

# STRATEGIEN FÜR DIE BEWERTUNG VON FAHRZEUG- ANPRALLEREIGNISSEN AUF EISENBAHNBRÜCKEN

## STRATEGIES FOR THE ASSESSMENT OF VEHICLE IMPACT EVENTS (BRIDGE STRIKES) ON RAILWAY BRIDGES

Alfred Strauss (BOKU University), Michael Reiterer (REVOTEC Wien) &  
Maximilian Autengruber (ÖBB-Infrastruktur AG)

### KEYWORDS

Eisenbahnbrücken; Anprallstöße auf Stahlbetonplattensysteme; dynamische Einwirkungsmodelle; nichtlineare digitale Zwillinge; Monitoring; Anprallkräfte; Brückenanprall.

### KURZFASSUNG

Der Anprall von Fahrzeugen auf Infrastrukturbauwerke der Eisenbahnbetreiber hat eine Reihe von unerwünschten Folgen, die in der Regel zur Sperrung des Eisenbahnbetriebs führen und einen definierten Genehmigungsprozess durch Sachverständige zur Verkehrsfreigabe erfordern. Diese Vorfälle häufen sich im innerstädtischen Bereich, die damit verbundenen Verspätungen im Fahrplan und die entstehenden Kosten steigen ebenfalls. Ziel ist es daher, neben rechnerischen Methoden zur Ermittlung der von Eisenbahnbrücken aufnehmbaren Anprallkräfte, Systeme zu entwickeln, die ein robustes Monitoring-System beinhalten, das es erlaubt, das Ausmaß eines Anpralls zu erkennen und sofort zu beurteilen, ob ein Schaden am Bauwerk, eine Verminderung der Tragfähigkeit, ein Problem der Gebrauchstauglichkeit oder kein Schaden vorliegt. Dies war auch die Motivation für eine genauere Analyse des Anpralls von Fahrzeugen bei Eisenbahnbrücken.

Die an einer ausgewählten Brücke durchgeführten Analysen zeigen, dass das ursprünglich als sehr komplex angenommene Problem auf ein klar definiertes, ingenieurmäßig effizientes Problem reduziert werden kann. Es zeigte sich, dass sich das Problem in die Einwirkungsanalyse des dynamischen Stoßes (Größe der Stoßkraft), in die nichtlineare dynamische Analyse des Widerstandsmodells bzw. der Tragstruktur und die Analyse des vulnerablen Elements (Lagerkonstruktion), sozusagen eine dreistufige dynamische oder quasistatische Analyse, zerlegen lässt. Darüber hinaus zeigen die Analysen, dass der Energieeintrag und die Stoßkraftübertragung mithilfe von Monitorings-Systemen an definierten Stellen in der Nähe der Lager charakterisiert werden können und somit die Möglichkeit geschaffen wird, zu bewerten, welche Stoßkraft in das Tragwerk eingeleitet und welche Stoßkräfte über die Lager in den Brückenunterbau übertragen wurden. Letztlich liefern die Untersuchungen wesentliche Bausteine zur tragwerksspezifischen Ermittlung der Einwirkung eines Fahrzeuganpralls auf Eisenbahnbrücken und eine Handlungsanweisung für die Entscheidung zur fortgesetzten Betriebstauglichkeit oder die Sperre von Eisenbahnbrückenbauwerken im Fall eines Anprallereignisses.

## ABSTRACT

Bridge strikes have several consequences, especially for infrastructure structures of railroad operators that usually lead to a closure of the track above the bridge and require a defined approval process by experts to reopen the track. These incidents are becoming more frequent in inner-city areas and the resulting train delays and costs are also increasing. The aim is therefore to develop systems that include a robust monitoring system allowing the magnitude of a collision to be identified and an immediate assessment to be made as to whether there is damage to the structure, a reduction in load-bearing capacity, a serviceability problem or no damage at all. For this reason, the impact process was analysed in detail. Analysis carried out on a specific bridge demonstrated that the problem, which was originally assumed to be very complex, can be reduced to a clearly defined, engineeringly efficient problem.

It was shown that the problem can be divided into a three-stage dynamic or quasi-static analysis consisting of the impact analysis of the dynamic impact, of the non-linear dynamic analysis of the resistance model or the load-bearing structure and of the analysis of the vulnerable element. In addition, the studies showed that the energy input or the impact force transmission can be characterized using monitoring systems at defined points near the bearings, thus making it possible to evaluate which impact force was transferred into the supporting structure and which impact forces were transferred via the bearings into the bridge substructure. Ultimately, these investigations provided essential building blocks for decision-making processes regarding the closure of railroad bridge structures in the event of bridge strikes.

## 1. EINLEITUNG

Der Anprall von Kraftfahrzeugen an Eisenbahnbrücken und die damit verbundene Streckensperre stellen seit dem Aufkommen der Motorisierung ein Hindernis im Betriebsalltag von Eisenbahnen dar, das u.a. zu Verspätungen, Zugsausfällen sowie Veränderungen der Fahrzeug- und Personalumlaufplanung führt. Während der Großteil der Ereignisse ohne nennenswerte längerfristige Einschränkung des Eisenbahnbetriebs erfolgt, kommt es bei einzelnen Ereignissen zu Beschädigungen, die zu mehrtägigen Streckensperren führen (< 1 %). Diese treten ausschließlich bei Stahlbrücken älterer Bauart auf. Dabei werden die im Vergleich zu Stahlbeton oder Verbundbrücken relativ leichten Tragwerke in ihrer Lage verschoben. Durch direkte Verbindung des Gleiskörpers mit dem Brückentragwerk kommt es damit zu Gleisverwerfungen, die in weiterer Folge zu Entgleisungen führen können. In den Jahren 1974 und 1975 kam es in Irland auf diese Art zu zwei schweren Eisenbahnunglücken.<sup>1</sup> Im Gegensatz dazu kommt es bei Brückentragwerken aus Stahlbeton und in Verbundbauweise zumindest im Streckennetz der ÖBB-Infrastruktur AG im Betrachtungszeitraum ab 2012 zu keinen Schäden in dieser Ausprägung. Die Schäden begrenzen sich bei diesen Tragwerkstypen auf Schleifspuren, kleinflächige Betonausbrüche oder Beschädigungen des Korrosionsschutzes.

<sup>1</sup> Byrne, Special Topics Report – Railway Bridges in Ireland & Bridge Strike Trends (2009) online abrufbar unter <https://www.crr.ie/assets/files/pdf/bridgestrikesireland1.pdf> (Zugriff am 25.4.2024).

Im Betriebsalltag wird bisher allerdings nicht unterschieden, ob eine Stahlbrücke oder eine Massivbrücke von einem Anprallereignis betroffen ist. Es kommt dabei immer zu einer Sperre der Strecke. In diesem Beitrag werden folgende Fragestellungen untersucht:

- » Welche Kräfte können im Fall eines Anpralls auf Stahlbetonbrücken auf Basis von Normen und theoretischen Überlegungen wirken?
- » Wie können diese Kräfte innerhalb des Bauwerks in den Boden abgeleitet werden? Können dabei Schwachstellen identifiziert werden?
- » Welche Lasten kann das Bauwerk theoretisch aufnehmen, ohne dass von einer Beschädigung der Tragstruktur auszugehen ist?

Mit den durchgeführten Überlegungen und Analysen soll der mögliche Schaden im Fall eines Anprallereignisses eingegrenzt werden, wodurch die eingangs erwähnten Streckensperren reduziert werden könnten.

## 2. STATE OF THE ART, LITERATUR UND NORMEN

Während der Anprall auf Stützkonstruktionen bereits seit den 1960er-Jahren umfassend untersucht wurde<sup>2</sup> und Angaben zu Lasten in Normen zu finden sind,<sup>3</sup> ist in der ÖNORM B 4003<sup>4</sup> von 1994 noch der Hinweis zu finden, dass „ein Anprall von Straßenfahrzeugen bzw. von Schiffen an die Tragwerke im Allgemeinen rechnerisch nicht zu berücksichtigen“ ist. Dies änderte sich Ende der 1990er-Jahre mit dem Erscheinen von UIC-Kodex 777-1.<sup>5</sup> In diesem Dokument sind äquivalente statische Ersatzlasten auf Brückenüberbauten mit 500 kN horizontal und 250 kN senkrecht zur Fahrbahn angegeben. Der Wert von 500 kN ist fortan auch in Tabelle 4.2. der ÖNORM EN 1991-1-7<sup>6</sup> für die Kategorie „Autobahn und Bundesstraßen“ angegeben, neben reduzierten Werten für weitere Straßenkategorien (siehe Tabelle 1). Die exakte Herkunft dieser Werte ließ sich trotz intensiver Recherchearbeit der Autoren nicht eruieren. Anhaltspunkte dazu sind in Anhang C der ÖNORM EN 1991-1-7 zu finden.

Die Verwendung des angegebenen Berechnungsschemas führt allerdings zu wesentlich höheren (dynamischen) Lasten bis zu 2.400 kN im Fall von Autobahnen (Tabelle C.2. der ÖNORM EN 1991-1-7). Die Annahmen sind dabei für den Anprall an Überbauten sehr konservativ und entsprechen einem harten Stoß der gesamten Fahrzeugmasse direkt in der Höhe des Tragwerks. Gemäß dem Hintergrund-

<sup>2</sup> Popp, Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton (1965).

<sup>3</sup> Austrian Standards, ÖNORM B 4003-1: Berechnung und Ausführung der Tragwerke – Allgemeine Grundlagen Eisenbahnbrücken (Ausgabe am 25.1.1956); DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken Lastannahmen (Ausgabe im November 1967).

<sup>4</sup> Austrian Standards, ÖNORM B 4003-1: Berechnung und Ausführung der Tragwerke – Allgemeine Grundlagen Eisenbahnbrücken (Ausgabe am 1.4.1994).

<sup>5</sup> Internationaler Eisenbahnverband, UIC-Kodex 777-1E: Maßnahmen zum Schutz der Eisenbahnbrücken gegen Anprall von Straßenfahrzeugen und des Schienenverkehrs vor abirrenden Straßenfahrzeugen (Ausgabe im Juni 2002).

<sup>6</sup> Austrian Standards, ÖNORM EN 1991-1-7: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen (Ausgabe am 1.9.2014).

dokument<sup>7</sup> müssten eine Masse von 20.000 kg und eine Geschwindigkeit von 50 km/h angesetzt werden, um mit dem in Anhang C. der ÖNORM EN 1991-1-7 angegebenen Berechnungsschema die Anpralllast an Stützen von 1.000 kN an Autobahnen zu erreichen. Dabei ist weder die Geschwindigkeit von 50 km/h noch die Fahrzeugmasse von 20.000 kg als auf der sicheren Seite liegend anzusehen. Es wird im Hintergrunddokument allerdings ebenfalls erwähnt, dass die äquivalenten statischen Ersatzlasten aus der ÖNORM EN 1991-1-7 in Kombination mit einem klassischen, linear elastischen Berechnungsmodell dennoch Ergebnisse auf der sicheren Seite liefern. Ergänzend dazu wird im Designers' Guide<sup>8</sup> zur ÖNORM EN 1991-1-7 erwähnt, dass der Wert von 2.400 kN als dynamische Anpralllast sehr ungünstigen Annahmen zugrunde liegt, sowie weiters, dass es in der Verantwortung des Auftraggebers oder der zuständigen Behörde liegt, ein Risikolevel zu definieren, das mit geringeren Werten einhergeht.

In der Schweiz sind die Lasten für den Anprall an Überbauten mit 500 kN auf Autobahnen, Autostraßen und Außerortsstraßen bzw. 250 kN auf Innerortsstraßen angegeben.<sup>9</sup> Die Werte ergeben sich dabei aus der halben Anpralllast auf die Stützbauwerke. Für lichte Durchfahrtshöhen größer 5 m und kleiner 6 m können die Werte, ebenso wie in der ÖNORM EC 1991-1-7, abgemindert werden. Ab einer lichten Durchfahrtshöhe von 6 m (plus Zuschläge durch Fahrbahndecken-Erneuerungen, Gradienten, Setzungen und Brückenverformungen) muss die Anpralllast nicht mehr berücksichtigt werden.

Eine mögliche alternative Vorgehensweise zum Nachweis von Anprallereignissen mit statisch äquivalente Ersatzlasten wurde 2018 am Beispiel einer Verkehrszeichenbrücke<sup>10</sup> gewählt. Dabei wurden eine Risikoanalyse sowie numerische Untersuchungen zur Ableitung von statischen Ersatzlasten durchgeführt. Weiters wurden auch Simulationen mit nichtlinearem Materialverhalten sowie dynamischen Anprall untersucht. Damit konnten die Anpralllasten deutlich reduziert werden.

Alternative Konzepte, um Anprallereignisse vor dem Entstehen überhaupt zu verhindern, werden in Großbritannien angewendet; so werden dort Lkw-Lenker:innen speziell hinsichtlich Brückenanprall geschult.<sup>11</sup> Zusätzlich wird ein besonderes Augenmerk auf die Beschilderung und Sichtbarkeit der Warnhinweise gelegt. Ergänzend wurden auch betriebliche Abläufe insofern optimiert, als die Brücken in nach Material und Bauweise unterschiedliche Klassen aufgeteilt werden, für die bestimmte Regeln im Fall eines Anpralls gelten.<sup>12</sup> So kann der Eisenbahnbetrieb auf bestimmten Brückentragwerken auch nachdem ein Fahrzeug gegen einen Tragwerksteil geprallt ist, in gewissen Fällen mit Einschränkungen, weiterlaufen. Auch der Typ des angeprallten Fahrzeugs hat Einfluss auf eine mögliche Streckensperre.

7 *Vrouwenvelder et al.*, Eurocode, 1 Part 1.7, Accidental actions (Jänner 2005).

8 *Calgaro et al.*, Designers' Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges, EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 Annex A2 (2010).

9 *Bundesamt für Strassen*, ASTRA 12008: Richtlinie Anprall von Straßenfahrzeugen auf Bauwerksteile von Kunstbauten, Ausgabe 2023 V1.50, (Ausgabe 2003).

10 *Keuser/Braml*, Anprallsockel für Verkehrszeichenbrücken FE 15.0593/2013/ARB (Schlussbericht 2018).

11 „Guidance – How to prevent vehicles from hitting bridges“, abrufbar unter <https://www.gov.uk/government/publications/prevention-of-bridge-strikes-good-practice-guide> (Zugriff am 25.4.2024).

12 *Network Rail*, Management of the risk of Bridge Strikes (2010).

### 3. THEORETISCHE GRUNDLAGEN ZUM EINWIRKUNGSMODELL FÜR DEN FAHRZEUGANPRALL

Der Anprall von Fahrzeugen stellt bei Eisenbahnbrücken eine stoßartige Belastung dar, wobei sich die Größe der Interaktionskraft (Stoßkraft)  $F_{S,GES}$  aus der Stoßmasse (Fahrzeugmasse)  $m_p$ , der Fahrzeuggeschwindigkeit  $v_p$ , der Stoßdauer  $\Delta t$  und der Fahrzeugsteifigkeit  $k_f$  ergibt.

In Anhang C. der ÖNORM EN 1991-1-7 wird ein analytisches Rechenverfahren zur Ermittlung der auf Eisenbahnbrücken einwirkenden Interaktionskraft (Stoßkraft)  $F_{S,GES}$  infolge eines Fahrzeuganpralls angegeben. Dabei wird zwischen einem Anprall als „harter“ und als „weicher“ Stoß unterschieden.

- » Ein Anprall wird als „harter Stoß“ bezeichnet, wenn die Anprallenergie hauptsächlich durch das Anprallobjekt (Fahrzeug) dissipiert wird.
- » Ein „weicher Stoß“ ist demgegenüber dadurch gekennzeichnet, dass sich das gestoßene Objekt (Tragwerk) deformiert und dabei Stoßenergie absorbiert und anschließend in Wärme umwandelt (dissipiert).

Bei Eisenbahnbrücken verformt sich das Tragwerk (Brückenüberbau) jedoch nur vernachlässigbar gering in die Stoßrichtung, daher wird der „harte Stoß“ als maßgebend angenommen. Die Realität wird jedoch zwischen einem „harten“ und einem „weichen“ Stoß liegen, da im Fall eines auf Elastomeren gelagerten Tragwerks sehr wohl eine bestimmte Größe der horizontalen Deformation des Brückentragwerks stattfindet und dabei ein Anteil der Stoßenergie dissipiert wird. Mit Annahme des „harten“ Stoßes liegt man auf der sicheren Seite, da angenommen wird, dass die Energiedissipation ausschließlich durch das Anprallobjekt (Fahrzeug) erfolgt.

In der ÖNORM EN 1991-1-7 wird die nachfolgend angeführte Tabelle 1 zu den äquivalenten statischen Anprallkräften auf Brückenüberbauten (in Fahrtrichtung) angegeben.

Kategorie	Äquivalente statische Ersatzkraft $F_{S,GES}$
Autobahnen und Bundesstraßen	500 kN
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	375 kN
Innerstädtische Straßen	250 kN
Privatstraßen und Parkgaragen	75 kN

**Tabelle 1:** Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte auf Brückenüberbauten (in Fahrtrichtung) gemäß Tabelle 4.2. der ÖNORM EN 1991-1-7

Man erkennt, dass gemäß der ÖNORM EN 1991-1-7 für innerstädtische Straßen (gilt für die im Kapitel 4. betrachtete Eisenbahnbrücke) eine äquivalente statische Ersatzkraft von  $F_{S,GES} = 250$  kN anzusetzen ist und für Landstraßen außerhalb von Ortschaften  $F_{S,GES} = 375$  kN. Es wird sich in Kapitel 4. zeigen, dass die in Tabelle 1 angegebenen Anprallkräfte deutlich geringer sind als jene, die sich bei Anwendung eines analytischen Näherungsverfahrens ergeben. Im nationalen Anwendungsdokument zur ÖNORM EN 1991-1-7 wird in Ergänzung zu den in Tabelle 1 definierten Anprallkräften eine lichte Durchfahrtshöhe von  $h \leq 6,0$  m angegeben, ab der ein Anprall von Straßenfahrzeugen zu berücksichtigen ist.

Alternativ zu den äquivalenten statischen Kräften, die in der ÖNORM EN 1991-1-7 in Tabellenform angegeben werden, darf eine dynamische Näherungsberechnung mit vereinfachten Modellen durchgeführt werden, und dieses Näherungsverfahren wird für den „harten“ Stoß nachstehend vollumfassend dargelegt.

Wie bereits erwähnt, ist die sich infolge Fahrzeuganpralls bei Brückenüberbauten ergebende Stoßkraft  $F_{S,GES}$  von der Stoßmasse (Fahrzeugmasse)  $m_F$ , der Fahrzeuggeschwindigkeit  $v_F$ , der Stoßdauer  $\Delta t$  und der Fahrzeugsteifigkeit  $k_F$  abhängig. Das in Anhang C der ÖNORM EN 1991-1-7 angegebene vereinfachte Näherungsverfahren nimmt einen „harten“ Stoß an, das heißt, der Brückenüberbau (Tragwerk) wird als vollkommen starr und unbeweglich angenommen. Somit erfolgt keine Energiedissipation durch das Tragwerk, während sich das Anprallobjekt (Fahrzeug) linear verformt und die Stoßenergie vollständig dissipiert.

Die sich infolge Fahrzeuganpralls ergebende maximale dynamische Interaktionskraft (oberer Grenzwert) wird durch die folgende Gleichung 1 ausgedrückt:

$$F_{S,GES} = v_F \sqrt{k_F m_F} \quad \text{(Gleichung 1)}$$

Dabei definiert  $F_{S,GES}$  die Stoßkraft,  $v_F$  die Geschwindigkeit des Fahrzeugs zum Zeitpunkt des Anpralls,  $m_F$  die Masse des Fahrzeugs und  $k_F$  die äquivalente elastische Steifigkeit des Anprallobjekts (das heißt das Verhältnis der Stoßkraft  $F_{S,GES}$  zur Gesamtverformung).

Der Anprallvorgang kann als plötzlicher Rechteckimpuls, der auf den Überbau der Eisenbahnbrücke einwirkt, angesehen werden. Gleichung 1 lässt sich in die folgende Impulsgleichung (Gleichung 2) umschreiben:

$$F_{S,GES} \cdot \Delta t = v_F m_F \quad \text{(Gleichung 2)}$$

bzw. kann Gleichung 2 bei bekannter Größe der Stoßdauer  $\Delta t$  auch zur direkten Ermittlung der Stoßkraft angewendet werden (Gleichung 3):

$$F_{S,GES} = \frac{v_F m_F}{\Delta t} \quad \text{(Gleichung 3)}$$

In Gleichung 2 und 3 tritt nun die Stoßdauer  $\Delta t$  als explizite Größe auf. Sie ist wie folgt definiert (Gleichung 4):

$$\Delta t = \sqrt{\frac{m_F}{k_F}} \quad \text{(Gleichung 4)}$$

Gleichung 4 lässt sich auch als Periodendauer oder Kehrwert der Grundfrequenz des Anprallobjekts (Fahrzeug) deuten.

Die genaue Ermittlung der Stoßdauer stellt in der praktischen Betrachtung eines realen Fahrzeugs aufgrund der Variabilität der real existierenden Fahrzeugsteifigkeiten eine große Herausforderung dar, die nur näherungsweise gelöst werden kann. Eine sehr geringe Stoßdauer führt konsequenterweise zu ebenso hohen Stoßkräften, die unplausible Werte annehmen können. Im Fall eines vollkommen starren Anprallobjekts und eines starren Tragwerks würde sich eine unendlich hohe Stoßkraft ergeben.

Sofern es gelingt, das Anprallobjekt (Fahrzeug) als einen äquivalenten Körper mit gleichmäßigem Querschnitt zu modellieren, können die folgenden Gleichungen zur Ermittlung der äquivalenten Fahrzeugsteifigkeit und -masse angewendet werden:

$$k_F = \frac{EA}{L} \quad \text{(Gleichung 5)}$$

$$m_F = \rho AL \quad \text{(Gleichung 6)}$$

Dabei definieren  $E$  und  $A$  den äquivalenten Elastizitätsmodul und die äquivalente Querschnittsfläche des Fahrzeugs,  $L$  die äquivalente Fahrzeuglänge und  $\rho$  die äquivalente Massendichte des Fahrzeugs. Abbildung 1 zeigt das mechanische Modell zur näherungsweise Berechnung der Gesamtgröße der Stoßkraft  $F_{S,GES}$  im Fall eines „harten“ Stoßes.

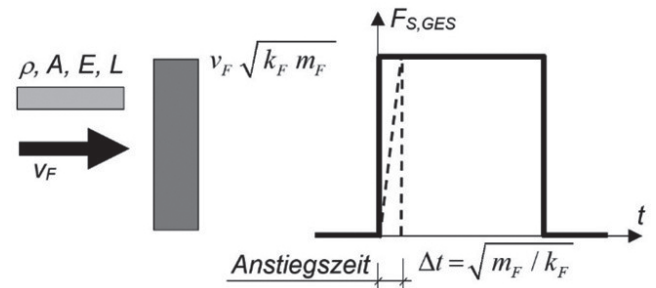


Abbildung 1: Mechanisches Modell zur näherungsweise Berechnung der Gesamtgröße der Stoßkraft  $F_{S,GES}$  im Fall eines „harten“ Stoßes

Da die Stoßdauer  $\Delta t$  auf Grundlage von rein theoretischen Überlegungen nur sehr unpräzise ermittelt werden kann, werden in der Praxis sogenannte Crash-Versuche zur Bestimmung der Stoßkräfte  $F_{S,GES}$  und der äquivalenten Steifigkeit  $k_F$  von anprallenden Fahrzeugen vorgenommen.

Die ÖNORM EN 1991-1-7 gibt in Tabelle C.1. einen deterministischen Wert für die äquivalente Fahrzeugsteifigkeit von  $k_F = 300 \text{ kN/m}$  an. Bei Annahme eines Fahrzeuggesamtgewichts von 25 t ( $m_F = 25.000 \text{ kg}$ ) ergibt sich die Stoßdauer zu  $\Delta t = 0,29$  Sekunden. Für eine angenommene Fahrzeuggeschwindigkeit von  $v_F = 50 \text{ km/h}$  und einer Fahrzeugmasse von  $m_F = 25.000 \text{ kg}$  ergibt sich daraus eine Gesamtstoßkraft von  $F_{S,GES} = 1226,63 \text{ kN}$  (siehe Berechnung und grafische Darstellung in Abbildung 2).

Unter der ingenieurmäßig vereinfachenden Annahme, dass im Fall eines Anpralls nur die halbe Gesamtmasse des Fahrzeugs auf Höhe des Brückendecks einwirkt, ergibt sich eine effektive einwirkende Stoßkraft von  $F_S = F_{S,GES} / 2 = 1226,63 \text{ kN} / 2 = 614 \text{ kN}$ .

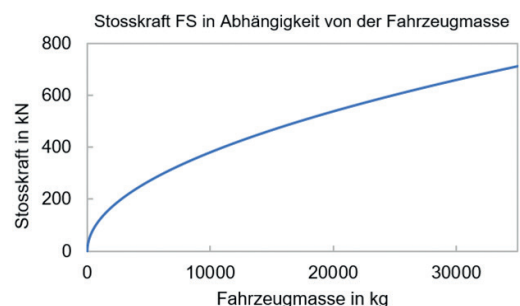


Abbildung 2: Ermittlung der Stoßkraft  $F_S$  auf Höhe des Brückenüberbaus mit angenommenen Eingangsparametern (Fahrzeugmasse  $m_F = 25 \text{ t}$ ; Fahrzeuggeschwindigkeit  $v_F = 50 \text{ km/h}$ ; Fahrzeugsteifigkeit  $k_F = 30.000 \text{ N/m}$ ) und grafische Darstellung in Abhängigkeit von der Fahrzeugmasse

Die in Abbildung 2 für die gemäß Anhang C der ÖNORM EN 1991-1-7 ermittelte Stoßkraft  $F_S$  erzielten Ergebniswerte zeigen, dass nach diesem konservativen mechanischen





Abbildung 3: Links: Ansicht Seite links der Bahn; rechts: Ansicht Seite rechts der Bahn; © Strauss/Reiterer/Autengruber

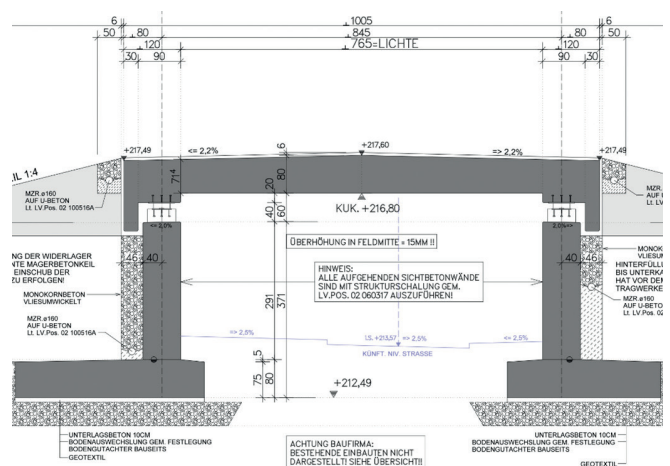
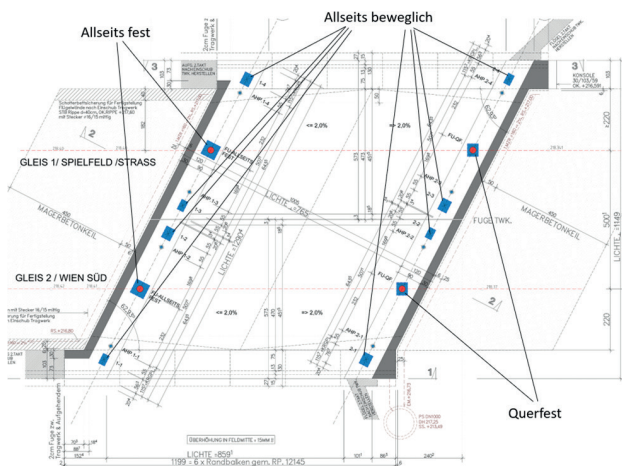


Abbildung 4: Grundriss mit Darstellung der Lagersituation und Längsschnitt der untersuchten Eisenbahnbrücke; © ÖBB-Infrastruktur AG

Modell des „harten“ Stoßes selbst leichte Fahrzeuge die in der Tabelle 1 für innerstädtische Straßen angegebenen Stoßkräfte signifikant überschreiten. Es wird darauf hingewiesen, dass die Gesamtstoßkraft zur Ermittlung der auf Höhe des Brückenüberbaus einwirkenden Stoßkraft  $F_s$  hier bereits mit dem Faktor 0,5 reduziert wurde.

#### 4. ANWENDUNGSFALL: EINFELDRIGE, ELASTISCH GELAGERTE EISENBAHNBRÜCKE AUS STAHLBETON

##### 4.1. Aspekte der Modellierung des Strukturwiderstands

Neben der in Kapitel 3. erläuterten Ermittlung der Größe des Anprallstoßes und des Energieeintrags in ein Brückentragwerk ist für Betreiber und Bauherren von Interesse, wie Anprallenergie und Anprallkräfte im Tragwerk vom Ort des Anpralls zu den Lagerkonstruktionen (feste und querfeste Lager) bzw. Widerlagern übertragen und abgebaut werden. Eine geeignete Methode zur Beantwortung dieser Fragestellung ist die numerische Analyse der Ausbreitung des Stoßprozesses im Tragwerk mittels einer quasistatischen Berechnung an linearen oder nichtlinearen Modellen. Neben dem Auffinden der kritischen Elemente bzw. Bereiche wie z.B. der Lagerkonstruktionen, die für einen möglichen Verlust der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bei einem Fahrzeuganprall verantwortlich sind, geht es bei dieser Analyse auch darum, die Bereiche zu identifizieren, die aufgrund von

vorliegenden Monitoring-Informationen Rückschlüsse auf den tatsächlichen Energieeintrag bzw. Anprall zulassen. Diese Informationen ermöglichen eine direkte Beurteilung, ob die Eisenbahnbrücke nach dem Anprall noch intakt ist und ohne Einschränkung des Eisenbahnbetriebs weiter genutzt werden kann, sofern ein Bezug zu den in der ursprünglichen Strukturanalyse definierten Grenzbelastungen hergestellt werden kann.

##### 4.2. Hauptabmessungen und Merkmale der betrachteten Eisenbahnbrücke

Die Eisenbahnbrücke, die speziell für die oben diskutierten Anprallstöße untersucht wurde (siehe Abbildung 3) ist eine einfeldrige Stahlbetonplattenkonstruktion mit einer Spannweite von 9,49 m (gemessen in der Brückenachse) und 8,45 m (normal zur Widerlagerachse). Die Brücke besteht aus zwei Tragwerken, die durch eine Längsfuge voneinander getrennt sind, der Kreuzungswinkel zur darunterliegenden Straßenachse beträgt  $63^\circ$  (siehe Abbildung 4). Die Durchfahrtshöhe beträgt beim Objekt DFH = 3,23 m und die beiden Tragwerksplatten sind auf Einzellagern gelagert, wie man im Grundriss und Querschnitt der Abbildung 4 erkennen kann.

Dieses Brückenobjekt wurde gewählt, weil es sich um eine innerstädtische Brücke handelt, bei der regelmäßig Kleinstlastwagen anprallen. Im Projekt wurde untersucht, ob die Einwirkung durch einen Fahrzeuganprall bei Annahme einer Fahrzeugmasse von  $m_F = 25 \text{ t}$  und einer Fahrgeschwindigkeit

von  $v_F = 50 \text{ km/h}$  zu einer Beschädigung der Tragstruktur der Brücke führen kann. In der numerischen Berechnung des Fahrzeuganpralls wurden sowohl die beiden Tragwerksplatten als ein gekoppeltes System als auch als einzelnes Tragwerk bis zur durchgehenden Längsfuge hin betrachtet. Für jedes einzelne Tragwerk wurden ein allseitig festes und ein querfestes Lager sowie vier allseitig bewegliche Lager ausgeführt (siehe Abbildung 4). Die aufnehmbaren Kräfte des allseits festen Lagers wurden der Lagerstatik mit  $H_x = 700 \text{ kN}$ ,  $H_y = 280 \text{ kN}$  und  $H_R = 754 \text{ kN}$  entnommen. Die aufnehmbare Kraft des querfesten Lagers beträgt laut Lagerstatik  $H_y = 280 \text{ kN}$ . Es handelt sich dabei um Designwerte, die aus einer Lastfallüberlagerung vom Objektstatiker ermittelt wurden.

### 4.3. Modellierung der Übertragung des Anprallstoßes in die Brückenstruktur

Die Übertragung des angenommenen Anprallstoßes in die Brückenstruktur wurde mit ATENA Scientific 3D auf Grundlage der verfügbaren Plandaten und der vor Ort gesammelten Informationen numerisch analysiert. Das Brückenmodell wurde als dreidimensionales System mit Volumina/Elementen SQQ(ATENA) erzeugt (siehe Abbildung 5). Bei der Erstellung des Modells wurde ein möglichst gleichmäßiges Netz mit den Elementabmessungen von ca. 0,10 m (50.000 Elemente) erzeugt, um Netzdiskontinuitäten zu minimieren, Dehnungszustände mit hoher Genauigkeit zu erhalten und mögliche Monitoring-Konzepte zu überprüfen. In den Simulationen wurden speziell Rissbildungsprozesse im Betonmaterial, Spannungsumlagerungen, Materialplastifizierung und Materialeinschnürungseffekte<sup>13</sup> untersucht.

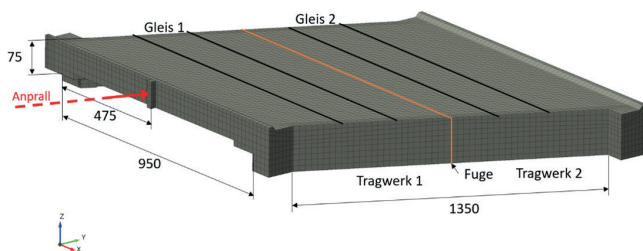


Abbildung 5: 3D-Elementierung der untersuchten Eisenbahnbrücke (Einzeltragwerk); räumliche Ansicht in Fahrtrichtung des Zugs

Die Anpralllast wurde in den numerischen Berechnungen durch schrittweise Erhöhung einer quasistatischen Last von 0 MN auf 3 MN in der Mitte der Plattenoberfläche (Randbalken) aufgebracht, wodurch der hochgradig dynamische Anprallvorgang in eine quasistatische Last gemäß Kapitel 3. umgewandelt wurde. Wie Abbildung 6 zeigt, hat die Steifigkeit der Lager erheblichen Einfluss auf die Übertragung der Stoßkraft vom Anprallort auf die Lager. Im Durchschnitt werden bei dieser Brückenkonstruktion ca. 70 % der Stoßkraft auf das Festlager übertragen (siehe Abbildung 6). Bei einem Versatz von 0,5 m werden nur noch ca. 60 % und bei einem Versatz von 1 m nur noch ca. 55 % der Anprallkraft auf das Festlager übertragen. Die Diagramme in Abbildung 6 zeigen

<sup>13</sup> Castillo/Strauss, An experimental study on unbonded circular fiber reinforced elastomeric bearings, Engineering Structures 2018, 72; Strauss/Mordini/Bergmeister, Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete corbels at both deterministic and probabilistic levels, Computers and Concrete 2006, 123; Wendner et al., Approach for the assessment of concrete structures subjected to chloride induced deterioration, Beton- und Stahlbetonbau 2010, 778.

die Entwicklung der Lagerkräfte in Abhängigkeit von dieser Anprallkraft für das Festlager auf der rechten Seite und die Entwicklung für die querfesten Lager auf der linken Seite.

In Abbildung 6 erkennt man zudem, dass sich, bei Annahme der Lagersteifigkeit äquivalent zu Beton, für ein Anpralleignis mit 600 kN eine Lagerkraft von ca. 320 kN am Festlager ergibt. In Kapitel 4.4. wird gezeigt, dass sich die von den Fest- und Querlagern aufnehmbare Lagerkraft unter Anwendung von probabilistischen Ansätzen nach Gleichung 9 zu ca. 325 kN ergibt. Die infolge des Fahrzeuganpralls mit 600 kN Anprallkraft rechnerisch ermittelte Lagerkraft kann damit aufgenommen werden (siehe Kapitel 4.4.).

Durch die Modellierung konnte auch gezeigt werden, dass die Dehnungskonzentrationen in den Bereichen um die Lager mittels Monitorings erfasst werden können und somit die Größe des Stoßes erkannt werden kann. Weiters konnte gezeigt werden, dass die lokale Schädigung im Bereich des Anprallstoßes keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Bauwerks und auch keine Überlastung der Stahlbewehrung zur Folge hat.<sup>14</sup>

Aus diesen Analysen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen: Die Größe der Stoßbelastung kann durch die Analyse des schwächsten Elements des Lagers (in unserem Fall die Schweißnaht des Lagers) sowie durch die Analyse des Lastpfads und der Größe des Lastpfads vom Stoßeintrag in die Lager ermittelt werden.

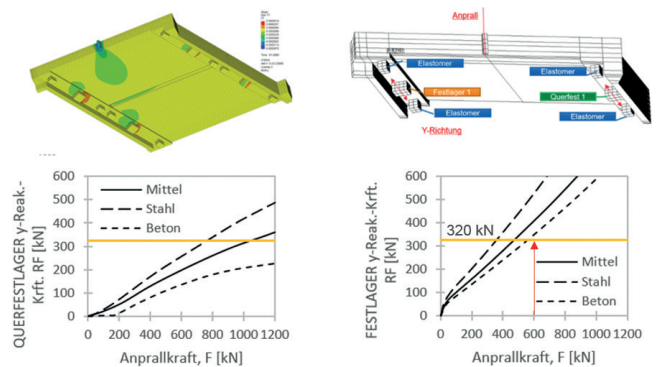


Abbildung 6: Reaktionskraft des querfesten und festen Lagers der untersuchten Eisenbahnbrücke in Abhängigkeit von der Stoßkraft bei Anprall des Fahrzeugs in Brückenmitte

### 4.4. Numerische nichtlineare Analyse der Lagerkapazität

Die vorangegangenen Analysen zeigen, dass die bei der betrachteten Eisenbahnbrücke ausgeführten Brückenlager die bestimmenden Elemente für die maximal aufnehmbare Stoßkraft sind. Folglich wurde die ursprüngliche Lagerstatik verwendet,<sup>15</sup> um die Knaggschweißnaht mit einer gemäß Lagerstatik aufnehmbaren horizontalen Bemessungslast  $H_{y,d} = 280,00 \text{ kN}$  (siehe Abbildung 7) als schwächstes Element zu identifizieren. Damit konnten die nichtlinearen Analysen des Anprallprozesses auf das Stahlbetonplattentragwerk im Bereich der Knaggschweißnaht durchgeführt werden (siehe Abbildungen 7 und 8).

Das Modell der Lagerknagge und seiner Verbindung mit der Lagerplatte über die 6 mm Schweißnaht (siehe Abbildung 8)

<sup>14</sup> Siehe ÖBB-Infrastruktur AG, Fahrzeuganprall bei Eisenbahnbrücken (Projektbericht 2024).

<sup>15</sup> Siehe ÖBB-Infrastruktur AG, Fahrzeuganprall (Projektbericht).



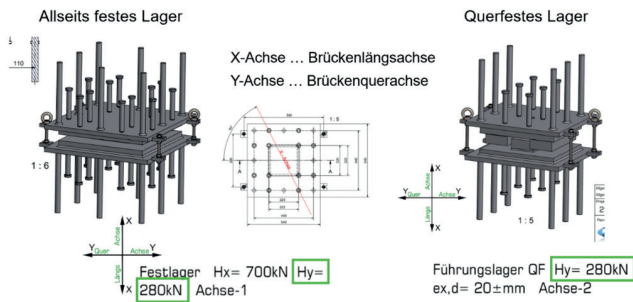


Abbildung 7: Pläne des Lagerherstellers als Grundlage für die Modellierung der Schweißnaht bei der Knagge

wurde mit einem FE-Modell bestehend aus 74.000 Elementen erstellt. Für die Modellbildung der Lagerstahlteile wurde das nichtlineare Materialmodell CC3DBilinearSteelVonMises herangezogen. Der reduzierte Mittelwert für die Streckgrenze des Stahls S355 J2+N wurde mit 360 MPa angenähert, und die Knagge wurde innerhalb der Schweißnaht mit einem fiktiven infinitesimal kleinen Abstand zur Lagerplatte angeordnet, um eine klar definierte Lasteinleitung über die Schweißnähte zu gewährleisten. Die wesentlichen Ergebnisse dieser mit den Materialparametern E-Modul 200.000 MPa, Streckgrenze (S355) 360 MPa und Querdehnungszahl von 0,3 durchgeführten numerischen Untersuchung zeigen, dass sich die Verformungen bis zu einer Lastgröße von 1000 kN im Bereich von 1/10 mm bewegen und die ersten lokalen plastischen Verformungen in der Schweißnaht erst ab einer Last- bzw. Lagerkraftgröße von 360 kN auftreten (siehe Abbildungen 9 bis 11).

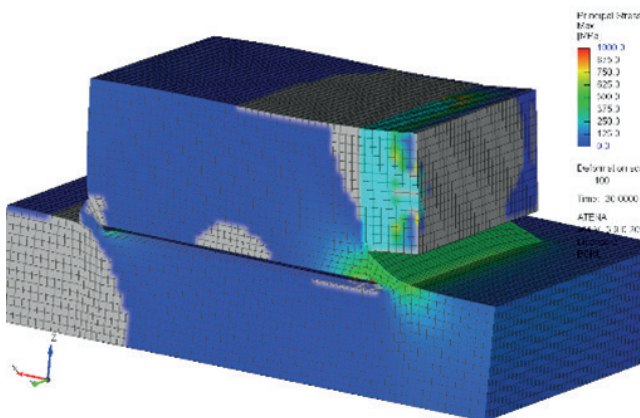


Abbildung 9: Nichtlineare-Finite-Elemente-Modellierung (NLFEM) des verformten Lagerblocks mit Darstellung des Lastangriffspunkts bei einem Lastniveau von 750 kN. Maximale Hauptspannungen mit folgender Farblegende: grau < 0 MPa, türkis > 0 MPa als Maximum der Skala (tritt hier nur am Lastverteilungskörper auf)

Mit diesen nichtlinearen Lageranalysen kann die aufnehmbare Lagerkraft auf dem Mittelwertniveau von 360 kN im linearen Bereich mit probabilistischen Ansätzen nach Gleichung 9

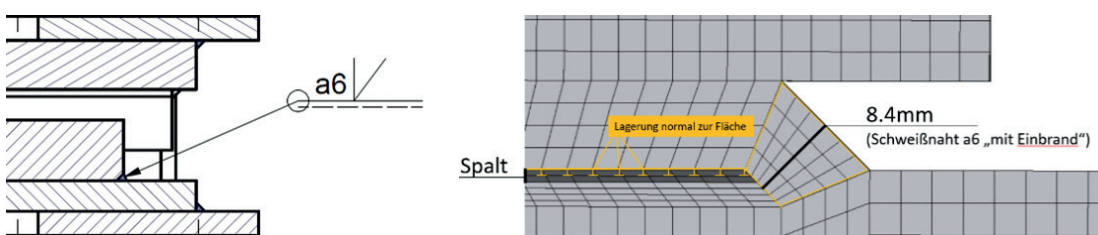


Abbildung 8: Darstellung des ausgeführten Schweißnahtdetails

$$H_{y,d} = \frac{H_{ym} - H_{ym} \cdot COV \cdot k_n}{\gamma_s} = \frac{360 \text{ kN} - 360 \text{ kN} \cdot 0,03 \cdot 1,645}{1,05} = 325,9 \text{ kN} \quad (\text{Gleichung 9})$$

auf das Designniveau von 325 kN übergeführt werden, was zu einer gegenüber den Angaben in der Lagerstatik (280 kN) deutlich höheren aufnehmbaren Lagerkraft führt. Folglich kann, wie in Abbildung 6 unten rechts zu sehen ist, bei einer Bemessungslagerkraft von 325 kN eine Anpralllast von etwa 600 kN von der untersuchten Eisenbahnbrücke sicher aufgenommen werden, sofern das rein lineare Verhalten des Lagers und die vollständige Anwendung des Sicherheitskonzepts als strenges Kriterium angewendet werden können.

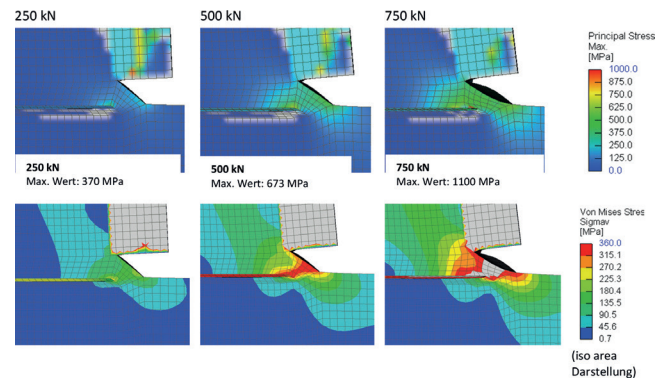


Abbildung 10: Lokale Effekte im Bereich der Knaggeschweißnaht der Lager

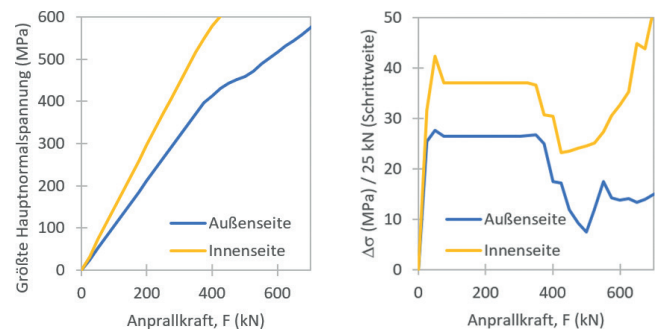


Abbildung 11: Anpralllast vs. maximale Hauptspannungen („principal stress“) an der Außen- bzw. Innenseite der Knaggeschweißnaht der Lager

Die an der betrachteten Eisenbahnbrücke durchgeführten Analysen zeigen, dass das ursprünglich als sehr komplex angenommene Problem des Fahrzeuganpralls auf ein klar definiertes, ingenieurmäßig effizientes Problem reduziert werden kann, und zwar in

- » die Einwirkungsanalyse des Stoßvorgangs,
- » eine nichtlineare dynamische Analyse des Widerstandsmodells bzw. der Brückenstruktur und
- » die Analyse des vulnerablen Elements „Schweißnaht des Lagers“.

Es lässt sich sozusagen in eine dreistufige dynamische bzw. quasistatische Analyse zerlegen. Mittels der NLFEM-Lastpfadanalyse an der Struktur und der NLFEM-Lageranalyse an der Knaggenweißnaht, das das schwächste Element im Lastpfad darstellt, lässt sich mit einer vereinfachten probabilistischen Analyse die realitätsnahe aufnehmbare Anprallkraft bestimmen, bei der keine Reduktion der Gebrauchstauglichkeits- (Verformungen, Rissbildungen) und Tragfähigkeitsanforderungen entstehen.

Darüber hinaus zeigen die Analysen, dass der Energieeintrag bzw. die Stoßkraftübertragung mithilfe von Monitoring-Systemen an definierten Stellen in der Nähe der Lager charakterisiert werden können und somit die Möglichkeit geschaffen wird, zu bewerten, welche Stoßkraft tatsächlich im Fall eines Anpralls in das Tragwerk eingeleitet und welche Stoßkräfte über die Lager in den Brückenunterbau übertragen wurden. Weitere Untersuchungen zu den lokalen Auswirkungen des Anpralls auf die äußere Standsicherheit der Brückenkonstruktion einschließlich der Fundierung und zu den lokalen Schäden sind im umfangreichen Projektbericht der ÖBB-Infrastruktur AG enthalten.<sup>16</sup>

In Summe liefern die durchgeführten nichtlinearen numerischen Analysen wesentliche Bausteine für die Entscheidungsfindung über die Betriebstauglichkeit und die notwendige Sperre von Eisenbahnbrücken im Fall eines Anprallereignisses.

#### 4.5. Handlungsanweisungen zur Ermittlung der aufnehmbaren Stoßkraft für Eisenbahnbrücken

Aufgrund der durchgeführten theoretischen und numerischen Untersuchungen zur Einwirkung des Fahrzeuganpralls auf Eisenbahnbrücken lassen sich folgende Handlungsanweisungen zur Ermittlung der brückenspezifisch aufnehmbaren Stoßkraft für Eisenbahnbrücken ableiten.

In einem *ersten Schritt* erfolgen die Ermittlung und die Zusammenstellung der tragwerksspezifischen und örtlichen Randbedingungen:

- » Geometrie der Brücke (Abmessungen im Grundriss, Tragwerksstärke, Brückenschiefe etc.),
- » strukturelle Eigenschaften (Tragwerkstyp, Material, Oberbauausführung etc.),
- » statisches System (Lagerungsbedingungen etc.),
- » Lichtraumprofil (Durchfahrtshöhe),
- » Straßenrandbedingungen (einspurig, mehrspurig),
- » Straßen- und Verkehrsbedingungen (Privatstraße, innerstädtische Straße, Landstraßen außerhalb Ortschaften, Autobahnen und Bundesstraßen, hohes oder geringes Verkehrsaufkommen),
- » Verkehrszusammensetzung (Pkw-Verkehr, Schwerverkehr),
- » örtlich zulässige Geschwindigkeiten und/oder Geschwindigkeitsbeschränkungen.

Im *zweiten Schritt* erfolgt die Ermittlung der tragwerksspezifischen Anprallkraft auf Grundlage der ÖNORM EN 1991-1-7 mit dem Modell des „harten“ Stoßes (siehe Kapitel 3). Der

Ermittlung der Anprallkraft ist in Abstimmung mit dem Infrastrukturbetreiber eine repräsentative Fahrzeugmasse  $m_F$  und Fahrzeuggeschwindigkeiten  $v_F$  zugrunde zu legen. In der nachfolgenden Tabelle 2 sind für unterschiedliche Fahrzeugmassen  $m_F$  und Fahrzeuggeschwindigkeiten  $v_F$  die gemäß den Gleichungen in Kapitel 3. ermittelten Anprallkräfte angegeben.

Geschwindigkeit $v_F$	Fahrzeugmasse $m_F$			
	3,5 t	12 t	25 t	40 t
10 km/h	45 kN	85 kN	120 kN	150 kN
30 km/h	135 kN	250 kN	360 kN	460 kN
50 km/h	225 kN	420 kN	600 kN	750 kN
80 km/h	360 kN	670 kN	960 kN	1200 kN
100 km/h	450 kN	835 kN	1200 kN	1500 kN

**Tabelle 2:** Analytisch ermittelte Anpralllasten auf Basis von Anhang C. der ÖNORM EN 1991-1-7 und der Ausführungen in Kapitel 3. bei Geschwindigkeiten zwischen 10 km/h und 100 km/h sowie bei Fahrzeugmassen von 3,5 t bis 40 t.

Im *dritten Schritt* erfolgt die rechnerische Ermittlung der Übertragung der Anprallkraft  $F_S$  vom Brückenüberbau (Tragwerksplatte) auf die Brückenlager (feste und querfeste Lager) bei gelagerten Brücken bzw. auf die Widerlager bei Rahmentragwerken mittels linearer quasistatischer Analyse auf der Strukturebene. Dazu ist ein geeignetes räumliches Modell der Brücke zu erstellen und die Anprallkraft am Anprallort anzusetzen.

Im *vierten Schritt* ist eine Analyse der vorliegenden Lagerstatik durchzuführen. Dabei ist das schwächste Element des Lagers (dies ist in der Regel die Schweißnaht bei der Knagge der Lagerkonstruktion) zu eruieren und die aufnehmbare Horizontalkraft zu ermitteln. Probabilistische oder semi-probabilistische Bewertungen der aufnehmbaren Lagerkräfte sind gegenüber der für den Fahrzeuganprall mit dem Modell des „harten“ Stoßes ermittelten Lagerkraft durchzuführen. Schlussendlich ist eine Aussage bezüglich der möglichen Aufnahme der tragwerksspezifischen Anprallkraft  $F_S$  abzuleiten.

Im *fünften Schritt* ist für die betrachtete Eisenbahnbrücke ein Nachweis der äußeren Standsicherheit gegenüber Kippen und Gleiten am Gesamttragwerk für die Stoßkrafteinwirkungen am Brückenüberbau zu führen sowie die sich infolge Anpralls ergebenden Horizontal- und Vertikalverschiebungen zu ermitteln. Dabei können vereinfachte Nachweise des Grundbaus und der Bodenmechanik angewendet werden.

Im *sechsten Schritt* können optional brückenspezifische Monitoring-Systeme zur temporären oder permanenten Überwachung der Einwirkungen und Reaktionen von Anprallereignissen konzeptioniert und installiert werden. Dabei ist insbesondere die Überwachung des Lagerzustands (Verschiebungsüberwachung) von großer Wichtigkeit.

In einem *abschließenden Schritt* ist zu überprüfen, ob die angesetzte Anprallkraft von der analysierten Eisenbahnbrücke mit ausreichender Sicherheit aufgenommen werden kann, das heißt, die Anprallkraft  $F_S$  darf zu keiner Überschreitung der zulässigen (aufnehmbaren) Lagerlasten führen und die äußere Standsicherheit muss zu jedem Zeitpunkt nach einem Anprallereignis gegeben sein. Bei Nichterfüllung der Sicherheitsanforderungen sind Verstärkungsmaßnahmen

<sup>16</sup> ÖBB-Infrastruktur AG, Fahrzeuganprall (Projektbericht).



an den Lagern oder eine nachträgliche Integralisierung zu einem Rahmensystem zu prüfen und umzusetzen.

## 5. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

In diesem Vorhaben wurde eine einfeldrige Eisenbahnbrücke aus Stahlbeton, die in der Vergangenheit oft von Anpralleignissen durch Straßenfahrzeuge betroffen war, eingehend numerisch untersucht. Ein Schwerpunkt lag dabei auf der Ermittlung realistischer Lasten im Anprallfall. Aus den durchgeführten Analysen lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten:

- » Die analytisch auf Basis des Formelapparats aus Anhang C. der ÖNORM EN 1991-1-7 ermittelten und in Tabelle 2 gezeigten dynamischen Lasten aus Anprallergebnissen sind ca. dreimal höher als die in Tabelle 4.2. der ÖNORM EN 1991-1-7 enthaltenen statisch äquivalenten Ersatzlasten. Die mit dem Näherungsverfahren rechnerisch ermittelten Anpralllasten sind daher aufgrund der theoretischen Annahmen als deutlich auf der sicheren Seite liegend zu betrachten.
- » Bei der eingehenden Analyse des Bauwerks mithilfe von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen konnten die Lastpfade nachvollzogen und als Schwachstelle für den Lastfall Brückenanprall die Knaggen der Lager, die dabei die Horizontalkräfte übertragen, ausgemacht werden.
- » Für die untersuchte Brücke hat sich nach Untersuchung der Lagerknaggen eine maximal aufnehmbare Horizontallast von ca. 600 kN für jedes der beiden Brückentragwerke ergeben. Diese wird gemäß den analytischen Formeln von einem Fahrzeug mit einer Masse von 25 t bei einer Geschwindigkeit von 50 km/h in das Bauwerk eingebracht. Bei einer (mit geringer Wahrscheinlichkeit auftretenden) Überschreitung der Last könnte es zu einer Verschiebung der Brücke quer zur Gleisachse kommen.
- » Bei Konfigurationen unterhalb dieser Parameter ist somit für die untersuchte Brücke von keiner Schädigung der Tragstruktur auszugehen. Lokale Schäden im Lasteinleitungsbereich (z.B. Betonabplatzungen) können dennoch auftreten, haben jedoch keine Auswirkungen auf die Tragfähigkeit.
- » Um die real auftretenden Kräfte im Anprallfall und deren Auswirkungen auf das Tragwerk bestimmen zu können, wird ein Messsystem an den Lagern zur Detektion der möglicherweise (mit geringer Wahrscheinlichkeit) auftretenden Verschiebungsgrößen empfohlen. Sollten keine Verschiebungen detektiert werden, könnte der Freigabeprozess zur Aufhebung der Streckensperre verkürzt werden.
- » Im Neubau von Eisenbahnbrücken über Straßenverkehrswege wird empfohlen, neben den Anprallberechnungen insbesondere auch ein Augenmerk auf den Lastpfad im Anprallfall zu legen. Damit können Schwachstellen gezielt optimiert und somit vermieden werden. Die in der statischen Berechnung anzusetzenden Anpralllasten sind mit dem Eisenbahninfrastrukturunternehmen abzustimmen.

Die in dieser Arbeit gezeigte Vorgehensweise zur Ermittlung der im Fall eines Fahrzeuganpralls maximal aufnehmbaren Anprallkraft könnte nun auf weitere Stahlbetonbrücken angewendet werden. Dadurch würde sich ein Verzeichnis aller Brücken mit den rechnerisch ermittelten aufnehmbaren Stoßkräften ergeben, mit dem der mögliche Schaden eingegrenzt werden kann. Im Fall eines Anpralls kann dieses Verzeichnis als Entscheidungsgrundlage in Bezug auf die Aufrechterhaltung und/oder Freigabe des Eisenbahnverkehrs dienen. Damit könnten Streckensperren und deren Folgen wie Verspätungen, Zugsausfälle etc. reduziert werden, wodurch die Zuverlässigkeit des Eisenbahnbetriebs gesteigert wird.

## DANKSAGUNG

Diese Veröffentlichung wurde im Rahmen eines Forschungsauftrags zum Fahrzeuganprall bei Eisenbahnbrücken, der von der ÖBB-Infrastruktur AG beauftragt wurde, erstellt. Die Autoren bedanken sich für die Finanzierung durch die ÖBB-Infrastruktur AG im Rahmen der Forschungsinitiative „Informationssystem zur Schadenseingrenzung“. Im Besonderen möchten sich die Autoren bei den folgenden projektbeteiligten Personen der ÖBB-Infrastruktur AG für ihr hohes Engagement und ihre Unterstützung bedanken: *Corinna Kainz, Thomas Simandl, Richard Zedlacher, Josef Schorn und Alfred Hüngsberg*. Weiters gilt der Dank der Autoren *Benjamin Täubling-Fruleux und Fabian Sattler* von der Universität für Bodenkultur Wien. Die alleinige Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autoren. Sie spiegelt nicht notwendigerweise die Meinung der europäischen Eisenbahninfrastrukturunternehmen wider.

## AUTOREN

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. **Alfred Strauss**

Institut für Konstruktiver Ingenieurbau (IKI)

BOKU University

Peter-Jordan-Straße 82

1190 Wien

alfred.strauss@boku.ac.at

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Michael Reiterer**

Privatdozent an der TU Wien

Geschäftsführender Gesellschafter der REVOTEC zt gmbh

Baumgasse 42, Top 6A

1030 Wien

michael.reiterer@revotec.at

Dipl.-Ing. Dr. techn. **Maximilian Autengruber**, BSc

Brückenbau und konstruktiver Ingenieurbau

Fachbereich Bautechnik

ÖBB-Infrastruktur AG

Lassallestraße 5

1020 Wien

maximilian.autengruber@oebb.at