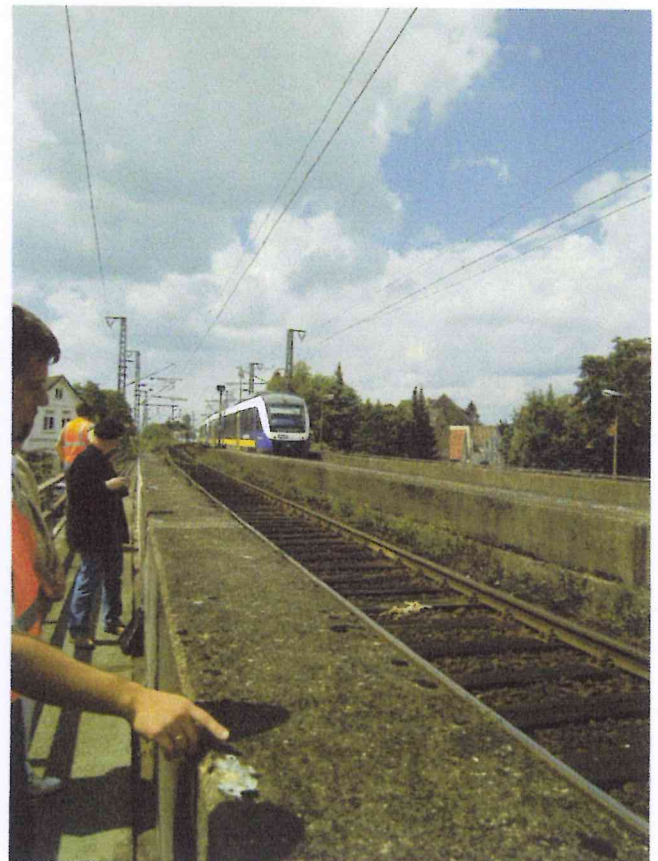
Ansicht



Brückenuntersicht



Brückenseite mit Trogseitenwand



Brückenseite mit Inspektionsweg



Korrodierte Rödeldrahtreste



Aussinterungen an der Brückenunterseite



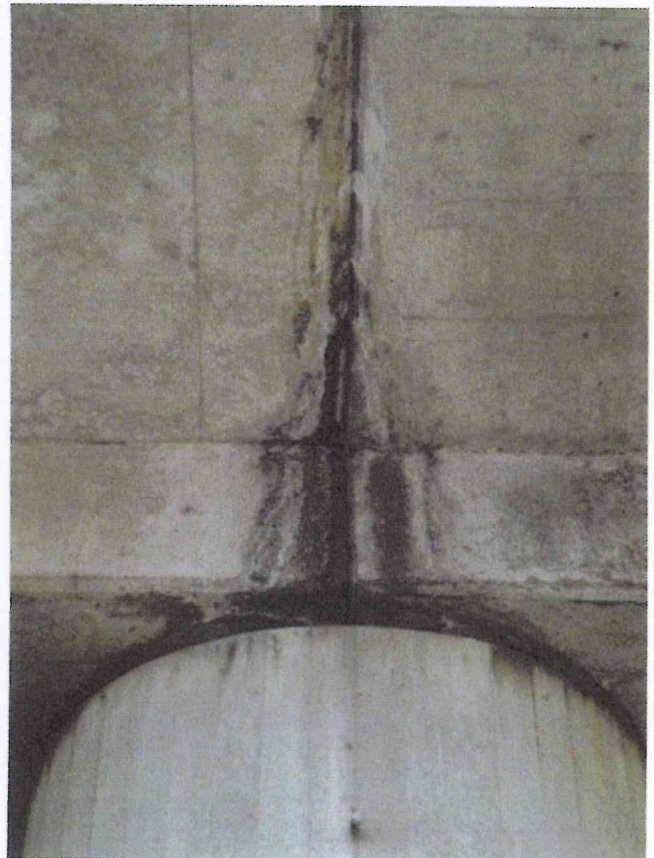
Verfärbungen und Aussinterungen an der Längsfuge



Durchfeuchtung



Querfuge mit Korrosions- und Durchfeuchtungsspuren



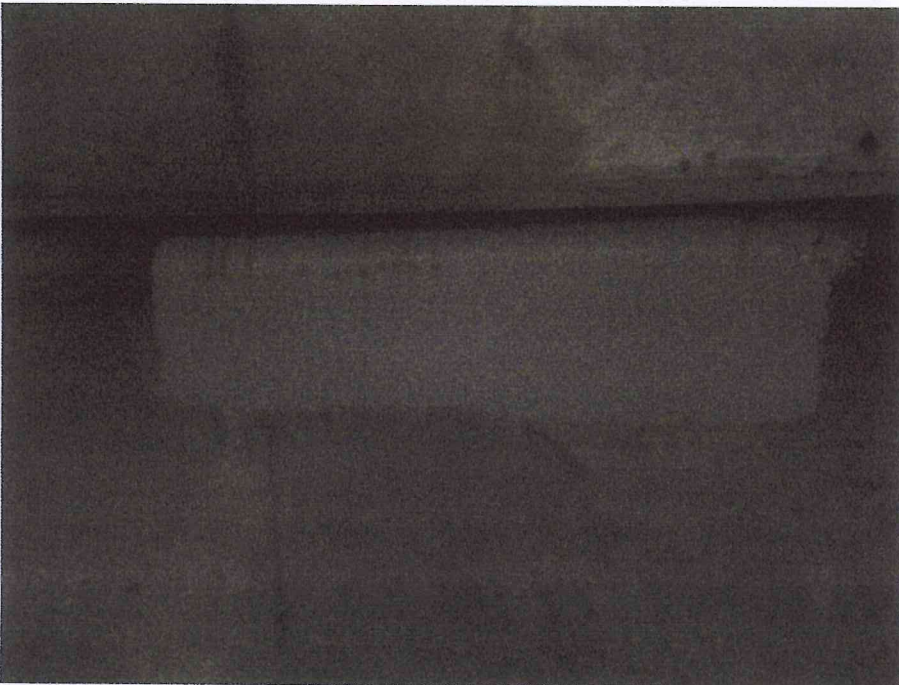
Ablaufspuren an der Kragarmfuge



Instand gesetzter Längsriss



Instand gesetzte Endverankerungen mit Längsriss (Haarriss)



Instand gesetzte Betonabplatzungen



Schadhafte Fugenabdichtung auf der Bürckenoberseite

**Anlage B: Ermüdungsnachweis für die
Aufhängebewehrung nach DIN-FB 102**

1 Schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite

1.1 Allgemeines

Die schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite wird nach DIN-FB 102, II-A.106 ermittelt.

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

$\Delta\sigma_{s,71}$ Schwingbreite infolge Lastmodell 71 in der nichthäufigen Einwirkungskombination einschließlich des dynamischen Faktors (DIN-FB 101)

λ_s Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses aus Spannweite, Verkehrsaufkommen, Nutzungsdauer und Anzahl der Gleise

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

$\lambda_{s,1}$ Beiwert für Stützweite und Verkehrsmischung

$\lambda_{s,2}$ Beiwert für Verkehrsaufkommen

$\lambda_{s,3}$ Beiwert für Nutzungsdauer

$\lambda_{s,4}$ Beiwert für Gleisanzahl

System: Einfeldträger, min L = 19,3 m, max L = 20,5m

Annahme: Verkehrszusammensetzung nach DIN-FB 101, Tabelle F.2 (Schwerverkehr)

Tab. F.2: Zusammensetzung des Schwerverkehrs mit 25-t-Achsen

Zugtyp	Anzahl in Züge/Tag	Gewicht je Zug in t	Verkehrsaufkommen in 10 ⁶ t/Jahr
5	6	2160	4,73
6	13	1431	6,79
11	16	1135	6,63
12	16	1135	6,63
	51		24,78

1.2 Bestimmung der schädigungsäquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,eq}$

$\lambda_{s,1}$ nach DIN-FB 102, Tabelle A.106.2

Einfeldträger

Art	Wöhlerlinie			Stützweite L [m]	Verkehrsmischung	
	k_1	k_2	N^*		Standard	Schwer
[1]	5	9	10^6	≤ 2	0,90	0,95
				≥ 20	0,65	0,70
[2]	3	7	10^6	≤ 2	1,00	1,05
				≥ 20	0,70	0,70
[3]	3	5	10^6	≤ 2	1,25	1,35
				≥ 20	0,75	0,75
[4]	3	5	10^7	≤ 2	0,80	0,85
				≥ 20	0,40	0,40

Für Betonstahl gilt [1].

Für eine Einfeldbrücke mit $L \geq 20$ m und Schwerverkehr folgt damit: $\lambda_{s,1} = 0,70$

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt{\frac{Vol}{25 \cdot 10^6}}$$

Dabei ist

Vol Verkehrsaufkommen in Tonnen pro Jahr und Gleis

k_2 Neigung der Wöhlerlinie

$Vol = 25 \cdot 10^6$ t/Jahr (1 Gleis), $k_2 = 9$:

$$\lambda_{s,2} = 1,0$$

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{years}}{100}}$$

Dabei ist

N_{years} Bemessungswert der Nutzungsdauer der Brücke in Jahren

k_2 Neigung der Wöhlerlinie

$N_{years} = 100$ Jahre, $k_2 = 9$:

$$\lambda_{s,3} = 1,0$$

Nur ein Gleis je Überbau:

$$\lambda_{s,4} = 1,0$$

Schädigungsäquivalente Schwingbreite:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \Delta\sigma_{s,71} = 0,7 \times \Delta\sigma_{s,71}$$

2 Bestimmung der Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,71}$ aus Lastmodell 71

2.1 Dynamischer Beiwert ϕ

Der dynamische Beiwert berücksichtigt die dynamische Erhöhung von Spannungen und Verformungen im Tragwerk infolge der veränderlichen Verkehrseinwirkungen. Die im Rahmen einer statischen Analyse mit den Lastmodellen 71, SW/0 oder SW/2 sind mit dem dynamischen Beiwert ϕ zu multiplizieren.

Maßgebend für den Ermüdungsnachweis der Aufhängebewehrung ist die Spannweite der Fahrbahnplatte in Querrichtung.

Stützweite L: $L = 4,74 - 0,64 = 4,10 \text{ m}$

Die Angaben in DIN-FB 101, 6.4.3 sind innerhalb folgender Grenzen für die Eigenfrequenz des Bauwerks anwendbar.

Oberer Grenzwert: $n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 94,76 \cdot 4,10^{-0,748} = 32,98 \text{ Hz}$

Unterer Grenzwert: $n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 23,58 \cdot 4,10^{-0,592} = 10,23 \text{ Hz}$

Berechnete Eigenfrequenz für die Fahrbahnplatte: $n_0 = 30,1 \text{ Hz}$

(Aus Näherungsformel: $n_0 = 17,76/\delta_0^{0,5} = 17,76/0,3^{0,5} = 32,4 \text{ Hz}$)

Für sorgfältig unterhaltene Gleise gilt:

$$\phi = 1,44/(L_\phi^{0,5} - 0,2) + 0,82 = 1,36$$

$L_\phi = 2 \times$ Plattenstützweite bei Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern
(DIN-FB 101, 6.4.3.3, Tabelle 6.2)

$$L_\phi = 2 \cdot 4,1 = 8,20 \text{ m}$$

2.2 Nicht-häufige Einwirkungskombination:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi'_1 \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

Einwirkungen aus Verkehr als Leiteinwirkung: $\psi'_1 = 1,0$

Weitere Einwirkungen: Temperatur $\psi_1 = 0,5$

Wind

$$\psi_1 = 0,6$$

Für den Ermüdungsnachweis der Aufhängebewehrung nicht relevant

2.3 Schnittgrößen

- aus Nachrechnung Weiermüller + Vogel

Eigengewicht:	$v_k = 22,6 \text{ kN/m}$
Ausbau:	$v_k = 13,9 \text{ kN/m}$
Verkehr:	$v_k = 101,1 \text{ kN/m}$

(aus UIC71 bzw. LM 71 mit Schwingbeiwert $\phi = 1,40$)

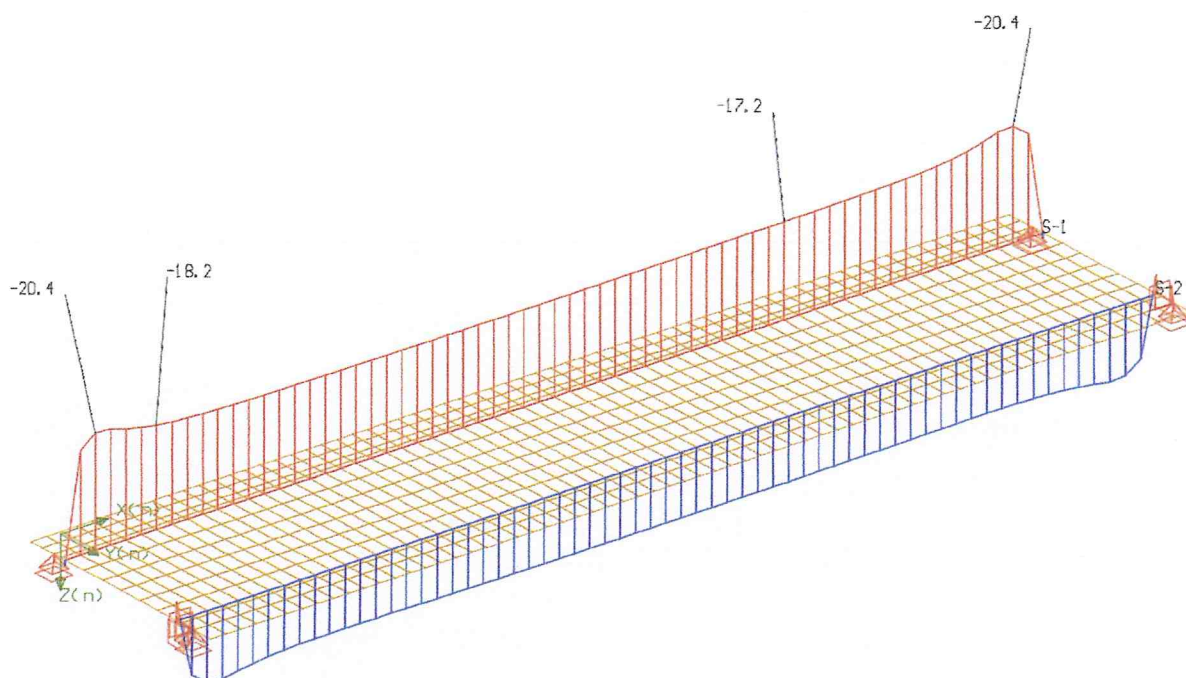
$$\Delta v_k = 101,1 \text{ kN/m}$$

- Eigene Schnittgrößenermittlung

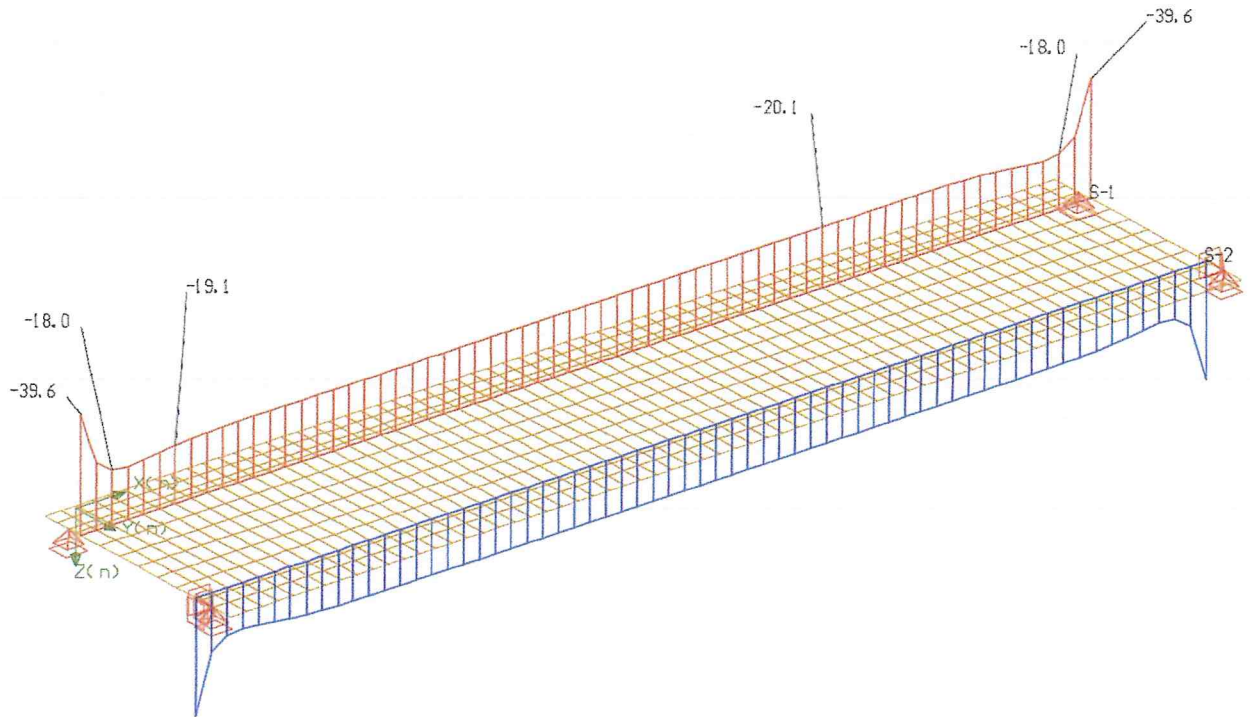
	Überbauende	Überbaumitte
Eigengewicht:	$v_k = 20,4 \text{ kN/m}$	$v_k = 17,5 \text{ kN/m}$
Ausbau:	$v_k = 28,8 \text{ kN/m}$ $0,5 \times (39,6 + 18,0), b = 1,0 \text{ m}$	$v_k = 20,3 \text{ kN/m}$
Verkehr:	$v_k = 116,0 \text{ kN/m}$ $0,5 \times (155,3 + 76,7), b = 1,0 \text{ m}$	$v_k = 80,7 \text{ kN/m}$

Die eigene Schnittgrößenermittlung zeigt gute Übereinstimmung mit den Werten von Weiermüller+Vogel.

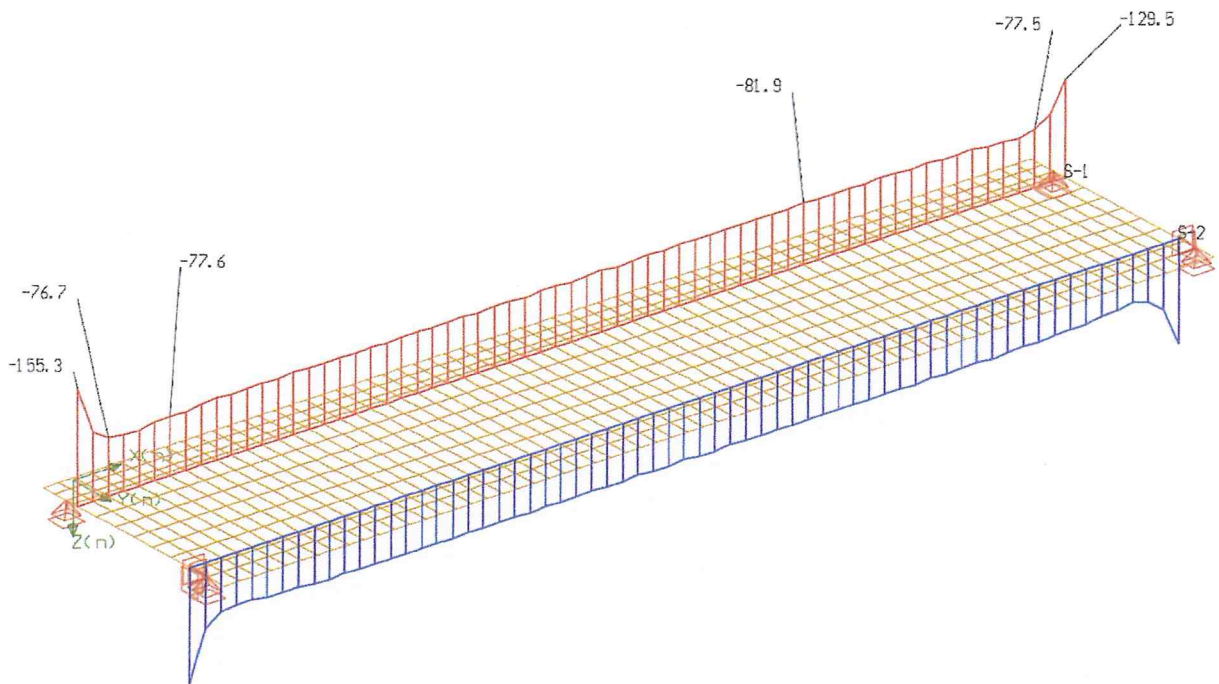
Eigengewicht



Ausbaulasten



Eisenbahnverkehr



2.4 Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{71}$

• Vorhandene Bewehrung gemäß der geprüften Statik [NR2] :

Ø10/30 cm, 2-schnittig:
(Bügel) $a_{s,w} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ø10/30 cm, 1-schnittig:
(Schrägstab, $\alpha = 75^\circ$) $a_{s,w} = 2,54 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ø14/180 cm, 2-schnittig
(Bügel, Montageständer Vorspannung) $a_{s,w} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{m}$

SUMME: $a_{s,w} = 9,49 \text{ cm}^2/\text{m}$

Die höhere Bewehrung im Randbereich wird auf der sicheren Seite liegend nicht angesetzt

$\Delta\sigma_w = 101,1/9,49 \cdot 10 = 106,5 \text{ N/mm}^2$ mit Schnittgrößen aus [NR2]

$\Delta\sigma_w = 116,0/9,49 \cdot 10 = 122,2 \text{ N/mm}^2$ mit Schnittgrößen aus eigener Berechnung

3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit

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

Dabei ist

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ Spannungsschwingbreite bei N^* Lastzyklen entsprechend den Wöhlerlinien nach II-4.3.7.7 oder II-4.3.7.8

$\Delta\sigma_{s, equ}$ schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite, die der Schwingbreite bei gleich bleibendem Spannungsspektrum mit N^* Spannungszyklen entspricht und zur gleichen Schädigung führt wie ein Schwingbreitenspektrum infolge fließenden Verkehrs

$$\gamma_{f,fat} = 1,0 \quad \gamma_{Ed,fat} = 1,0 \quad \gamma_{s,fat} = 1,15$$

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 0,7 \cdot \Delta\sigma_{s,71} = 0,7 \cdot 106,5 = 74,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{s, equ} = 0,7 \cdot \Delta\sigma_{s,71} = 0,7 \cdot 122,2 = 85,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/1,15 = 175/1,15 = 152 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_{s, equ}$$

→ Nachweis der Ermüdungsfestigkeit erbracht