



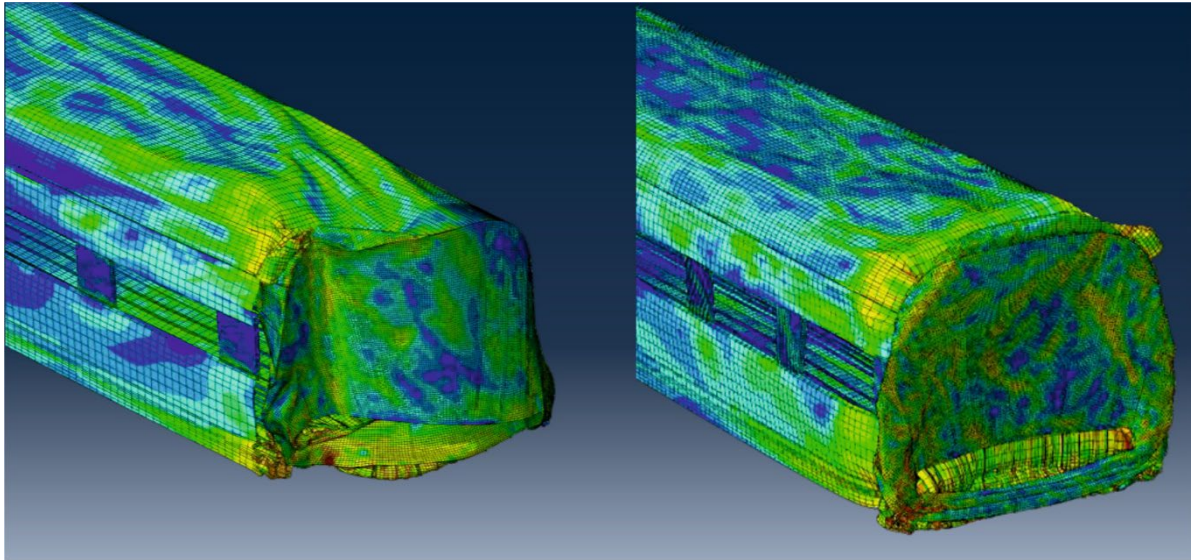
Eisenbahn-Bundesamt

Berichte
des Deutschen Zentrums
für Schienenverkehrsforschung

Bericht 53 (2024)



Überprüfung und Anpassung der Anpralllasten aus dem Eisenbahnverkehr



Berichte des Deutschen Zentrums
für Schienenverkehrsforschung, Bericht 53 (2024)
Projektnummer 2018-08-U-1217

Überprüfung und Anpassung der Anpralllasten aus dem Eisenbahn- verkehr

von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Dipl.-Ing. Sebastián Labbé
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe

Dr.-Ing. Steffen Siegel
Robin Bosch M. Sc.
Siegel und Wünschel beratende Ingenieure Partnerschaftsgesellschaft mbB, Ettlingen

im Auftrag des Eisenbahn-Bundesamtes

Impressum

HERAUSGEBER

Deutsches Zentrum für Schienenverkehrsforschung beim Eisenbahn-Bundesamt

August-Bebel-Straße 10
01219 Dresden

www.dzsf.bund.de

DURCHFÜHRUNG DER STUDIE:

Siegel und Wünschel beratende Ingenieure Partnerschaftsgesellschaft mbB
Zehntwiesenstraße 35a
76275 Ettlingen

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Massivbau
Gotthard-Franz-Straße 3
76131 Karlsruhe

ABSCHLUSS DER STUDIE:

Juni 2021

REDAKTION:

Deutsches Zentrum für Schienenverkehrsforschung
Markus Reinhardt, Martin Friese, Fachbereich Digitalisierung und Technikl

PUBLIKATION ALS PDF

www.dzsf.bund.de/DZSF/DE/Forschungsergebnisse/Forschungsberichte

ISSN 2629-7973

DOI: [10.48755/dzsf.240006.01](https://doi.org/10.48755/dzsf.240006.01)

Dresden, Juni 2024



This work is openly licensed via CC BY 4.0.

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autorinnen und Autoren.

Inhaltsverzeichnis

Kurzbeschreibung	8
1 Einleitung.....	10
2 Aktueller Stand	13
3 Erfassung und Bewertung der Rand-bedingungen für eine dynamische Berechnung der Anpralllasten	16
3.1 Stoßvorgang und Anpralllast	16
3.2 Erfassung der Einflussgrößen	21
3.2.1 Schienenfahrzeug	21
3.2.2 Fahrweg.....	54
3.2.3 Bauwerk	61
3.3 Bewertung der Einflussgrößen	64
3.3.1 Auswirkung auf Last-Zeit-Funktion.....	64
3.3.2 Definition und theoretische Modellierung einer Anprallsituation.....	70
3.3.3 Diskretes Modell	71
3.4 Zusammenfassung.....	74
3.5 Definition von Anprallkategorien	75
4 Erstellung eines Modells zur Berechnung der Anpralllasten	79
4.1 Datenbank für verschiedene Feder-Masse-Makromodelle.....	79
4.2 Kraft-Verformungs-Funktionen von Anprallelementen/Anprallkräften verschiedener Anprallsituationen	83
4.2.1 Betonmodellierung.....	83
4.2.2 Betoneigenschaften im Modell	91
4.2.3 Auswertungsmethode der Simulationsergebnisse	96
4.2.4 Vergleich der Betonmodelle	97
4.2.5 Definition der Anprallsituationen/Kraftvergleich.....	103
4.3 Validierung der Ergebnisse.....	109
4.3.1 Grob-Modell	109
4.3.2 Erstellung eines diskreten Modells	112
4.3.3 Vergleichsberechnung.....	121
4.3.4 Vergleich mit Full-Scale-Testergebnissen.....	125
4.4 Tabellarische Aufbereitung der Parameterstudie.....	126
4.4.1 Verschmierte Bewehrungsmodellierung für die Parameterstudie	127

4.4.2	Kalibrierung der effektiven Steifigkeit für das Matlab-Vorhersagemodell	128
4.4.3	Anprallsituation 6 bzw. 5: Anprall in y-Richtung (Anprall an die Wandseite).....	129
4.4.4	Anprallsituation 2 bzw. 3: Anprall in x-Richtung (Anprall an den Wandkopf).....	140
4.4.5	Einfluss der Wagenanzahl	156
4.4.6	Einfluss der Reibung	158
4.4.7	Einfluss des Abstands (Anprallwinkel) zum Bauwerk und der Bauwerkssteifigkeit.....	160
4.5	Übersicht Last-Zeit-Verlauf nach Fahrzeugtyp.....	162
4.5.1	Übersicht der für die Anpralllast relevanten Parameter	163
4.5.2	Variation des Materials (Steifigkeitsvariation)	167
4.5.3	Kombination der für die Anpralllast relevanten Parameter	171
4.5.4	Zusammenfassung der Parameter für den Last-Zeit-Verlauf.....	175
5	Schutzmaßnahmen	179
5.1	Übersicht der Schutzmaßnahmen	179
5.1.1	Baulich-konstruktive Schutzmaßnahmen	179
5.1.2	Werkstoffliche Schutzmaßnahmen – Materialverhalten.....	180
5.1.3	Technische Schutzmaßnahmen	187
5.1.4	Auflistung weiterführender Literatur.....	190
5.2	Erweiterte Modellierung der Reibungskräfte	190
5.2.1	Coulomb-Reibungskraft-Modell [43]	194
5.2.2	Diskontinuierliches Stribeck-Reibungskraft-Modell	194
5.2.3	Brown-und-McPhee-Reibungskraft-Modell	195
5.2.4	Dahl-Reibungskraft-Modell.....	195
5.2.5	LuGre-Reibungskraft-Modell	195
5.3	Dämpfung.....	196
5.3.1	Kontaktkraftmodelle mit Dämpfung	199
5.3.2	Bouc-Wen: elasto-plastisches Modell.....	201
5.3.3	Bewertung des Schutzpotenzials mittels des diskreten Modells.....	204
5.3.4	Schlussfolgerungen	215
5.4	Zerschellschicht	216
5.4.1	Aktuelle Handhabung.....	216
5.4.2	Bewehrungsmodellierung.....	218
5.4.3	Übersicht der Berechnungsszenarien	221
5.4.4	Übersicht der Berechnungsergebnisse	224
5.4.5	Zusammenfassung und Erkenntnisse der Berechnungen zur Zerschellschicht	227
6	Risikoansatz zur Bewertung der anzunehmenden Lasten.....	247
6.1	Risikoanalyse und ihre Anwendungsbereiche.....	247

6.2	UIC-Merkblatt 777-2.....	247
6.3	Leitfaden Schweizer Bundesbahn (SBB).....	250
6.4	Fehlerbaumanalyse	250
6.5	Fuzzy-Logik.....	253
6.6	Simulink	254
6.6.1	Programmbeschreibung.....	254
6.6.2	Fehlerbaumanalyse mittels Simulink.....	255
6.7	Methodik zur Risikobewertung	257
6.7.1	Einflussfaktoren in Bezug auf den Entgleisungsvorgang.....	258
6.7.2	Anprallsituationen.....	261
6.7.3	Konstruktion des Fehlerbaums	262
6.7.4	Anwendungsbeispiel der Methodik.....	280
7	Zusammenfassung und Ausblick	292
	Abbildungsverzeichnis.....	299
	Tabellenverzeichnis	310
	Quellenverzeichnis.....	313

Kurzbeschreibung

Das Thema Sicherheit steht beim Schienenverkehr stets im Fokus. Zum Sicherheitsgedanken gehören aber auch zwei Aspekte, die in der öffentlichen Wahrnehmung nicht prominent vorkommen: einerseits das Ziel, die Hintergründe von Regeln nachvollziehen zu können, und andererseits die Überprüfung vorhandener Regelungen und deren Anpassung an aktuelle Gegebenheiten.

Im unwahrscheinlichen Fall einer Entgleisung kann es zu einer Kollision eines Schienenfahrzeugs mit in Gleisnähe stehenden Gebäuden und Bauwerken kommen. Das Risiko hierfür ist äußerst gering und wird durch verschiedene Maßnahmen wie z. B. die Anordnung von Führungen und Fangvorrichtungen minimiert. Für dieses Restrisiko müssen Bauwerke angemessen ausgelegt werden. Regelungen zur Berücksichtigung von Anpralllasten aus Schienenverkehr finden sich in den Eisenbahnspezifischen Technischen Baubestimmungen, konkret im Eurocode 1: Teil 1–7 [54], sowie dessen Nationalem Anhang [55]. Gemäß diesem Regelwerk kann die Bemessung für den Lastfall „Anprall aus Schienenverkehr“ vereinfachend mit statischen Ersatzlasten durchgeführt werden.

Der Hintergrund der Ermittlung der Werte für dieses Regelwerk war jedoch nicht mehr im Detail nachvollziehbar. Es bestanden Unklarheiten hinsichtlich der Frage, ob in diesen Werten tatsächlich alle Einflussfaktoren berücksichtigt wurden. Aus diesem Grund wurde vom Deutschen Zentrum für Schienenverkehrsforschung beim Eisenbahn-Bundesamt ein Forschungsprojekt zur Überprüfung und Anpassung der Anpralllasten aus Schienenverkehr initiiert.

In dieser Arbeit wurden daher Untersuchungen zum komplexen Themengebiet eines Anpralls durchgeführt. Hierzu wurden zuerst die Randbedingungen und Einflussparameter auf die Anpralllasten ermittelt und bewertet. Dies erfolgte mittels Literaturrecherche, in der sich die Anprallgeschwindigkeit sowie die Masse und Steifigkeit des Schienenfahrzeugs als größte Einflussfaktoren herauskristallisierten. Je nach Anprallsituationen spielt auch der Anprallwinkel eine entscheidende Rolle. Betrachtet man zusätzlich den Entgleisungsweg des Schienenfahrzeugs, spielen zudem Reibungs- und Dämpfungskräfte eine wichtige Rolle.

Kernstück dieser Arbeit war die Entwicklung zweier Fahrzeugmodelle, mit denen Anpralllasten berechnet werden konnten, und eine umfangreiche Parameterstudie. Das erste dieser Modelle ist ein klassisches FE-Modell, welches sich am Wagenkastenquerschnitt des ICE-1-Mittelwagens orientiert. Mit diesem Modell wurden Anprallsimulationen im Programmpaket ABAQUS durchgeführt. Das zweite Grundmodell ist ein diskretes Feder-Masse-Dämpfer-Modell. Sollten zukünftig weitere Eingangsdaten zu anderen Schienenfahrzeugen zur Verfügung stehen, kann das diskrete Modell im Vergleich zur Entwicklung eines FE-Modells wesentlich einfacher angepasst werden. Für den Anprall an den Wandkopf und an die Wandseitenfläche wurde jeweils eine Situation als maßgebend herausgearbeitet. Dabei wurde deutlich, dass die Eigenschaften der betrachteten gestoßenen Wand i. d. R. keinen Einfluss auf die Anprallkraft besitzen, wohingegen Wandverformungen und Beschädigungsgrade davon beeinflusst werden. Der Anprallwinkel, die Anprallgeschwindigkeit, die Anprallmasse sowie die Steifigkeit des Schienenfahrzeugs besitzen einen entscheidenden Einfluss auf die Anprallkraft.

Es wurde ein Vergleich zwischen den Ergebnissen der Anprallsimulationen und den Ergebnissen bei einem Ansatz der statischen Ersatzlasten nach DIN EN 1991-1-7/NA [55] gezogen, wobei gute Übereinstimmung gezeigt werden konnte. Weiterhin wurden Schutzmaßnahmen im Schienenverkehr betrachtet. In diese Betrachtungen wurden werkstoffliche, technische sowie baulich-konstruktive Schutzmaßnahmen einbezogen. Das Hauptaugenmerk wurde auf Untersuchungen zur Zerschellschicht gelegt, welche aktuell je nach Situation gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] mit einer Mindeststärke von 10 cm zusätzlich zum tragenden Betonquerschnitt anzuordnen ist. Mittels einer konkreten Modellierung des Beweh-

rungsstahls in der Stahlbetonwand wurden unterschiedliche Bewehrungsführungen und Parametervariationen untersucht. Dabei zeigte sich speziell für den Anprall an den Wandkopf der positive Einfluss einer Zerschellschicht.

Im letzten Schritt dieser Arbeit wurde ein Risikoansatz erstellt, mit dem die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls bestimmt werden sollte. Hierzu wurde ein Fehlerbaum nach DIN EN 61025 entwickelt, in dem die Einflussfaktoren für eine Entgleisung berücksichtigt sind. Aufgrund der geringen verfügbaren statistischen Daten zu Entgleisungen und Anprallsituationen wurde der Fehlerbaum nach Jafarian und Rezvani [149] als Grundlage verwendet und mit Daten zum deutschen Schienennetz weiterentwickelt. Im Zuge dessen wurde auf das UIC-Merkblatt 777-2 [123] eingegangen und die in dieser Arbeit ermittelten Entgleisungsraten mit denen aus UIC-Merkblatt 777-2 [123] verglichen. Insgesamt zeigten sich die im UIC-Merkblatt 777-2 [123] angegebenen Entgleisungsraten als auf der sicheren Seite liegend. Die Auswertung des Fehlerbaums wurde anhand einer Beispielsituation erläutert, wobei durch Variation der einzelnen Parameter deren Einfluss verdeutlicht werden konnte.

1 Einleitung

Der Schienenverkehr spielt sowohl für die Personenbeförderung als auch für den Gütertransport im wachsenden Wirtschaftsraum Europa eine wesentliche Rolle. In Zeiten des stark diskutierten Problems der Klimaerwärmung und der CO₂-Einsparung wird der Fokus u. a. auf öffentliche Verkehrsmittel gerichtet, die ein erhebliches Einsparpotential an schädlichen Umweltbelastungen bieten.

Es ist letztlich unvermeidbar, dass sich gebaute Objekte in der Nähe von Gleisanlagen befinden. Dies betrifft sowohl Gebäude und Bauwerke, die der Eisenbahninfrastruktur zuzuordnen sind (z. B. Brücken, Stellwerke, Haltepunkte) als auch solche anderer Nutzungen (Wohn- und Gewerbeobjekte im Gleisumfeld, Überführungen anderer Verkehrswege über Gleisanlagen, etc.). Aufgrund der Nähe dieser baulichen Anlagen zum Gleis ist ein Anprall eines (entgleisten) Schienenfahrzeugs grundsätzlich nicht auszuschließen. Daher kommt es darauf an, diese Bauwerke vor einem möglichen Anprall zu schützen und sie auf das Restrisiko vorzubereiten. Zu einer Minimierung des Anprallrisikos tragen u. a. Fangvorrichtungen und Führungen bei, die Gegenstand weiterer Projekte sind. Das verbleibende Restrisiko eines Anpralls wird bei der Bemessung der Bauwerke berücksichtigt.

Regelungen zur Berücksichtigung des Anpralls von Schienenfahrzeugen auf Bauwerke in Schienennähe finden sich im Eurocode 1 (Teil 1–7) [54] und dem zugehörigen Nationalen Anhang [55]. Zur Vereinfachung werden statische Ersatzlasten genutzt, die anstelle einer dynamischen Analyse auf das Bauwerk angesetzt werden. Diese statischen Ersatzlasten sind in Kategorien eingeordnet, sodass u. a. die Bauwerkskategorie, der Abstand zum Gleis und die Art des Bauwerks entscheidend sind. Eine sachliche Grundlage für die anzusetzenden Werte der statischen Ersatzlasten, welche getrennt in Längs- und Querrichtung zur Schienenachse auf das Bauwerk anzusetzen sind, ist nicht mehr nachvollziehbar. Die zahlreichen Einflussparameter, welche die Anpralllast beeinflussen, werden dadurch möglicherweise nur unzureichend erfasst und daher in dieser Arbeit betrachtet.

Diese Forschungsarbeit gliedert sich in vier Arbeitsabschnitte. Diese bilden die Grundlage des Arbeitsprozesses und der Herangehensweise zur Berechnung der Anpralllasten aus dem Eisenbahnverkehr:

- Arbeitspaket 1: Erfassung und Bewertung der Randbedingungen für eine dynamische Berechnung von Anpralllasten
- Arbeitspaket 2: Erstellung eines Modells zur dynamischen Anprallberechnung
- Arbeitspaket 3: Schutzmaßnahmen
- Arbeitspaket 4: Risikoansatz zur Bewertung der anzunehmenden Lasten

Das Arbeitspaket 1 befasst sich mit der Erfassung der Randbedingungen zur dynamischen Berechnung des Anprallvorgangs. Die Grundlage bildet somit die Erfassung aller relevanten Einflussgrößen, die eine Auswirkung auf die Höhe der Anpralllast haben. Dies gilt für die Bereiche Schienenfahrzeug (z. B. Lokomotive, Wagen, Puffer, Masse, Geschwindigkeit, Steifigkeit, Fahrsituation), Fahrweg (z. B. Streckentyp, Streckenverlauf, Gleisbett) und Bauwerk (Form, Abstand, Material). Nach der Erfassung der wesentlichen Einflussfaktoren wird eine Bewertung der einzelnen Größen durchgeführt. Das Augenmerk liegt insbesondere auf der Betrachtung der Auswirkungen dieser Faktoren auf die zu erwartenden Last-Zeit-Funktionen. Die dabei relevanten Einflussfaktoren wie Steifigkeitsverteilung, Massenbelegung, Dämpfungseigenschaften – inklusive der möglichen Minderungen auf die rechnerisch eingeleitete Energie – werden hier erfasst und deren Einfluss herausgearbeitet, sodass eine Datenbank mit allen relevanten Faktoren zur Verfügung steht. Diese wesentlichen Parameter werden dann tabellarisch aufgearbeitet, um sie als Datenbasis der Mehr-Massen-Feder-Modelle verwenden zu können. Anschließend werden die unterschiedlichen Situationen in eisenbahntypische Szenarien zusammengefasst und dazugehörige

Anprallkategorien definiert. Für die jeweiligen Anprallkategorien werden anschließend Standardfälle abgeleitet, die für die Modellfindung in Arbeitspaket 2 verwendet werden. Als Ergebnis des ersten Arbeitspaketes sind die relevanten Einflussgrößen beim Zuganprall beschrieben und kategorisiert.

Das Arbeitspaket 2 befasst sich mit der Erstellung eines Modells zur Berechnung der Anprallbelastung auf gleisnahe Bauwerke. Dazu wird ein generalisiertes Feder-Masse-Dämpfer Makromodell entwickelt, welches als Voraussetzung für eine Parameterstudie dient. Als Basis der Parameterstudie dient eine Datenbank, welche verschiedene Eigenschaften von Schienenfahrzeugen und Bauwerken abdeckt und diese in vereinfachte Federkennlinien überführt. Die nichtlineare Federcharakteristik der Steifigkeitsverteilung einzelner Elemente wird dabei berücksichtigt. Typische Anprallelemente wie Wandköpfe oder Wandseitenflächen werden anschließend nichtlinear modelliert und in vereinfachte Kraft-Verschiebungs-Funktionen überführt, welche im Feder-Masse-Dämpfer-Modell verwendet werden. Die Modellierung der Anprallelemente erfolgt mittels eines nichtlinearen, schadensorientierten Plastizitätsmodells. Auch verschiedene Anprallwinkel lassen sich darüber untersuchen. Anhand der Datenbank verschiedener Federkennlinien der anprallenden Fahrzeuge sowie der Anprallelemente können im Baukastensystem verschiedene Szenarien standardisiert untersucht werden. Die Eingangsgrößen für das Feder-Masse-Dämpfer Makromodell werden durch FE-Simulationen gewonnen. Die FE-Simulationen erfolgen mittels des Programmpakets ABAQUS, die Feder-Masse-Dämpfer Modelle werden durch eine Matlab-Programmierung generiert. Die Last-Zeit-Funktionen im Anprallbereich werden ausgewertet und parametrisiert, wodurch sich Standardkurven definieren lassen.

Das Arbeitspaket 3 befasst sich mit möglichen Maßnahmen zum Schutz des Bauwerks vor einem Anprall durch ein Schienenfahrzeug. In zahlreichen Situationen erfolgt der Anprall nicht direkt, sondern wird durch Hindernisse abgebremst. Es erfolgt eine Auflistung von Schutzmaßnahmen in Form von Anprallelementen wie Leitplanken, Prellböcken, einem einfachen Kiesbett sowie speziellen Fang- und Führungseinrichtungen. Generell kann zwischen baulich-konstruktiven, werkstofflichen sowie technischen Schutzmaßnahmen unterschieden werden. Ein Exkurs in den Bereich der werkstofflichen Schutzmaßnahmen gibt einen Einblick in die Potenziale unterschiedlicher Werkstoffe als Schutzmaßnahmen. Ein wesentliches Augenmerk in diesem Arbeitspaket wird auf die Zerschellschicht gelegt, welche gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] in den Bereichen von Stützen, Pfeilern und Wandscheibenenden, die durch Fahrzeuganprall beschädigt werden können, angeordnet werden müssen. Diese Zerschellschicht ist mit mindestens 10 cm Stärke zusätzlich zum statisch erforderlichen Querschnitt anzuordnen. Der Einfluss der Zerschellschicht auf die Schädigung des Bauteils unter Berücksichtigung unterschiedlicher Einflussparameter sowie unterschiedlicher Bewehrungsführungen wird mit Hilfe nichtlinearer FE-Simulationen genauer untersucht. Durch weitere Strukturen in der Nähe des zu schützenden Bauwerks kann ein Teil der Energie bereits vor dem eigentlichen Anprall abgebaut werden. Positive Einflüsse (z. B. Reibung, Dämpfung) werden in das dynamische Modell integriert. Hierfür werden u. a. verschiedene Kontaktkraftmodelle im Feder-Masse-Dämpfer-Modell untersucht. Anhand der Ergebnisse bietet sich dem Anwender die Möglichkeit, Minderungsansätze der Anpralllasten vorzunehmen.

Das Arbeitspaket 4 befasst sich mit einem Risikoansatz zur Bewertung der anzusetzenden Lasten. Es wird ein risikobasierter Ansatz erstellt, mit dem eine Unfallwahrscheinlichkeit berechnet werden kann. Die Einflussfaktoren Auslastung/Nutzung der Strecke, Streckenverlauf (Gerade, Kurve, Weiche etc.), Anprallsituation (Lokentgleisung, Waggonanprall etc.) sowie Entwurfsgeschwindigkeit und Zughäufigkeit gehen mit ihren statistischen Streuungen ein. Diese Verteilungen werden größtenteils aus vorhandenen Statistiken und/oder aus Expertenabschätzungen gewonnen. Mit Hilfe von Entgleisungsszenarien wird dann die damit verbundene Unfallwahrscheinlichkeit abgeleitet. Hierzu wird die Methode der Fehlerbaumanalyse gemäß DIN 25424 [52] bzw. DIN EN 61025 [61] verwendet. Mit dieser Methode werden verschiedene Kombinationen von streuenden Einflussgrößen so verbunden, dass daraus die Eintrittswahrscheinlichkeit der jeweiligen Kombination resultiert. Dieses Vorgehen entspricht dem eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts. Das UIC-Merkblatt 777-2 [123] dient als Grundlage zur Auswertung der Fehlerbäume. Das Ergebnis dieses Arbeitspaketes bilden Fehlerbäume für unterschiedliche

Szenarien. In diese Fehlerbäume sind die einzelnen Einflussfaktoren integriert, welche einen Einfluss auf die Entgleisung und somit auf das Anprallereignis besitzen. Beispielhaft wird die Methodik an unterschiedlichen Streckenabschnitten mit unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt.

2 Aktueller Stand

Eurocode 1 (Teil 1–7) [54] und der zugehörige Nationale Anhang [55] betrachten den Anprall von Eisenbahnfahrzeugen als außergewöhnliches Ereignis. Bei anprallgefährdeten Bauwerken in Gleisnähe sind entsprechende Lasten grundsätzlich anzusetzen. Eine Ausnahme bilden Leichtbautragwerke – es sei denn, durch ihr mögliches Versagen entstünde eine Gefahr für die öffentliche Sicherheit und Ordnung. Die Anpralllasten dürfen anhand einer dynamischen Analyse ermittelt werden oder können als statisch äquivalente Ersatzkraft angesetzt werden. Die Geschwindigkeit des Anprallobjekts sowie Masseverteilung, Verformungsverhalten und Dämpfungscharakteristik des Anprallobjekts und des Tragwerks bilden die Basisvariablen der Anprallanalyse. Gegebenenfalls müssen weitere Faktoren wie der Anprallwinkel, die Konstruktion des Anprallobjekts oder die Bewegung nach der Kollision berücksichtigt werden. Vereinfacht darf auf der sicheren Seite liegend immer angenommen werden, dass das Anprallobjekt die komplette Energie dissipiert. Wenn davon ausgegangen wird, dass die gesamte Energieabsorption im Wesentlichen beim Anprallobjekt liegt, dürfen die dynamischen oder äquivalenten statischen Kräfte aus dem Eurocode 1 (Teil 1–7) [54] bzw. dessen Nationalen Anhang [55] verwendet werden.

Die Anforderungen an Stützkonstruktionen in Gleisnähe hängen von der Nutzung der Überbauung, den resultierenden Folgen beim Anprall und den Bedürfnissen der öffentlichen Sicherheit ab. Bauwerke sind entweder in Bauwerksklasse A oder B eingeteilt, wobei die Einteilung hier auf der Art der Nutzung beruht. Die Art der Nutzung wird unterschieden in Überbauungen ohne Aufbauten und Überbauungen mit Aufbauten sowie nach Sicherheitsanforderungen im Bereich der Überbauung – üblich oder erhöht. Zu den Bauwerken der Klasse A gehören Überbauungen mit Aufbauten (für ständigen Aufenthalt von Menschen, mit zeitweisen Menschenansammlungen oder die mehrgeschossig sind und nicht dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen). Zu den Bauwerken der Klasse B zählen Überbauungen ohne Aufbauten (Eisenbahn-, Straßen-, Fußweg- und Radwegbrücken sowie eingeschossige Anlagen, die nicht dem dauerhaften Aufenthalt von Menschen dienen). Eine Einteilung der Überbauungen nach üblichen oder erhöhten Sicherheitsanforderungen erfolgt in Tabelle 1. [55]

TABELLE 1: KRITERIEN FÜR DIE EINTEILUNG VON ÜBERBAUUNGEN NACH SICHERHEITSANFORDERUNGEN C

Art und Lage der Überbauung	<u>Übliche</u> Sicherheitsanforderungen	<u>Erhöhte</u> Sicherheitsanforderungen
Überbauungen <u>ohne</u> Aufbauten (Klasse B)		
– über Bahnsteigen	wenn $v \leq 120 \text{ km/h}^c$	wenn $v > 120 \text{ km/h}^c$
– über Bahnhofsbereichen ^a außerhalb von Bahnsteigen	wenn $v \leq 160 \text{ km/h}^c$	wenn $v > 160 \text{ km/h}^c$
– außerhalb von Bahnhofsbereichen ^a	keine Unterscheidung, siehe zu 4.5.1.2, zu 4.5.1.4 und Tabelle NA.4	
Überbauungen <u>mit</u> Aufbauten (Klasse A)		
– alle Arten, unabhängig von der Lage	-	alle Überbauungen mit Aufbau- ten; zusätzliche Bedingung: $v \leq 120 \text{ km/h}^b$

a Bahnhofsbereiche sind die Bereiche zwischen den Einfahrtsignalen.

b Bei $v \leq 120 \text{ km/h}$ ist ein Sicherheitskonzept aufzustellen.

c v ist die örtlich zulässige Zuggeschwindigkeit.

TABELLE 2: STATISCH ÄQUIVALENTE ANPRALLKRÄFTE FÜR ÜBERBAUUNGEN OHNE AUFBAUTEN, AUSSERHALB VON BAHNHOFBEREICHEN [55]

Gleis- bereich	Lichter Abstand a der Stützkonstruktion von der Gleisachse	Art der Stützkonstruktion (Bedingungen)	Statisch äquivalente Kraft	
			F_{dx} in MN	F_{dy} in MN
Ohne Weichen	$a < 3,0 \text{ m (3,2 m)}^a$	Alle Arten, wenn: <ul style="list-style-type: none"> – Zuggeschwindigkeit $v \leq 120 \text{ km/h}$ – Stützkonstruktion durch Führungen im Gleisbett gesicherte Stützkonstruktion 		
		<ul style="list-style-type: none"> – Einzelstützen – Außenstützen^b von Stützenreihen – Zwischenstützen^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_s > 8,0 \text{ m}$ – Endbereiche von Wandscheiben (2 m in Längsrichtung) 	2,0	1,0
		Zwischenstützen ^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_s \leq 8,0 \text{ m}$	1,0	0,5
		Mittenbereiche von Wandscheiben	-	0,5
	$a \geq 3,0 \text{ m (3,2 m)}^a$	alle Arten	-	-
Mit Weichen	$a < 3,0 \text{ m (3,2 m)}^a$	nicht zulässig	-	-
	$3,0 \text{ m (3,2 m)} \leq a < 5,0 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> – Einzelstützen – Außenstützen^b von Stützenreihen – Zwischenstützen^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_s > 8,0 \text{ m}$ – Endbereiche von Wandscheiben (2 m in Längsrichtung) 	2,0	1,0
		Zwischenstützen ^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_s \leq 8,0 \text{ m}$	1,0	0,5
		Mittenbereiche von Wandscheiben	-	0,5
	$a \geq 5,0 \text{ m}$	alle Arten	-	-

a Die Abstandsgrenze $a = 3,0 \text{ m}$ gilt für Gleisradien $R \geq 10.000 \text{ m}$. Bei $R < 10.000 \text{ m}$ ist die Abstandsgrenze auf $a = 3,2 \text{ m}$ zu vergrößern.

b Der Ausfall je einer Stütze ist zusätzlich zu untersuchen.

Aktuell gilt die Regelung, dass Stützkonstruktionen im lichten Abstand kleiner als 3,0 m von der Gleisachse vermieden werden sollen. Falls dies nicht vermieden werden kann, sind für Überbauungen ohne Aufbauten außerhalb von Bahnhofsbereichen die statisch äquivalenten Kräfte nach Tabelle 2 anzusetzen. Bei den übrigen Überbauungen sind aktuell Zustimmungen im Einzelfall durch das EBA einzuholen, wobei die in Tabelle 3 angegebenen statisch äquivalenten Kräfte Anhaltswerte darstellen. Zusätzlich müssen Führungen im Gleis sowie Fangvorrichtungen eingebaut werden. Bei Gleisradien $R < 10.000 \text{ m}$ ist die Abstandsgrenze von 3,0 m auf 3,2 m zu erhöhen. [55]

Die genauen Bestimmungen zu den erlaubten Ausführungen von Stützkonstruktionen und die Sonderbestimmungen sind im Eurocode 1 (Teil 1–7); NA [55] erläutert.

Tabelle 2 und Tabelle 3 zeigen die anzusetzenden statisch äquivalenten Anpralllasten für die verschiedenen Bauwerke. Die Anprallkräfte F_{dx} und F_{dy} müssen für Stützkonstruktionen in 1,8 m Höhe und für Anprallblöcke in 1,5 m Höhe angesetzt werden. Als Anprallfläche darf vereinfacht ein Bereich mit einer Breite von 2,0 m und einer Höhe von 1,0 m angesetzt werden, allerdings nicht mehr als die geometrisch vorhandene Fläche des Bauteils.

TABELLE 3: STATISCH ÄQUIVALENTE ANPRALLKRÄFTE FÜR ÜBERBAUUNGEN MIT AUFBAUTEN UND ÜBERBAUUNGEN IN BAHNHOFBEREICHEN [55]

Abstand a der Stützkonstruktion von der Gleisachse	Art der Stützkonstruktion	Sicherheitsanforderung			
		üblich (ü. S.)		erhöht (e. S.)	
		Statisch äquivalente Kraft			
		F _{dx} in MN	F _{dy} in MN	F _{dx} in MN	F _{dy} in MN
a < 3,0 m (3,2 m) ^a	– Wandscheiben, wenn kein Anprallblock vorhanden	4,0	2,0	10,0	4,0
	– Anprallblock				
	– Wandscheibenenden oder Stützen hinter Anprallblock	2,0	1,0	4,0	2,0
	– Mittenbereiche von Wandscheiben (Abstand > 2 m vom Wandende)	-	1,0	-	2,0
3,0 m (3,2 m) ≤ a < 5,0 m (6,0 m) ^b	– Wandscheibenenden, wenn kein Anprallblock vorhanden	2,0	1,0	4,0	2,0
	– Anprallblock				
	– Wandscheibenenden oder Stützen hinter Anprallblock				
	– Zwischenstützen von Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand ≤ 8 m ohne erhöhte Fundamente	1,0	0,5	2,0	1,0
	– Wandscheibenenden und Stützen auf Bahnsteigen oder auf Fundamenten mit h ≥ 0,55 m über Schienenoberkante				
	– Mittenbereiche von Wandscheiben (Abstand > 2 m vom Wandende)	-	0,5	-	1,0
5,0 m (6,0 m) ^b ≤ a < 7,0 m	Wandenden, Stützen	kein Anprall		2,0	1,0
a ≥ 7,0 m	alle Arten	kein Anprall			

a Die Abstandsgrenze a = 3,0 m gilt für Gleisradien $R \geq 10.000$ m. Bei $R < 10.000$ m ist die Abstandsgrenze auf a = 3,2 m zu vergrößern.

b Die Abstandsgrenze a = 5,0 m gilt für Gleise ohne Weichen und für Weichenbereiche mit technisch gesicherten Weichenstraßen. Für Weichenstraßen ohne technische Sicherung, z.B. in Bahnhofsbereichen, ist die Abstandsgrenze auf a = 6,0 m zu vergrößern. Weichenbereiche sind in Bild NA.3 definiert

3 Erfassung und Bewertung der Randbedingungen für eine dynamische Berechnung der Anpralllasten

3.1 Stoßvorgang und Anpralllast

Der Stoßvorgang ist in der Realität ein sehr komplexer Vorgang und setzt sich aus der Interaktion zwischen dem stoßenden und dem gestoßenen Körper zusammen. Um den Stoßvorgang vereinfachen zu können, ist das Wissen über den Aufbau und die Eigenschaften der beiden beteiligten Körper von grundlegender Bedeutung. Für Anprallberechnungen und Anprallsimulationen müssen Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden, welche die Realität so gut wie möglich abbilden. Deshalb werden insbesondere der Stoßvorgang, mögliche Modelle und Vereinfachungen kurz erläutert, da diese für den Verlauf der Forschungsarbeit und die Ermittlung der Anpralllasten von wesentlichem Interesse sind.

Vereinfacht lassen sich Stoßvorgänge in zwei Kategorien einteilen, den harten und den weichen Stoß. Dabei handelt es sich um idealisierte Vorgänge, wohingegen in der Natur Verschmelzungen beider Vorgänge auftreten und keine konkrete Trennung der Stoßvorgänge vorzunehmen ist. Bei den meisten Ansätzen zur Anprallberechnung wird ein weicher Stoß angenommen, ausgehend von einem Bauwerk sowie einem deutlich weichen anprallenden Fahrzeug. Auf diese Weise wird die kinetische Energie vom anprallenden Fahrzeug absorbiert.

Für eine detaillierte und sichere Aussage über die an der Anprallstelle wirkenden Kräfte sind Full-Scale-Tests (Tests im Originalmaßstab) notwendig, welche jedoch sehr kostenintensiv sind und aufgrund des enormen Aufwands nur in geringem Umfang durchgeführt werden können. Zur Untersuchung des Anprallvorgangs müssen in der Regel anprallendes Fahrzeug und Bauwerk als ein Gesamtsystem betrachtet werden. Da dies aufgrund des sehr komplexen Verhaltens nur schwer realisierbar ist, wird in der Praxis meist auf ein entkoppeltes System zurückgegriffen, das auf geeigneten Annahmen beruht. Da die Vereinfachung eines weichen Stoßes beim Fahrzeuganprall getroffen wird, ist es möglich Ersatzlasten für das Bauwerk anzugeben, die zur Bemessung verwendet werden können. Wenn jedoch das gestoßene Bauwerk verformbar reagiert, muss eine Interaktion berücksichtigt werden. Falls beide Stoßpartner deformierbar sind, lassen sich durch die zugehörigen Steifigkeiten die Kontaktkraft und die Deformationen bestimmen.

Die Verhältnisse zwischen Kraft, Verformung, Steifigkeit und Geschwindigkeit beim Anprall lassen sich durch die Erhaltungssätze von Bewegungsimpuls und Energie theoretisch bestimmen. Ein einfaches mechanisches Modell zur Ermittlung der maximalen dynamischen Interaktionskraft wird aktuell im Euro-code 1 Teil 1-7 wie folgt angegeben [54]:

$$F = v_r \cdot \sqrt{k \cdot m} \quad (1)$$

mit:

v_r : Geschwindigkeit des Anprallobjekts

k : äquivalente elastische Steifigkeit des Anprallobjekts

m : Masse des Anprallobjekts.

Gleichung (1) liefert den Maximalwert der dynamischen Kraft auf die Anprallfläche des Tragwerks für einen elastischen stoßenden Körper und ein starres Bauwerk [54]. Dies ist lediglich eine grobe Näherung, die für kurze Stöße gilt, wohingegen für das tatsächlich elastisch-plastische Verhalten des anprallenden Objekts eine äquivalente Steifigkeit bestimmt werden muss [163].

Über das Prinzip der Energieerhaltung lässt sich der Anprallvorgang über die kinetische Energie angeben. Die kinetische Energie (E_k) setzt sich wie folgt zusammen:

$$E_k = \frac{1}{2} m \cdot v^2 \quad (2)$$

Sie kann auch geschrieben werden als:

$$E_k = F \cdot d \quad (3)$$

Wird die kinetische Energie also durch die Verformung d geteilt, erhält man die Kraft F . Dadurch lässt sich eine Untergrenze der Stoßlast als konstanter Wert über die Verformung angeben.

Riera [217] entwickelte ein Modell, welches bis heute als das bekannteste Modell zur vereinfachten Berechnung der Anpralllasten von Flugzeugen gilt. Er verfolgt dabei einen analytischen Ansatz, für den die Massenfunktion und die Berstlastfunktion Voraussetzung sind. Die Berstlast entspricht dem Widerstandsvermögen des anprallenden Körpers und kann über verschiedene Ansätze (z. B. Fließkriterium, Bruchkriterium, Beulkriterium) bestimmt werden [220]. Der Ansatz von Riera wurde bisher noch nicht für den Zuganprall verwendet, würde sich jedoch bei Kenntnis der entsprechenden Funktionen dahingehend erweitern lassen. Eine Annahme im Riera-Ansatz besteht darin, dass die Stahlbetonstruktur des gestoßenen Bauteils als starr angenommen wird, da die Verformungen im Vergleich zu denen des anprallenden Körpers sehr gering sind.

Bei dem Modell von Riera werden die tatsächliche Masse und der effektive impulswirksame Querschnitt des Flugzeugs längenabhängig berücksichtigt. Für eine Anprallgeschwindigkeit von etwa 370 km/h wird die aktuell wirkende Stoßkraft in Abhängigkeit von der tatsächlichen Masse, dem aktuellen Zeitpunkt und der effektiven Stoßkontaktfläche ermittelt.

Die beiden notwendigen Informationen zur Berechnung sind zum einen die Lastfunktion $P_b(x)$, welche die Berstlast entlang der Länge des Flugzeuges darstellt, zum anderen die Masseverteilung über die Länge des Flugzeuges – über die Funktion $\mu(x)$ dargestellt. Die Berstlastfunktionen einer Boeing 707-320 und einer Boeing 720 sind in Abbildung 1 dargestellt und die Massenfunktion der Boeing 707-320 in Abbildung 2. Abbildung 1 zeigt auf der x-Achse die Länge des Flugzeugs in Fuß (1 Fuß = 0,3048 m) und auf der y-Achse die Berstlast in Pfund (1 Pfund sind etwa 0,455 kg).

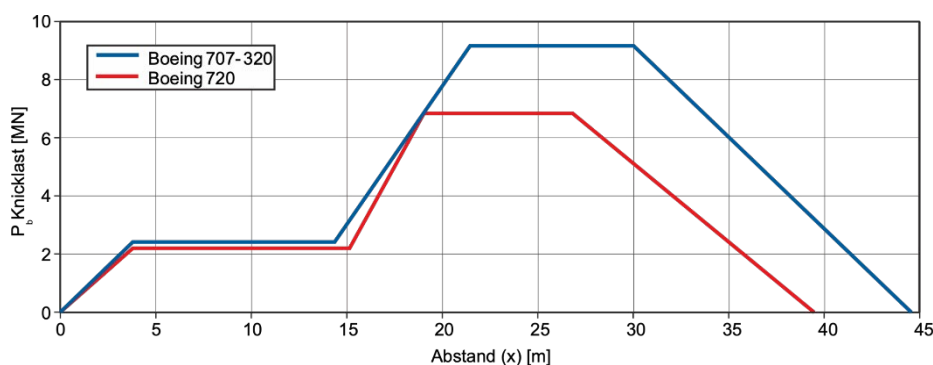


Abbildung 1: Berstlastfunktionen einer Boeing 707-320 und 720 [217]

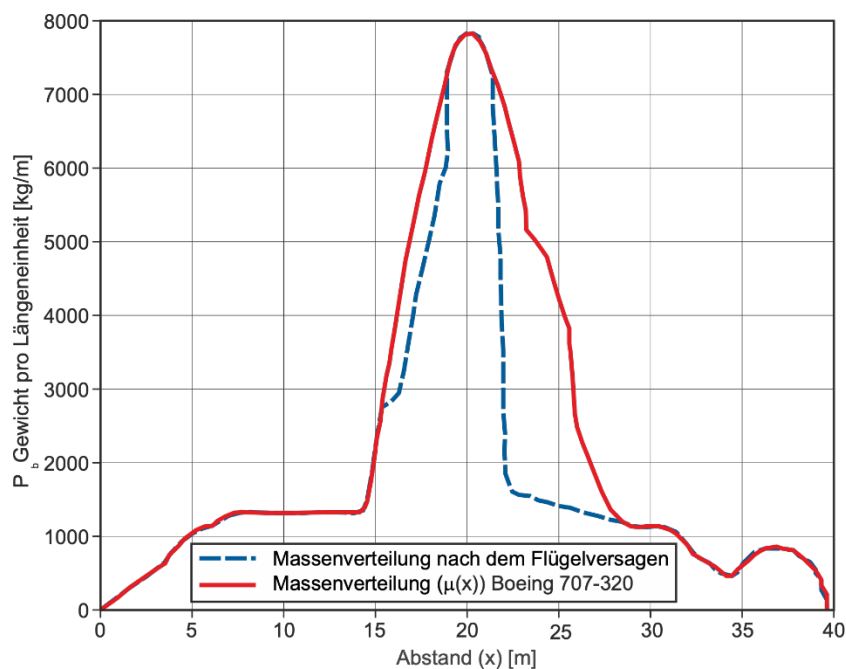


Abbildung 2: Masseverteilung der Boeing 707-320 pro Einheitenlänge [217]

Die Berechnung der Anprallkraft nach dem Riera-Modell erfolgt analytisch nach Gleichung (4) [217]:

$$P(t) = P_b[x(t)] + \mu[x(t)] \cdot v^2(t) \quad (4)$$

mit:

$x(t) = \int_0^t v(\xi) d\xi$: Distanz des betrachteten Flugzeugabschnitts von der Flugzeugnase

$P_b(x)$: notwendige Last, um den Flugzeugrumpf zu stauchen/zu verformen

$\mu(x)$: Masse des Flugzeugs pro Längeneinheit

$v(t)$: Geschwindigkeit des ungestauchten Teil des Flugzeugs.

Durch die numerische Integration von Gleichung (4) erhält man die Reaktionslast-Zeit-Verläufe.

Nach Riera gab es verschiedene weitere Versuche, den Flugzeuganprall zu beschreiben und die von Riera ermittelten Last-Zeit-Funktionen zu überprüfen. Dazu führten Sugano et al. [238] Full-Scale-Tests eines Flugzeugs des Typs F-4 (Phantom F-4) durch, welches in einen massiven Betonblock prallte. Die Masseverteilung und Berstlast, welche für das Riera-Modell benötigt werden, wurden von Sugano et al. angegeben. In Wilt et al. [254] werden diese Daten verwendet, um einen Vergleich der experimentellen Ergebnisse von Sugano et al. [238] mit den Ergebnissen des Riera-Ansatzes anzustellen. Dieser Vergleich der Anpralllast ist in Abbildung 3 dargestellt und zeigt die sehr gute Übereinstimmung des Riera-Ansatzes mit den experimentellen Ergebnissen.

Ruch [220] stellte fest, dass sich für verschiedene Versagensarten wesentlich unterschiedliche Berstlasten ergeben. Je nachdem, ob die Berstlast mit einem Bruchkriterium, Fließkriterium oder Beulkriterium ermittelt wird, verändert sich die Berstlastfunktion. Für ein Bruchversagen ergeben sich die maximalen Berstlasten und für ein Fließkriterium etwas geringere. Ist das Beulversagen maßgebend, reduziert sich die Berstlast geringfügig. Für ein Versagen durch Falten ergeben sich noch einmal deutlich geringere Berstlasten. Durch Berücksichtigung des Dehnrateneffekts ergibt sich eine Erhöhung der Berstlast.

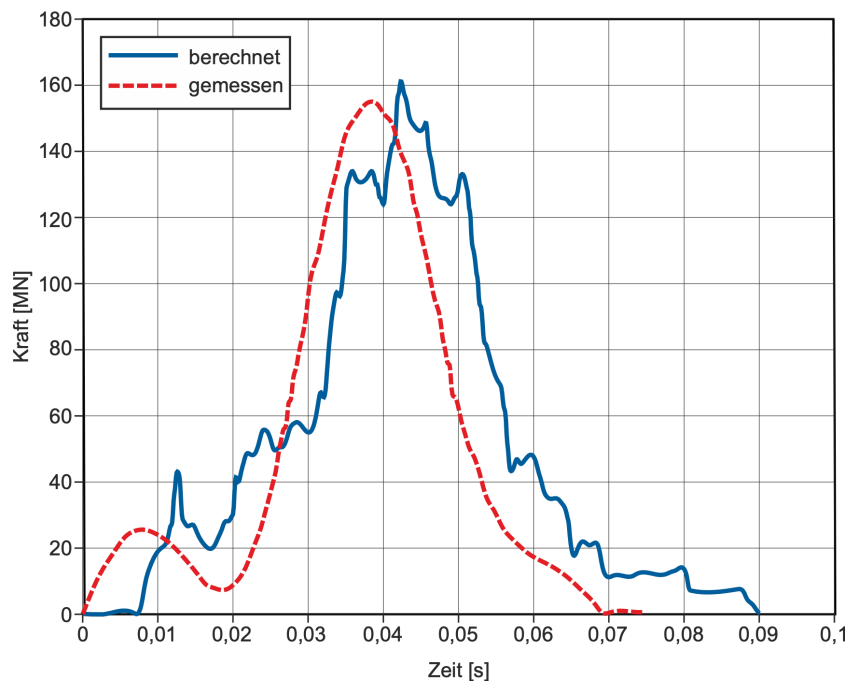


Abbildung 3: Vergleich der gemessenen (Sugano et al. [238]) und nach dem Riera-Ansatz analytisch ermittelten Anpralllasten der F-4 [254]

Im Gegensatz zum Flugzeuganprall ist das Kollisionsverhalten im Schienenverkehr oft instabil und ungleichmäßig. Das zeigt sich zum einen durch Bewegungen, welche durch die Lagerung und Kupplung zwischen den strukturellen Bauteilen definiert sind, und zum anderen durch plastisches Verformen der strukturellen Bauteile. Das Kollisionsverhalten von Schienenfahrzeugen ist abhängig von der Änderung der kinetischen Energie, dem Verformungsverhalten bei strukturellem Versagen des Fahrzeuges sowie der Änderung der potenziellen Energie. Energieverluste infolge Reibungs- und Dämpfungskräften sind ebenfalls zu berücksichtigen. Die Energieumwandlung zwischen kinetischer und potenzieller Energie und die Energiedissipation durch externe Arbeit spielen eine grundlegende Rolle beim Anprall von Schienenfahrzeugen. [262]

Beim Anprall zweier Körper werden aufgrund der Trägheitsbelastung, welche durch die Masse vor der Spannungswelle im Kontaktbereich erzeugt wird, in beiden Körpern Spannungsgradienten gebildet. Diese Spannungswelle hat zwei Komponenten. Die elastische Spannungswelle als Vorläufer bewegt sich in etwa mit Schallgeschwindigkeit im Material fort und ist Reflektions-, Brechungs- und Transmissionsprozessen an jeder auftreffenden Kontaktfläche ausgesetzt. Nach der elastischen Wellenfront ist ein Wert der elastischen Dehnung erreicht, der zur Fließspannung unter dynamischen Belastungen gehört. Diese plastische Wellenfront folgt mit geringerer Geschwindigkeit und vergrößert die Dehnungen. Hinter der plastischen Wellenfront haben die Spannungen, Dehnungen und Partikel die gleiche Geschwindigkeit; vor der elastischen Wellenfront sind diese Werte Null. [244]

Drei der wenigen Arbeiten zum Anprall speziell im Schienenverkehr liefern Grob [98], [97] bzw. Grob und Hajdin [99]. Die Modelle zur Anpralluntersuchung verwenden eine Reihe konzentrierter Masse-Feder-Elemente. In den Federkennlinien werden nichtlineares Verhalten und die Entfestigung im postkritischen Bereich berücksichtigt.

Grob und Hajdin [99] gehen beim Anprall eines Eisenbahnfahrzeuges von einem weichen Stoß aus. Ihre Aussagen beruhen auf den Annahmen, dass die Gesamtkonstruktion des gestoßenen Bauwerks eine sehr hohe Steifigkeit besitzt, sehr kleine elastische und plastische Verformungen aufnehmen kann und somit die gesamte kinetische Energie durch plastische Verformungen des anprallenden Zuges aufgenommen

wird. Beim Zuganprall treten große plastische Verformungen der Struktur der Schienenfahrzeuge auf, welche im Modell von Grob und Hajdin durch Federkennlinien berücksichtigt werden. In diesem Modell werden konzentrierte Massen verwendet, die durch diskrete fiktive Federn miteinander verknüpft sind, siehe Abbildung 4 (links). Eine geradlinige Bewegung der Glieder in x-Richtung wird dabei vorausgesetzt. Die nichtlineare Federcharakteristik, welche in Abbildung 4 (rechts) dargestellt ist, berücksichtigt das Kraft-Verformungs-Verhalten entlang der einzelnen Zugabschnitte. [99]

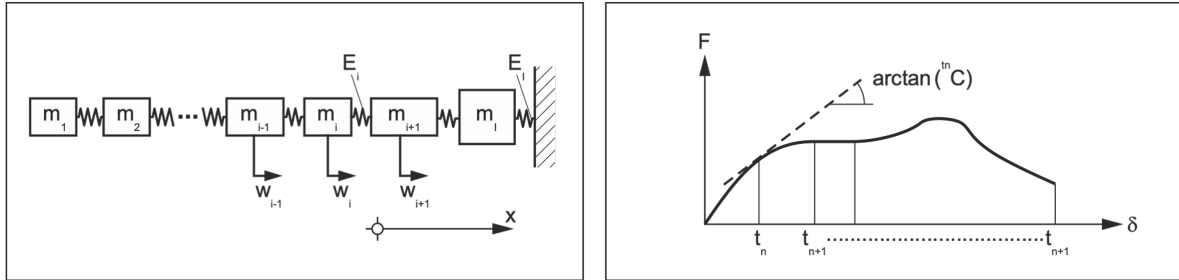


Abbildung 4: Diskretes Masse-Feder-Modell (links), nichtlineare Federcharakteristik (rechts) [99]

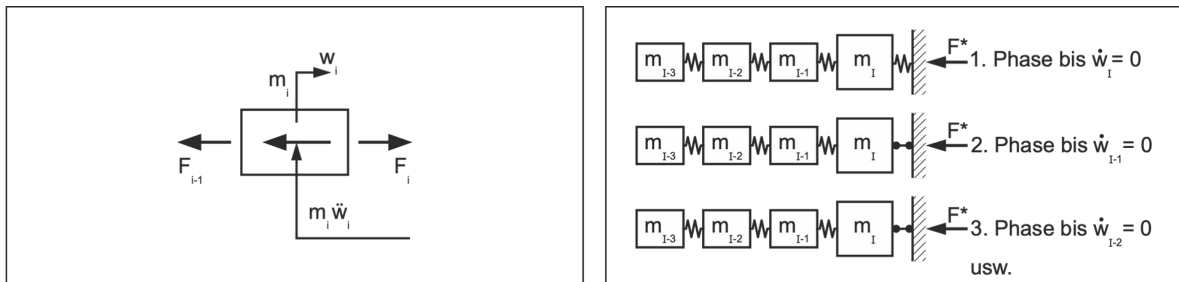


Abbildung 5: Kräfte am Massenelement (links), schrittweise Berechnung (rechts) [99]

In Abbildung 5 (links) ist die Kräftebilanz am einzelnen Massenelement dargestellt. Grob und Hajdin [99] verwenden folgende Differentialgleichung zur Lösung des Anpralls:

$$[M] \cdot (\Delta \ddot{w}) + {}^{tn}[C] \cdot (\Delta w) = 0 \quad (5)$$

mit den Anfangsbedingungen:

$$\begin{cases} w(t_0) = 0 \\ \Delta w(t_n) = 0 \\ \dot{w}(t_0) = v_0 \\ \Delta \dot{w}(t_n) = \dot{w}(t_n) \end{cases}$$

Die Federkraft F_i des Federelements E_i ist identisch mit der auf das starr angenommen Bauteil übertragenen Anprallkraft $F(t)$, solange die Geschwindigkeit \dot{w}_i größer als null ist. Sobald die Masse m_i zum Stillstand kommt, wird das Federelement E_i überbrückt und die Federkraft F_{i-1} direkt auf das Bauteil übertragen, siehe Abbildung 5 (rechts). Die Lösung kann analytisch oder numerisch, z. B. mit dem Newmarkverfahren, erfolgen. [99]

In [98] beschreibt Grob ein Rechenmodell, welches den Zuganprall unter Berücksichtigung der Verformungen des anprallenden und gestoßenen Körpers untersucht. Dadurch ergibt sich eine Interaktion der beiden Körper und somit auch ein Übergang zwischen hartem und weichem Stoß. Das Modell besteht ebenfalls aus einer Reihe diskreter Masse- und Federelemente mit nichtlinearen Federkennlinien[99],

wobei die gestoßene Struktur als einzelnes Masse-Element mit nur einer Federsteifigkeit berücksichtigt wird. Das Modell wird in das Computerprogramm IMPACT der ARDEN-Software integriert. Der Lösungsalgorithmus arbeitet nach der expliziten zentralen Differenzenmethode. Das Bauteilverhalten des anprallenden Körpers wird ebenso wie der gestoßene Körper durch eine nichtlineare Kraftverschiebungs-Federkennlinie definiert. Sobald ein Masse-Feder-Element zu 100 % gestaucht ist, wird dieses Masse-Element mit der benachbarten Masse gekoppelt.

Für den Zuganprall finden sich außer den Arbeiten von Grob wenige weitere Ansätze, die vereinfachte Modelle verwenden. Allerdings werden FE-Simulationen durchgeführt, vorwiegend von den Herstellerfirmen der Schienenfahrzeuge. Dafür ist jedoch das detaillierte Wissen über den Aufbau und die Interaktion zwischen den einzelnen Bauteilen der Fahrzeuge notwendig. Aufgrund der Datengeheimhaltung sind keine genauen Angaben zu den verwendeten Querschnitten und Materialien öffentlich verfügbar.

3.2 Erfassung der Einflussgrößen

In diesem Kapitel werden die für den Zuganprall relevanten Größen ermittelt, zudem wird eine genaue Übersicht über bisherige Untersuchungen dieser erstellt. Dabei wird auf die Einflussgrößen eingegangen und der Einfluss der einzelnen Parameter diskutiert.

3.2.1 Schienenfahrzeug

Von der Deutschen Bahn werden viele verschiedene Fahrzeugtypen eingesetzt. 2016 waren etwa 60 % des Schienennetzes elektrifiziert – Tendenz steigend. Im Güterverkehr wurde eine Leistung von ca. 94 % und im Personenverkehr von ca. 90 % auf elektrifizierten Strecken erbracht. [236]

Demzufolge sind vorwiegend elektrisch betriebene Lokomotiven/Triebfahrzeuge für die Berechnung der Anpralllasten von Interesse. Die Lokomotiven/Triebfahrzeuge der Deutschen Bahn lassen sich in Kategorien gemäß Tabelle 4 einteilen. Klassische Diesellokomotiven werden nur noch selten eingesetzt, Klein-/Rangierlokomotiven (darunter auch die Hybridlokomotiven) und Bahndienstfahrzeuge werden in dieser Forschungsarbeit nicht betrachtet. Es verbleiben die Kategorien Elektrolokomotiven, elektrische Triebfahrzeuge und Dieseltriebwagen. Eine der im Güterverkehr am häufigsten eingesetzten Lokomotiven ist die TRAXX von Bombardier, welche in verschiedenen Ausführungsvarianten verfügbar ist (verschiedene Baureihen, darunter BR 185), siehe Tabelle 5, die sich im allgemeinen Aufbau aber kaum unterscheiden. Im Regionalverkehr werden häufig Dieseltriebwagen eingesetzt, siehe Tabelle 6. Im Hochgeschwindigkeitsverkehr kommen verschiedenen Baureihen des ICE (siehe Tabelle 7) zum Einsatz, wobei für die vorliegende Forschungsarbeit Daten des ICE 1 (mit Triebkopf) und des ICE 4 (mit unterflur angetriebenen Triebwagen [Powercar-Konzept]) Verwendung finden. Im Regionalverkehr findet man sowohl Elektrolokomotiven als auch elektrische Triebfahrzeuge und Dieseltriebwagen. Zu den einzelnen repräsentativen Fahrzeugen vorhandene Daten sind in den entsprechenden Abschnitten aufgeführt.

Sobald strukturelle Deformationen infolge potenzieller Energieaufnahme an den Lokomotiven auftreten, ist das Verhalten stark abhängig von der Struktur des jeweiligen Eisenbahnfahrzeuges, den tragenden Bauteilen und der Interaktion der Bauteile untereinander. Moderne Eisenbahnfahrzeuge sind hinsichtlich Gewicht und räumlicher Ausnutzung zumeist optimiert. Die Fahrzeuge können häufig als dünnwandige Röhren vereinfacht werden, die durch geeignete Verstärkungsmaßnahmen eine höhere Steifigkeit erzielen. In Längsrichtung sind die Fahrzeuge durch flexible Kupplungen verbunden und in vertikaler Richtung auf den Drehgestellen gelagert. Durch eine tief angelegte Hilfsausrüstung wird ein niedriger Schwerpunkt erreicht, was sich positiv auf die Stabilität auswirkt. Generell sind moderne Schienenfahrzeuge so konzipiert, dass ein Mittelmaß zwischen weichen Elementen zur Energieaufnahme und steifen Elementen zur Verhinderung zu starker plastischer Deformationen erreicht wird. [262]

TABELLE 4: LOKOMOTIVARTEN IM DEUTSCHEN SCHIENENVERKEHR [127, 128, 134]

Baureihe	Gattung	Haupteinsatzgebiete
01 FF.	Dampflokomotiven	-
101 FF.	Elektrolokomotiven	GV, RV, FV
201 FF.	Diesellokomotiven	Rangier-, Übergabedienste, GV
301 FF.	Kleinlokomotiven	Rangierdienst
401 FF.	Elektrotriebwagen	HGV, RV, S-Bahn
501 FF.	Akkumulatortriebwagen	-
601 FF.	Dieseltriebwagen	RV, S-Bahn
701 FF.	Bahndienstfahrzeuge	Arbeitsdienste

TABELLE 5: DIE HÄUFIGSTEN ELEKTRISCHEN LOKOMOTIVEN IM DEUTSCHEN SCHIENENVERKEHR [125, 129, 131]

Baureihe	Anzahl	Einsatzgebiete
101	145	v. a. vor IC-/EC-Zügen, teilweise GV
111	205 (Ausmusterung läuft), davon 38 z-gestellt*	RV (früher S-Bahn, FV)
152	170, davon 2 z-gestellt	GV
185	412, davon 3 z-gestellt	GV, Internationaler GV

* z-gestellt bedeutet, dass diese Fahrzeuge zurückgestellt sind und meist als Ersatzteillager dienen

TABELLE 6: DIE HÄUFIGSTEN DIESELTRIEBWAGEN IM DEUTSCHEN SCHIENENVERKEHR [126, 132, 133, 142]

Baureihe	Anzahl	Einsatzgebiete
612	376 (188 Doppeleinheiten), davon 4 z-gestellt	RV (v. a. RE und teilweise IRE)
628	394 (2-teilige Dieseltriebzüge), davon 184 z-gestellt (werden ausgemustert)	RV (v. a. RB, teilweise RE)
642	230 Einheiten (2-teiliger Triebwagen), davon 2 z-gestellt	NV (RB, teilweise RE)

TABELLE 7: DIE HÄUFIGSTEN ELEKTRISCHEN TRIEBWAGEN IM DEUTSCHEN SCHIENENVERKEHR [50, 130]

Baureihe	Gattung	Haupteinsatzgebiete	Bezeichnung
401	116 (daraus 58 Triebzüge gebildet), bestehend aus 12 Wagen und 2 Triebwagen	HGV	ICE 1
402	46 (daraus 44 Triebzüge gebildet), aus 1 Triebkopf, 6 Mittel- und 1 Steuerwagen	HGV	ICE 2
403	403 (daraus gebildet 50 Triebzüge), 37, 1. Serie; 13, 2. Serie (2 Endwagen, 6 Mittelwagen)	HGV	ICE 3
406	136 (daraus gebildet 13 Triebzüge) (6 Mittelwagen, 2 Endwagen)	Internat. HGV	ICE 3
407	94 (daraus gebildet 17 Triebzüge) (6 Mittelwagen, 2 Endwagen)	Internat. HGV	ICE 3
411	418 (daraus gebildet 59 Triebzüge) (31, 1. Serie; 28, 2. Serie)	HGV	ICE T
412	19 7-teilige Einheiten; 100 12-teilige Einheiten (bis jetzt 13 12-teilige Einheiten in Betrieb)	HGV	ICE 4
415	55 (daraus gebildet 11 Triebzüge)	HGV	ICE T5
423	460 Einheiten	S-Bahn	
Weitere Baureihen	-	vorwiegend S-Bahn	

Bei der Betrachtung der Beulsteifigkeit dünnwandiger Röhren unter dynamischen Beanspruchungen konnten wichtige Effekte beobachtet werden. Die dynamische Beulsteifigkeit von kreisförmigen Röhren ist größer als die quasistatische Beulsteifigkeit, die Beulform ist von der Belastungsgeschwindigkeit unabhängig. [244]

Die strukturelle Energie ist mathematisch durch das Skalarprodukt aus Belastung und Verschiebung definiert. Energiedissipation benötigt die Stabilität der Struktur mit einer progressiven Verformung der Struktur während des Versagens. Dies steht jedoch in Konflikt mit dem Lagrange'schen Prinzip der kleinsten Wirkung, welches beinhaltet, dass Strukturen mit großem Seitenverhältnis eher zum Knicken neigen als zum progressiven Stauchen, und die induzierte Ungleichförmigkeit, z. B. Knicken, dazu tendiert, sich so lange weiterzuentwickeln, bis der Gleichgewichtszustand erreicht ist. Die Energiedissipation in Eisenbahnfahrzeugen ist so konstruiert, dass dieser natürliche Trend zum Biegen übergangen werden soll. [261]

Full-Scale-Tests von Schienenfahrzeugen wurden aufgrund der hohen Kosten und des enormen Aufwands bisher nur selten durchgeführt. Ein Überblick darüber wird in Abschnitt 3.2.1.6 erfolgen. Diese

Versuche beschränkten sich jedoch auf einen niedrigen Geschwindigkeitsbereich (unter 60 km/h), da die Betrachtung der Energieabsorptionsfähigkeit und Personensicherheit das vorwiegende Ziel waren, nicht die Ermittlung von Anpralllasten. Um ein besseres Verständnis der komplexen Interaktion im höheren Geschwindigkeitsbereich zu bekommen, sollten in Zukunft auch Situationen untersucht werden, die über die Designziele der Energieabsorptionsfähigkeit und Personensicherheit hinausgehen und das instabile Verhalten berücksichtigen. Dadurch wäre es auch möglich Anpralllasten für den höheren Geschwindigkeitsbereich zuverlässiger zu ermitteln, und das hochgradig nichtlineare Verhalten könnte besser verstanden und für Simulationen verwendet werden.

3.2.1.1 Bauweisen und Materialien

Dieser Abschnitt dient dem Grundverständnis der Bauweisen und Materialien, welche im weiteren Verlauf der Forschungsarbeit genauer analysiert werden und unter den Einflussfaktoren über Simulationen und vereinfachte Modelle bewertet werden.

Die Ganzstahlbauweise setzte sich im Schienenfahrzeugbau gegen Ende des 19. Jahrhunderts durch, wobei die Wagenkästen damals noch genietet waren. Die Ähnlichkeit mit heutigen Stahlbau-Wagenkästen war damals schon erkennbar, jedoch war die Schweißtechnik heutigen Standard noch nicht erreicht. Neben dem Untergestell übernahmen auch Seitenwände und Dach Tragfunktionen. Mitte der dreißiger Jahre des 20. Jahrhunderts wurde mit dem selbsttragenden Wagenkasten ein weiterer Fortschritt, wodurch die Wagenkastenmasse reduziert werden konnte. Nach 1930 forderte der Wettbewerb zwischen Straße und Schiene eine Senkung der Zugförderkosten ein, was durch die Entwicklung leichter Diesellokomotiven realisiert werden konnte. Nach dem Vorbild des Flugzeugbaus entstanden leichte selbsttragende Wagenkästen in Spanten- bzw. Röhrenbauweise. Der Wagenkasten wird dabei durch eine geschlossene Röhre mit hoher Druck-, Biege- und Torsionssteifigkeit gebildet. Dieser röhrenartige Aufbau war sehr aufwendig und blieb daher auf Spezialanwendungen wie den Triebwagenbau beschränkt. [118]

Mit dem Werkstoff Aluminium wurde vermehrt von der Differentialbauweise zur Integralbauweise übergegangen (siehe Abbildung 6). Bei der Differentialbauweise (Abbildung 6a) werden meist einfache Profile und Bleche verwendet. Bei der Integralbauweise (Abbildung 6b) wird die Tragstruktur aus wenigen Großprofilen gebildet, welche durch Strangpressen geformt werden und auch komplizierte Geometrien einnehmen können. Die heute verwendeten Aluminium-Strangpressprofile vereinen mehrere Funktionen. Aufgrund ihrer Querschnittsfläche und Flächenmomente 2. Grades sind sie in der Lage,

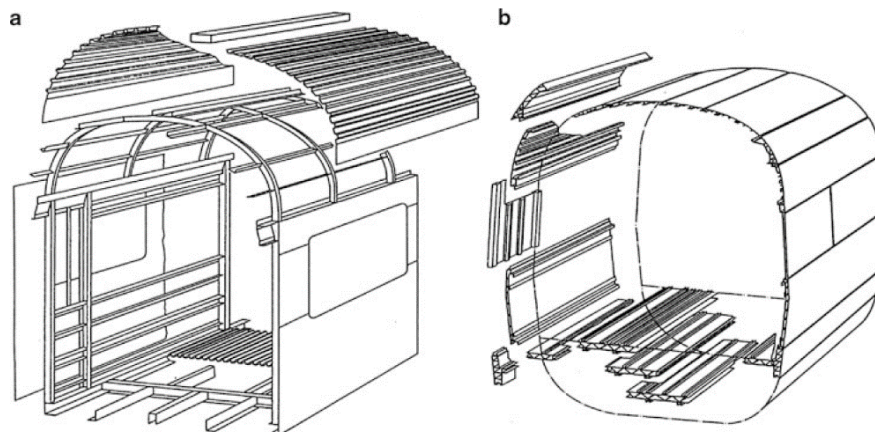


Abbildung 6: Differentialbauweise (a), Integralbauweise (b) [118]

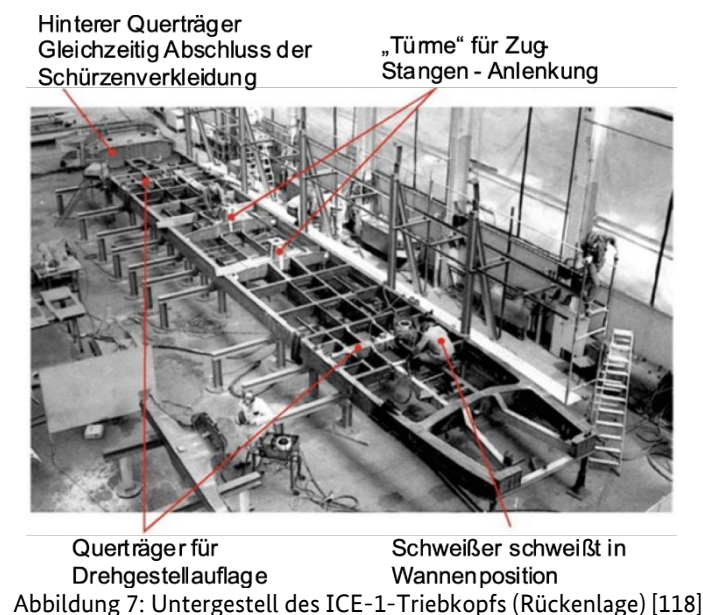
Kräfte und Momente aufzunehmen und gleichzeitig die Außenbeblechung zu bilden. Sie können auch zur Aufnahme von Anbauten verwendet werden und somit eine tragende Funktion übernehmen. Durch die ausreichende Biegesteifigkeit der Hohlkammerprofile kann, außer im Bereich der Kopfstücke und Drehgestellanbindung, auf manche Bauteile, z.B. Querträger, verzichtet werden. [118]

Der Triebwagen ET 420 stellt einen Übergang von der Differential- zur Integralbauweise dar. Die ersten Serien wurden in Stahlbauweise gefertigt, die späteren in einer Aluminium-Integralbauweise mit jeweils gleichen Abmessungen, sodass ein Vergleich der Rohbaumassen möglich ist. Bei der Stahlbauweise lag die Rohbaumasse bei etwa 11 t und 22,2 % Leermasse; bei der Aluminiumbauweise hingegen bei ca. 6 t und 13,5 % Leermasse. [118]

Das Untergestell von Schienenfahrzeugen besteht i. d. R. aus dem Fahrzeugboden, den unteren Längs- (im Schienenbau auch Langträger genannt) und Querträgern. Das Fahrwerk wird mit dem Wagenkasten über die Untergestelle verbunden. Bei Letzteren handelt es sich um massive Bauteile mit sehr hoher Steifigkeit, sodass sie normalerweise in Differentialbauweise ausgeführt und unter Verwendung massiver Stahl- oder Edelstahlhalbzeuge gefertigt sind. Kraftaufnahme und Kraftübertragung erfolgen über das Untergestell und neben der Fahrwerksanbindung sind die Puffer und Kupplungskomponenten am Untergestell angebracht. Der Wagenkasten ist an das Untergestell angebunden, aber im Allgemeinen nicht zur Aufnahme von großen Längskräften gedacht. [223]

Das Untergestell eines ICE 1 Triebkopfes zur Aufnahme von großen Längskräften ist in Abbildung 7 dargestellt. Die massiven Bauteile zur Ausbildung der hohen Steifigkeit sind gut zu erkennen.

Die Materialien, welche in den tragenden Elementen des Wagenkastens verbaut sind, spielen eine große Rolle beim Crash-Verhalten. Häufig werden verschiedene Stähle und Aluminiumlegierungen verwendet. Beim Materialverhalten dieser unterschiedlichen Stähle und Aluminiumlegierungen muss eine mögliche Dehnratenabhängigkeit berücksichtigt werden.



Das Knicken und Beulen der Materialien sind wesentliche Aspekte, die beachtet werden müssen. Das dynamische Knick- und Beulverhalten unterscheidet sich dabei von dem statischen bzw. quasi-statischen. Schon Riera [217] verwendet zur Beschreibung des Festigkeitsverhaltens einer Boeing eine Knicklast (Berstlast) entlang des Flugzeuges. Um das dynamische Verhalten mit dem statischen zu vergleichen, kommen DLFs (Dynamic Load Amplification Factors) zum Einsatz, die das dynamische Verhalten des Bauwerks im Vergleich zum statischen Verhalten durch einen Faktor beschreiben. Dieser Faktor gibt an, um welches Maß sich die Auswirkung auf das Tragwerk bei einer dynamischen Belastung im Vergleich mit einer äquivalenten statischen Kraft verändert. Das Knickverhalten verschiedener Strukturen ist in [65] beschrieben. Es bleibt festzuhalten, dass die Knicklasten unter kurzen dynamischen Einwirkungen höher sind als die statischen Knicklasten.

Das Versagen des Wagenkastens ist entweder auf Materialversagen zurückzuführen, wenn die Last die Festigkeit des Materials übersteigt, oder auf Knicken. Beim Knicken bleibt das Material im Wesentlichen intakt, die Struktur versagt jedoch durch Zusammenfallen oder Zerknautschen. Die modernen selbsttragenden Wagenkästen in Stahl-Differentialbauweise versagen bei Überlastung vorwiegend durch lokales Knicken, das zu einem gesamten Strukturversagen führt, in lokalen Bruchstellen erkennbar ist und sich weiter ausbreitet. Wagenkästen aus Aluminium-Strangpressprofilen behalten bei Überlastung ihre Stabilität und versagen vorwiegend durch Bruch. Die Aluminiumwagenkästen besitzen starke Schweißnähte, welche die Seitenwände und den Unterboden verbinden. Bei einem Anprall können diese Schweißverbindungen versagen, weil die umgebende Bauteilstruktur steifer ist als die Schweißverbindungen. Im Gegenzug dazu tritt bei einem Stahlwagenkasten eher ein Knickversagen der Seitenwände eher ein, als dass die Schweißnähte versagen. [241]

Im Schienenfahrzeugbau setzten sich mit Einführung der Großprofiltechnik die Aluminiumlegierungen EN AW-6005A-T5 (AlMgSi[A]) oder, durch reduzierte Festigkeitsanforderungen, EN AW-6106-T5 (AlMgSi0,5Mn) durch[193].

Als Werkstoff für die Integralbauweise wurden früher vor allem AlZnMg-Legierungen verwendet, welche eine hervorragenden Schweißeignung und sehr hohe Festigkeitskennwerte besitzen, welche fast an die von Baustahl heranreichen. Heute werden meist verschiedene AlMgSi-Legierungen im Schienenfahrzeugbau eingesetzt, da dieser Werkstoff sehr gute Formgebungsmöglichkeiten besitzt, außerdem gut schweißbar ist und bessere Festigkeitseigenschaften als andere Aluminiumlegierungen besitzt. In Tabelle 8 sind statische Mindestfestigkeitskennwerte der Aluminium-Legierung AlMgSi0,7 angegeben, welche beim Bau der ICE-1-Mittelwagen zum Einsatz kam. Die Werte R_m und $R_{p0,2}$ beziehen sich auf die Zugfestigkeit bzw. die 0,2 %-Dehngrenze¹ [160]

TABELLE 8: MINDESTFESTIGKEITSWERTE (STATISCH) FÜR ALMGSI0,7 [160]

Werkstoff	Zu-	Pro-	Di- (mm)	Grundwerkstoff			Schweißverbindung ²⁾		
				R_m (N/mm ²)	R_m (N/mm ²)	A_5 (%)	Dicke (mm)	R_m (N/mm ²)	$R_{p0,2}$ (N/mm ²)
AlMgSi0,7	F 26	Profil	≤ 10	260	215	8	≤ 10	165	115
	F 27	Profil	≤ 6	270	225	8	≤ 6	165	115

1) Lokale Überschreitung der Dicke möglich (nach Absprache mit Hersteller)

2) MIG Stumpfstoß, geschweißt mit SG-AlMg4,5mN oder SG-AlMg5, unbearbeitet

¹ Entspricht der Spannung, bei der eine bleibende plastische Verformung von 0,2 % auftritt.

Unter anderen untersuchte Emde [70] das Verhalten der Aluminiumlegierung AA6060 (AlMgSi0,5), die im Schienenfahrzeugbau zum Einsatz kommt. Hier zeigte sich die übliche Temperaturabhängigkeit eines sinkenden Fließspannungsniveaus mit steigender Temperatur. Für die Dehnrates ($\dot{\epsilon}$), auch als Dehnschwindigkeit bekannt, die wie folgt definiert ist:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{v(t)}{L_0} \quad (6)$$

,zeigte sich in Emdes Versuchen nur ein geringfügiger Anstieg der Fließspannung bei steigender Dehnrates. Der Werkstoff AA6060 besitzt bei einer Dehnrates von 100 s^{-1} einen »Drop-Effekt«, sodass dort eine etwas niedrigere Fließspannung als bei statischem Vergleich gemessen wird. Generell zeigt sich für diese Aluminiumlegierung eine deutlich geringere Dehnratesabhängigkeit als für Stähle.

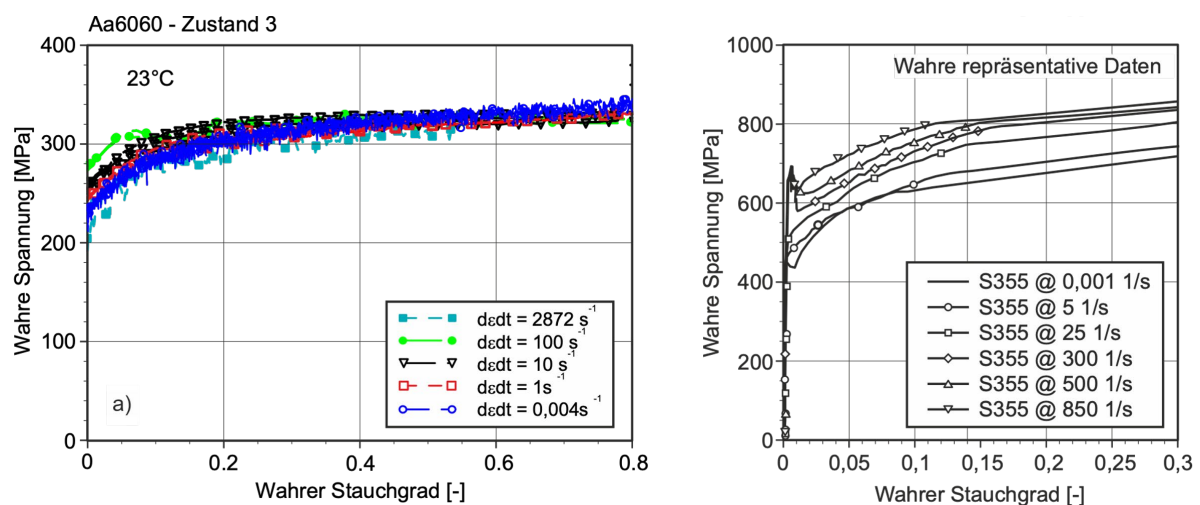


Abbildung 8: Wahre Spannungs-Dehnungs-Diagramme: Aluminiumlegierung AA6060 (links) [70], Stahl S 355 (rechts) [86]

Ein Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zwischen der Aluminiumlegierung AA6060 und einem Stahl S 355 ist in Abbildung 8 dargestellt.

Hsu und Jones [116] untersuchten die Aluminiumlegierung 6063 T6 (AlMg0,7Si) in Form kreisrunder Röhren auf ihr dynamisches Verhalten. Dazu wurden verschiedene Probenlängen, Anprallmassen und Anprallgeschwindigkeiten experimentell untersucht. Über zahlreiche quasistatische und dynamische Tests konnte gezeigt werden, dass dieser Werkstoff in Bezug auf seine Streckgrenze und Zugfestigkeit eine geringe Abhängigkeit von der Dehnrates besitzt. Dies bestätigt die bereits bekannten Ergebnisse, welche ebenfalls eine kaum vorhandene Dehnratesabhängigkeit für diesen Werkstoff belegen.

Børvik et al. [20] führten Untersuchungen zur Dehnratesabhängigkeit von Aluminiumstrang-Pressprofilen durch und konnten eine geringe Dehnratesabhängigkeit nachweisen. Die Ergebnisse dieser experimentellen Versuche für die Aluminiumlegierung AlMgSi(A) sind in Abbildung 9 dargestellt. Dieses Verhalten konnte durch andere Versuche für diese Legierung bestätigt werden [193].

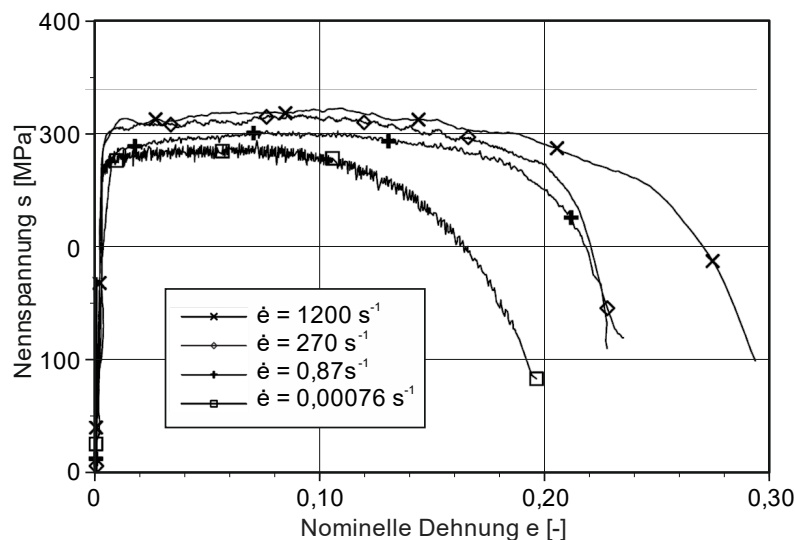


Abbildung 9: Spannungs-Dehnungs-Kurven eines ca. 6 mm dicken Strangpressprofils der Legierung EN AW_6005A-T6 (AlMgSi(A)), geprüft in Pressrichtung mit unterschiedlichen Dehnraten [20]

Für andere Legierungen zeigen sich andere Abhängigkeiten von der Dehnrate, welche durch einen Anstieg der Festigkeitskennwerte einen stärkeren positiven Zusammenhang aufweisen, in diesem Zuge allerdings auch einen negativen Zusammenhang besitzen können [193].

Für die Stähle S 325 und S 355, welche beim ICE 4 zum Einsatz kommen, liegen experimentelle Ergebnisdaten des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs in Abhängigkeit von der Dehnrate vor, die jedoch aufgrund der Datengeheimhaltung hier nicht genauer erwähnt werden dürfen. Bei den Stählen zeigt sich eine Dehnratenabhängigkeit, die vor allem im höheren Geschwindigkeitsbereich spürbar Einfluss auf die Anprallberechnung nehmen wird. Durch die Festigkeitssteigerung der angesprochenen Materialien im höheren Geschwindigkeitsbereich wird eine Erhöhung der Anpralllast erwartet, da die Materialien erst bei höheren Beanspruchungen versagen. Die benannten Stähle kommen auch bei anderen Lokomotiven und Triebfahrzeugen zum Einsatz, z. B. bei der Bombardier TRAXX. Die vorhandenen Daten zu den Stählen S 325 und S 355 sowie der Aluminiumlegierung EN AW_6005A-T6 finden im weiteren Verlauf dieser Forschungsarbeit Verwendung.

3.2.1.2 Lokomotive/Triebfahrzeug

Die Lokomotive, heute oft ein Triebkopf bzw. Triebwagen, ist das vorderste Element einer typischen Zugkonfiguration. Dieses Fahrzeug muss genauer untersucht werden, da es bei einem direkten Anprall mit dem gestoßenen Bauteil interagiert. Im Bereich des Automobilbaus wurden für die Crash-Zulassungen der Fahrzeuge schon seit längerem Crash-Tests und verschiedene Simulationen durchgeführt, um insbesondere den Überlebensraum für die Fahrzeuginsassen zu gewährleisten. Diese Simulationen werden meist nicht im höheren Geschwindigkeitsbereich durchgeführt, da es vorwiegend um Erkenntnisse zum Verhalten der crashabsorbierenden Elemente der Fahrzeuge geht. Dennoch erhält man durch solche Tests Last-Zeit-Funktionen, welche für die Festlegung von Anpralllasten bekannt sein müssen. Es gibt viele Publikationen, die sich vorwiegend mit den in der Front integrierten crashabsorbierenden Elementen beschäftigen, siehe z. B. 7, 16, 41, 96, 116, 119, 170. Im Schienenverkehr ist die Situation etwas problematischer, da experimentelle Crash-Tests deutlich schwieriger durchführbar und mit hohen Kosten verbunden sind. Simulationen sind sehr aufwendig und ohne Full-Scale-Tests schwer nachzuvollziehen. Heutzutage werden die Crash-Analysen im Bereich für Schienenfahrzeuge meist mit Finite-Ele-

mente-Programmen wie LS-DYNA, RADIOSS oder ABAQUS durchgeführt, da sich anhand der dort integrierten expliziten Solver und der umfangreichen Rechenkapazität auch große Modelle numerisch in einem angemessenen Zeitrahmen lösen lassen und komplexe Eigenschaften berücksichtigt werden können.

Triebköpfe sind Einheiten, welche lediglich zum Antrieb bzw. Ziehen des Zuges vorhanden sind und keine Kapazität für Fahrgäste bieten. Triebwagen hingegen ermöglichen zudem die Beförderung von Passagieren. Dabei kann zwischen angetriebenen und nicht angetriebenen Triebwagen, sogenannten Kopfwagen, unterschieden werden. Diese Unterscheidung wird z. B. beim Betrachten der ICE-Baureihen in Deutschland offenbar. Während sowohl der ICE 1 als auch der ICE 2 Triebköpfe besitzen, finden beim ICE 3 und ICE 4 Triebwagen bzw. Kopfwagen Verwendung.

Lokomotiven und Triebköpfe/Triebwagen unterscheiden sich in ihrem Aufbau und somit auch hinsichtlich ihrer Masse, Steifigkeit und dem Verhalten nach einer Entgleisung i. d. R. deutlich. Die maximale Radsatzlast (Achslast) in Deutschland ist abhängig von der Streckenklasse, darf jedoch den Wert von 22 t im Allgemeinen nicht überschreiten. Die meisten Loks besitzen 2 Drehgestelle mit insgesamt 4 Achsen, sodass sich damit ein maximal zulässiges Gesamtgewicht von 88 t ergibt. Lokomotiven liegen meist nur wenig unterhalb der Gewichtsbeschränkung, Triebköpfe sind oft ähnlich schwer, wohingegen Triebwagen bzw. nicht angetriebene Kopfwagen meist deutlich leichter sind.

Einige Fahrzeuge der ICE-Flotte sind im Gegensatz zum TGV, welcher meist aus Stahl gebaut ist, aus selbsttragenden, geschweißten Aluminiumgroßstrangpressprofilen gefertigt. So wurden beispielsweise der ICE 1 bis 3 und ICE T, mit Ausnahme der Triebköpfe des ICE 1 und 2, welche in Stahl-Differentialbauweise gefertigt wurden, aus Aluminiumgroßstrangpressprofilen gebaut. Aluminiumgroßstrangpressprofile bieten aufgrund ihrer geringen Dichte und der hohen elastischen Absorptionsfähigkeit bzw. Energieabsorptionsfähigkeit aufgrund des geringen E-Moduls Vorteile hinsichtlich einer Anprallbetrachtung. [12]

Die ICE-1-Triebköpfe bestehen aus einer Stahlkonstruktion in Differentialbauweise, wobei für nichttragende Bauteile auch Aluminium und GFK eingesetzt wurden [160]. Der Lokkasten ist mit den Drehgestellen über Anlenkstangen verbunden. Die auf den Querträgern des Untergestells angeschweißten »Türme« sind für die Aufnahme der Anlenkstangen vorgesehen. Die Brems- und Antriebskräfte des Triebkopfs werden so von den Drehgestellen in das Untergestell eingeleitet. [118]

In Querrichtung sind Triebwagen symmetrisch, in vertikaler Richtung jedoch unsymmetrisch und haben daher eine Schwäche gegenüber Durchbiegungen nach unten. Die tragende Konstruktion besteht aus Trägerelementen und Schalelementen, sodass die Interaktion zwischen diesen unterschiedlichen Bauteilen beachtet werden muss. Das Untergestell ist meist wesentlich dicker und steifer als die Seitenwände und das Dach. Das Untergestell kann als Teil gesehen werden, welches von Trägern dominiert und mit dünnen Platten bedeckt wird, während die Seitenwände und das Dach von Platten dominiert und durch Träger verstärkt sind, sodass sich die Verformungen der Abschnitte unterscheiden. [262]

In Abbildung 10 sind der Rohbau des Kopfwagens eines ICE-T (Integralbauweise) und die Schnitte durch markante Stellen gegeben. Der Kopfwagen ist antriebslos und der Antrieb befindet sich über die Mittelwagen verteilt, wohingegen der Kopfwagen den Führerstand, Dachstromabnehmer und Transformator aufnimmt. Die Strangpressprofile sind im Gegensatz zu denen der ICE-1- und ICE-2-Mittelwagen geschlossen ausgeführt. Am Rohbau des Kopfstücks werden noch Deformationselemente angebaut, welche im Falle einer Kollision einen Teil der Anprallenergie aufnehmen sollen. [118]

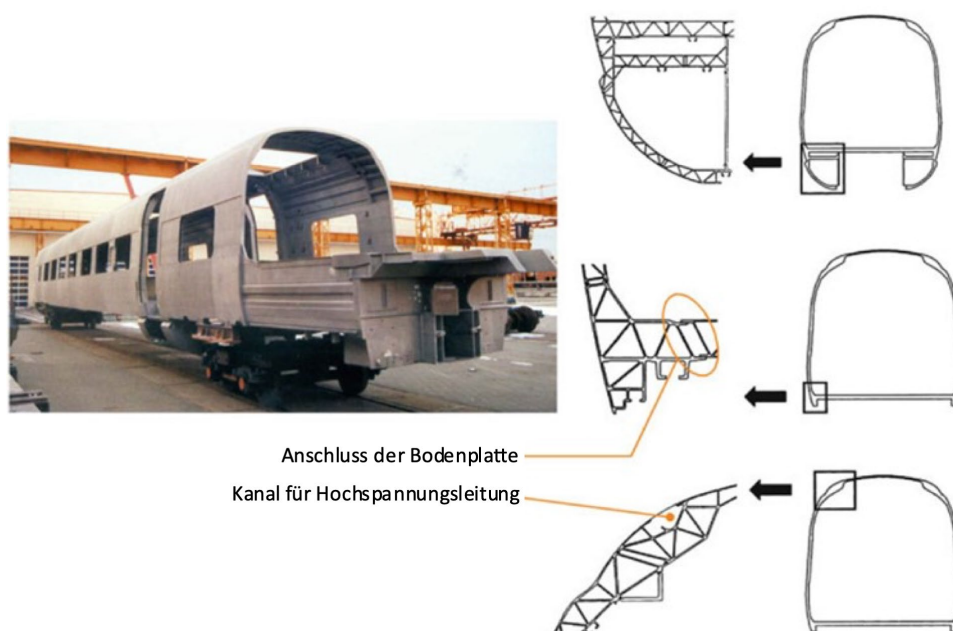


Abbildung 10: Wagenkastenrohbau des ICE-T-Kopfwagen (antriebslos) [118]

Die Fokussierung im vorliegenden Projekt wurde zunächst auf drei verschiedene Loktypen gelegt, um die unterschiedlichen Varianten hinreichend genau abzudecken. Hierfür wurden zunächst eine Elektrolokomotive (Bombardier TRAXX), ein elektrischer Triebwagen bzw. Endwagen (ICE 4) und ein Dieseltriebwagen (Coradia LINT) untersucht. Durch die Wahl dieser verschiedenen Typen sollten die unterschiedlichen Antriebsvarianten abgedeckt und gleichzeitig auf häufig im Schienenverkehr eingesetzte Lokomotiven/Triebwagen eingegangen werden. Außerdem fanden durch die Wahl der oben genannten Lokomotiven/Triebwagen sowohl der Güterverkehr als auch der Regional- und Hochgeschwindigkeitsverkehr Beachtung. Der strukturelle Aufbau unterscheidet sich dahingehend, dass unterschiedliche Steifigkeiten, Massen, Materialien und Bauweisen zugleich zu berücksichtigen gewesen wären.

Die ursprünglich geplanten Simulationen des Fahrzeuganpralls auf Basis der TRAXX, des ICE 4 und des Coradia LINT konnten so nicht durchgeführt werden, da die für die Modellierung erforderlichen Angaben für diese Fahrzeuge nicht im nötigen Detaillierungsgrad zur Verfügung standen. Die Ergebnisse der Recherche zu diesen Fahrzeugen bleiben dennoch zu Dokumentationszwecken Teil dieses Berichts.

Die elektrische Bombardier TRAXX-Lokomotive wurde als repräsentative Elektro-Lokomotive für das vorliegende Projekt gewählt. Sie ist in verschiedenen Ausführungsvarianten vorhanden, deren struktureller Aufbau sich kaum unterscheidet. Sie wird in verschiedenen Baureihen von der Deutschen Bahn häufig als Lok vor Güterzügen eingesetzt, ältere Ausführungsvarianten sind auch im Personenverkehr im Einsatz. Der Grobstrukturaufbau der TRAXX ist in Abbildung 11 dargestellt. Dort ist die aktuell im Euro-code [54] gültige Anprallhöhe grob eingezeichnet (gestrichelte rote Linie). Diese Anprallhöhe liegt ungefähr auf Höhe des Schwerpunkts eines Schienenfahrzeuges. Der Anprallbereich der Lok ist abhängig von der Anprallsituation und dem Anprallwinkel. Auf die Anprallsituationen und Anprallwinkel wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit detaillierter eingegangen.

Der Rohbau und die Drehgestelle der Baureihe 186 sind aus Stahl gefertigt, während für den Innenausbau Aluminium oder Kunststoffe verwendet wurden. Die Seitenwände bestehen aus einem 2,5 mm dicken Stahlblech und zusätzlich sind waagrecht zur Aussteifung 60 mm-»Z-Profile« aus 3 mm starkem Stahlblech angeordnet. Für die älteren Baureihen der TRAXX-Familie (BR 145/185) werden die Wagenwände und das Dach mit Stahlprofilen von 4 mm Blechstärke angegeben. [138]

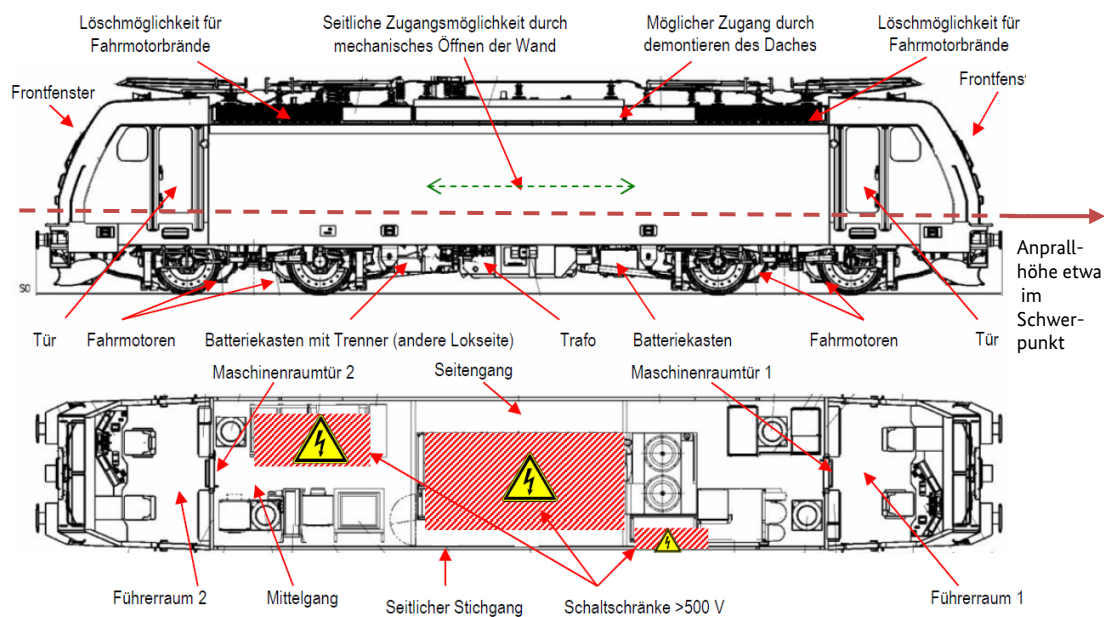


Abbildung 11: Aufbau einer TRAXX-Lokomotive DB Baureihe 186 [138]

Zur TRAXX-Lokomotive sind weitere Herstellerangaben von Bombardier verfügbar. Im Rahmen dieses Berichts werden einige Übersichtsparameter in Tabelle 9 aufgeführt. Diese Daten beziehen sich auf die neuere Bauart der TRAXX, welche mit einer Frontgestaltung des Lokkastens ausgestattet ist, die im Kollisionsfall einen Teil der Energie aufnimmt. Diese Frontgestaltung entspricht den Anforderungen der DIN EN 15227 [57]. Die in Tabelle 9 gegebenen Fahrzeugdaten gelten jedoch in sehr guter Übereinstimmung auch für die älteren Ausführungsvarianten.

TABELLE 9: ALLGEMEINE FAHRZEUGDATEN DER TRAXX (NEUERE BAUART) [HERSTELLERANGABEN VON BOMBARDIER]

Allgemeine Fahrzeugdaten

Länge über Puffer:	18.900 mm
Drehgestellmittenabstand:	10.390 mm
Breite des Lokkastens:	2.972 mm über Blech
Höhe des Lokkastens:	ca. 4.283 mm
Lokomotivgewicht (gemäß EN 15228):	86 t
Maximale Radsatzlast (gemäß EN 15228):	22 t
Drehgestell:	FlexxPower mit Tatzlagerantrieb
Crash-Konzept:	gemäß EN 15227 – 2011
Schwerpunktlage:	ca. 1.750 mm (E-Loks) ca. 1.950 mm (Multi-Engine [BR 245])

Der Lokkasten der TRAXX ist selbsttragend ausgeführt, und die Lok besitzt einen Maschinenraum, zwei Drehgestelle mit je zwei Antriebsradsätzen und zu beiden Seiten der Lokomotivenden Führerräume. Der Haupttransformator, der Batteriekasten und der Druckluftkompressor sind am Untergestell montiert. [Herstellerangaben von Bombardier]

Der Lokkasten ist eine Schweißkonstruktion mit drei Hauptabschnitten. Dazu gehören zwei Frontsegmente, bestehend aus den Führerräumen und zugehörigen Teilen des Untergestells. In den Frontsegmenten sind eine Deformationszone (im Frontbereich des Führerraums) sowie eine Überlebenszone (im hinteren Bereich des Führerraums) integriert. Der dritte Abschnitt ist ein zentrales Modul, welches sich aus dem Untergestell einschließlich des Bodens und der angeschweißten Teile sowie der Seitenteile zusammensetzt. Die Hauptkomponenten des Untergestells bilden zwei seitliche Langträger, ein mittlerer Langträger und zwei Querträger. An den Querträgern ist der Transformator angebracht. Hier wird die Traktions- und Bremskraft zwischen den Drehgestellen und dem Lokkasten übertragen. Zusätzliche Hauptkomponenten des Untergestells sind zwei Querträger, die auf den Sekundärfedern sitzen und zwei Kopfstücke, die Bestandteil des Frontsegments sind. Die Seitenwände bestehen aus Stahlblechen, welche durch vertikale Sicken versteift sind, und aus den oberen Langträgern, die mit den abnehmbaren Dachsegmenten verschraubt sind. Der Rahmen und weitere Strukturteile werden aus dem Stahl S 355J2+N, gemäß EN 10025, gefertigt. Bei einigen Teilen des Frontgehäuses und der Anti-Penetrationswand wird der hochbeständige Stahl S 700MC, gemäß EN 10149-2, verwendet. Die gesamte Strukturfestigkeit liegt in Übereinstimmung mit der EN 12663 [56]. Die verwendeten Hohlträger des Lokkastens sind dichtgeschweißt. [Herstellerangaben von Bombardier]

Seit 2005 wurden alle TRAXX-Lokomotiven mit dem zur Kollisionsabsorption fähigen Lokkasten, gemäß DIN EN 15227 [57], ausgestattet. Die Crashpuffer mit dem Energieabsorberblock (siehe Abbildung 12) sind bei einer Kollisionsgeschwindigkeit von ca. 20 km/h auf ein Schienenfahrzeug mit Puffern der Klasse A, gemäß DIN EN 15551 [58], vollständig erschöpft. Beim Anprall auf dasselbe Schienenfahrzeug sind diese Elemente ab einer Geschwindigkeit von ca. 31 km/h ausgereizt. Laut Herstellerangaben von Bombardier sind strukturinterne Deformationszonen verbaut, die bei höheren Geschwindigkeiten aktiv werden und somit erst bei erhöhter Anprallgeschwindigkeit strukturelle Verformungen des Lokkastens eintreten. [Herstellerangaben von Bombardier]

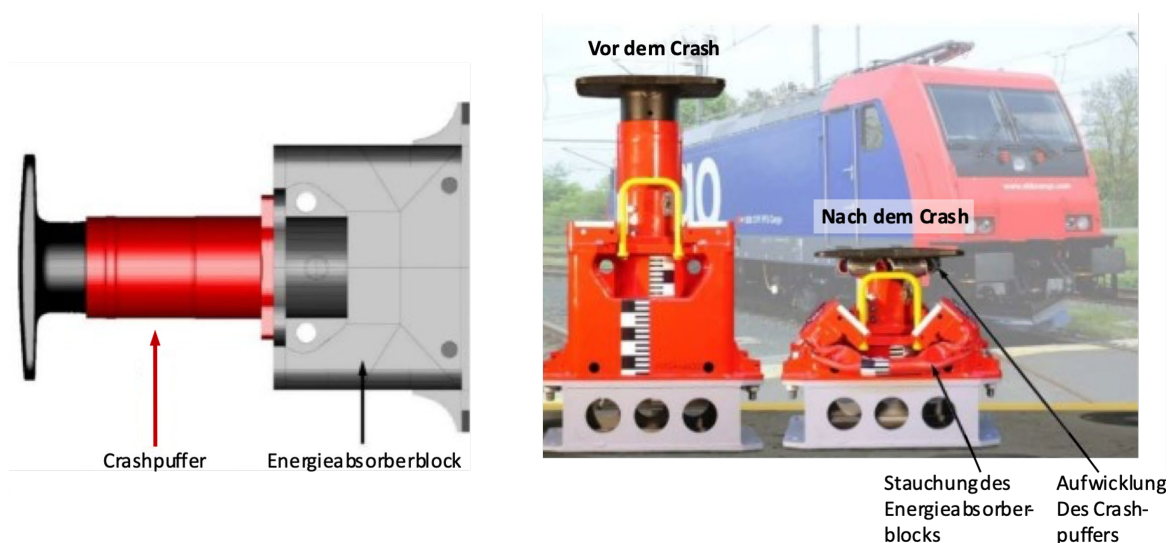


Abbildung 12: Crashpuffer und Energieabsorberblock [Herstellerangaben von Bombardier]

Mittels eines detaillierten FE-Modells untersuchte Bombardier das Kollisionsverhalten. Zur Kalibrierung des Modells wurde ein Full-Scale-Test durchgeführt. Bei der Kollision der Lok mit einer Masse von 86 t und einer Geschwindigkeit von 62 km/h auf einen stehenden Versuchswagen mit einem Eigengewicht von 46 t und ebener Anprallfläche betrug die absorbierte Energiemenge des Frontsegments ca. 4,5 MJ. Die Verformungen beschränkten sich auf die vorgesehenen Deformationszonen.

Für den ICE 4 liegen ebenfalls Herstellerdaten von Bombardier vor. Vom Hersteller wurde ein umfangreiches Crash-Konzept entwickelt. Beim ICE 4 findet man keine klassische Triebseinheit an der Spitze des Zuges. Die Antriebselemente sind entlang des Zugverbundes auf mehrere Wagen verteilt, während die Endwagen nicht angetrieben sind. Daher ergibt sich auch eine recht gleichmäßige Masseverteilung entlang des Zugverbundes, wobei die Leermassen der Wagen zwischen 55 t und 64 t liegen. Das Crash-Konzept gliedert sich in den Aufbau nach Abbildung 13. Die in das Konzept integrierten Elemente sind in der Abbildung genannt.

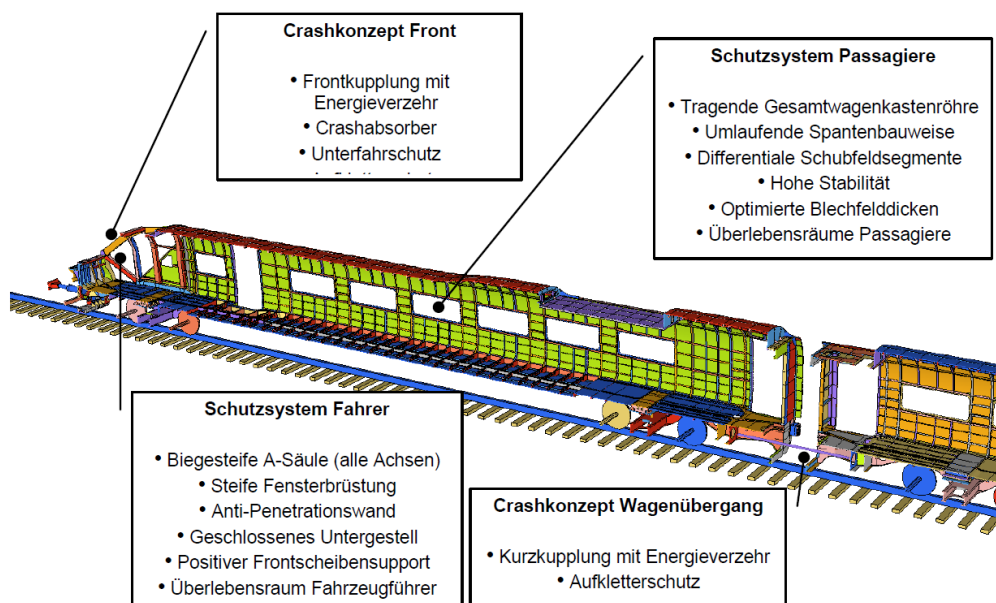


Abbildung 13: Übersicht des Crashkonzepts und der Schutzsysteme [Herstellerangaben von Bombardier]

Die Wagenkastenstruktur ist so ausgelegt, dass die Passagiere bestmöglich geschützt werden sollen. Der Wagenkasten ist deshalb wie in Abbildung 14 dargestellt aufgebaut. Die besonderen Merkmale der Wagenkastenröhre beinhalten eine tragende Gesamtwagenkastenröhre, eine umlaufende Spantenbauweise, vier durchgehende Langträger im Untergestell, differentiale Schubfeldsegmente sowie maximale Stabilität und optimierte Blechfelddicken.[Herstellerangaben von Bombardier]

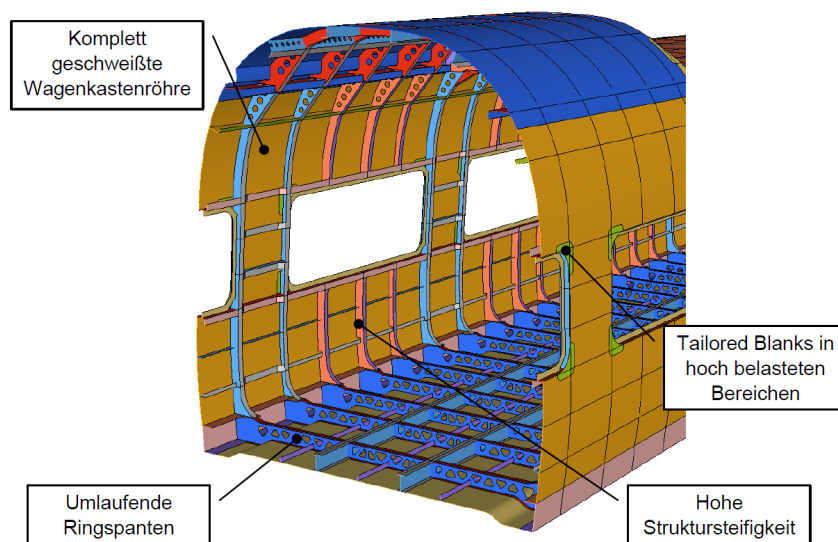


Abbildung 14: Aufbau der Wagenkastenröhre des ICE 4 [Herstellerangaben von Bombardier]

Die Überprüfung der Kollisionssicherheit durch Bombardier erfolgte über ein MKS (Mehr-Körper-System) mit nichtlinearen Federkennlinien sowie eine Aufteilung jedes Wagens in zwei Massenelemente. Der Anprall von zwei identischen Zugeinheiten (12-Teiler) wurde mit einer Relativgeschwindigkeit von 36 km/h untersucht. Die Gesamtenergie vor dem Anprall betrug bei diesem Szenario – dem Anprallszenario 1 gemäß DIN EN 15227 [57] entsprechend – bei Zugkonfiguration mit dem 12-Teiler 38 MJ, nachdem Anprallvorgang 19 MJ. Beide Züge bewegten sich mit einer Geschwindigkeit von 18 km/h fort. Somit entspricht Szenario 1 auch einem Anprall mit halber Geschwindigkeit, also 18 km/h, auf eine steife Wand. Des Weiteren wurden verschiedene Zugkonfigurationen simuliert. Dabei zeigte sich, dass für eine unterschiedliche Anzahl an Wagen immer maximale Kräfte von ca. 5,1 MN erreicht werden, die Häufigkeit pro Anprallvorgang variiert jedoch. Beim 5-Teiler erreichte nur die erste Mittelkupplung eine Kraft von 5,1 MN, was bedeutet, dass die Wagenkastenstrukturen am Übergang in Berührung kommen. Im Gegensatz dazu erreichten beim 14-Teiler 5 Kupplungen das Kraftniveau von 5,1 MN. [Herstellerangaben von Bombardier]

Eine Übersicht, der insgesamt im Crashkonzept integrierten energieabsorbierenden Bauteile, ist in Tabelle 10 dargestellt.

Im letzten Schritt erfolgt der Nachweis der Kollisionssicherheit für die drei Kollisionsszenarien nach DIN EN 15227 [57] über detaillierte FE-Simulationen des Herstellers, bei denen der Fahrzeugkörper sehr detailliert modelliert und die energieabsorbierenden Bauteile ebenfalls modelliert wurden. Die Werkstoffkennwerte im hohen plastischen Bereich wurden bereits durch vorherige Versuche ermittelt und im

TABELLE 10: ÜBERSICHT DER CRASHABSORBIERENDEN BAUTEILE DES ICE 4 [HERSTELLERANGABEN VON BOMBARDIER]

Komponente	Weg [mm]	Kraft [kN]	Anzahl	Energie [kJ]
Kupplung	500	2.000	1	1.000
Untere Energieabsorber	750	1.100	2	1.650

Obere Energieabsorber	200	700	2	280
Zwischenkupp-lung	600	1.600-2.000	1 pro Wagenübergang	~ 1.000

FE-Modell berücksichtigt. Im Rohbau des ICE 4 wurde hauptsächlich der Stahl S 355 verwendet. Ausnahmen stellen lediglich die gekrümmten Dachbleche dar, die aus dem Stahl S 325 gefertigt wurden. Die Materialien wurden in Versuchen bei unterschiedlichen Dehnraten getestet. Die Spannungs-Dehnungs-Verläufe sind durch Bombardier bekannt. [Herstellerangaben von Bombardier]

Die Masseverteilung ist ein weiterer entscheidender Faktor zur Berechnung von Anpralllasten im Schienenverkehr. Im FE-Modell des Herstellers werden zusätzlich zur detaillierten Tragstruktur viele Einzelmassen verwendet, um die nicht tragenden Elemente abzubilden und die reale Fahrzeugmasse berücksichtigen zu können. Abbildung 15 stellt die im Modell verwendeten Einzelmassen dar.

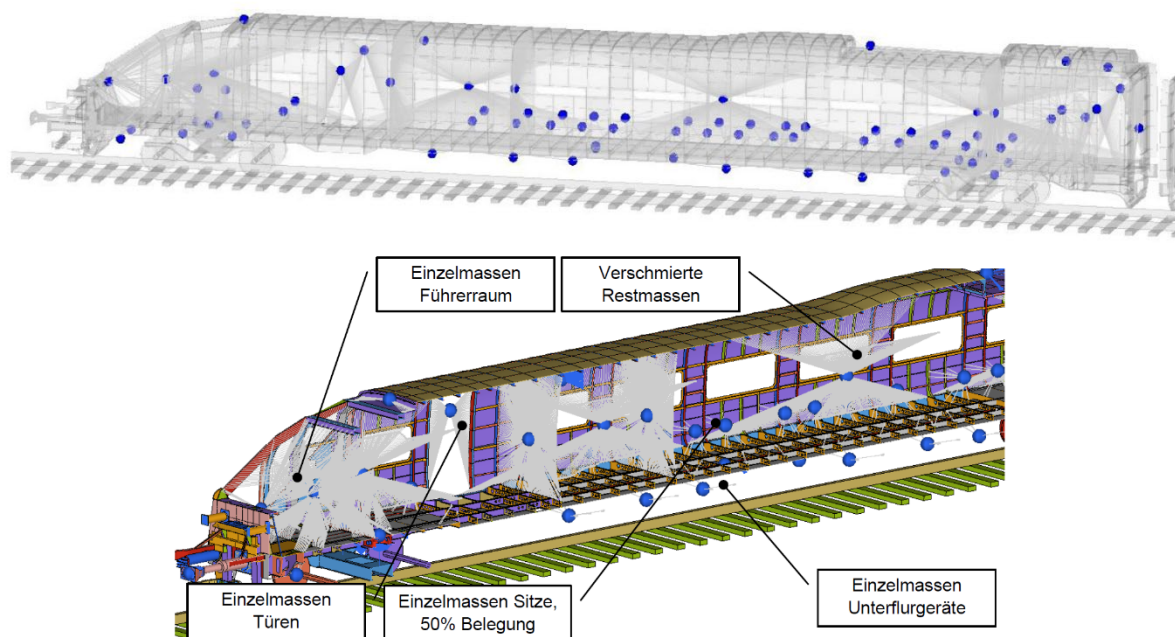


Abbildung 15: Einzelmassen am Endfahrzeug [Herstellerangaben von Bombardier]

Für einen Endwagen ergibt sich für die hinzugefügten Massepunkte ein Gesamtgewicht von über 31 t [Herstellerangaben von Bombardier]. Daher verbleiben für das Rohgewicht des Wagenkastens und das Gewicht der Drehgestelle etwa 24 t. Ein Drehgestell wiegt etwa 7 t [143], wodurch ca. 10 t für den Wagenkasten verbleiben.

Beim FE-Modell für Szenario 1 beträgt die maximale Kontaktkraft an der Front des Fahrzeuges etwa 4,3 MN, am ersten Wagenübergang 4,7 MN. Für Szenario 2 lag die maximale Gesamtkraft an der Wagenfront bei ca. 4,4 MN und am ersten Wagenübergang bei ca. 3,1 MN, für Szenario 3 wurden an der Front ca. 5,6 MN und am ersten Wagenübergang ca. 1,9 MN errechnet. [Herstellerangaben von Bombardier]

3.2.1.3 Wagen

Heutige Personenwagen im Hochgeschwindigkeitsverkehr bestehen meist aus dünnwandigen verstärkten Schalelementen, z. B. Großstrangpressprofilen aus Aluminium. Die tragende Struktur von nicht angetriebenen Personenwagen kann außerdem aus leichten Legierungen oder rostfreiem Stahl bestehen, wobei die meisten Betriebslasten vom Rahmen, den Seitenwänden und dem Dach getragen werden [4].

In Abbildung 16 sind die Großstrangpressprofile des ICE-1-Personenwagens aus Aluminium dargestellt. Weitere Detailzeichnungen zu einzelnen Profilen der ICE-1-Mittelwagen sind in [12], [160] und [193] gegeben. Die Profile des ICE 2 und ICE 3 gleichen denen des ICE 1, jedoch wurden bei späteren Baureihen geschlossene Profile eingesetzt [12]. Beim ICE 1 wurde für die Mittelwagen ausschließlich die Legierung AlMgSi0,7 verwendet [160].

Für den Wagenanprall können nach Grob [98] statische Ersatzlasten in Abhängigkeit von der Entfernung des Bauwerks zur Gleisachse ermittelt werden, siehe Abbildung 17.

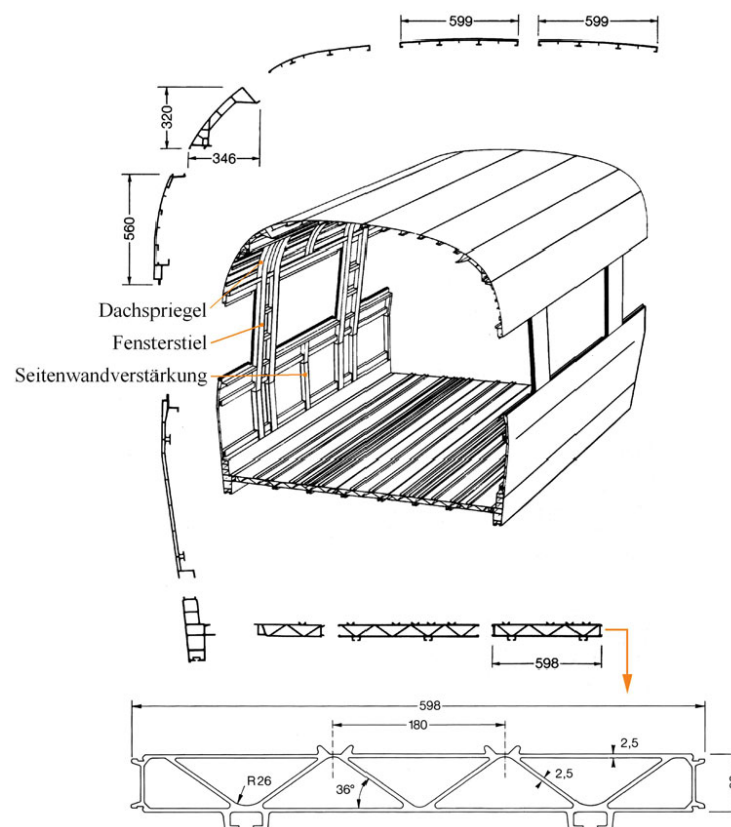


Abbildung 16: Konstruktiver Aufbau eines ICE-1-Mittelwagens [118]

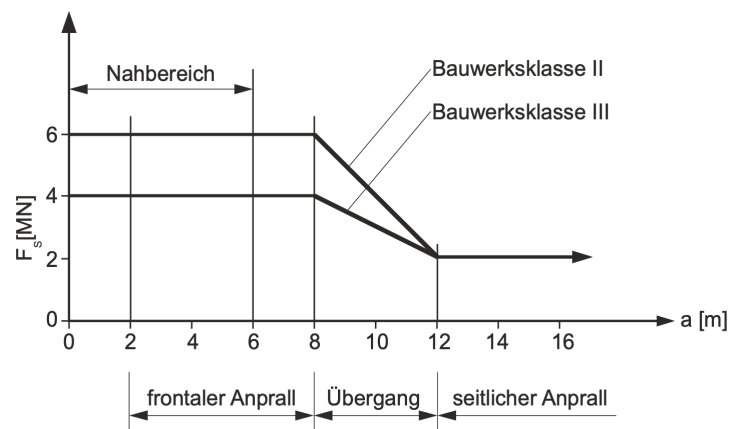


Abbildung 17: Statische Ersatzkräfte für den Wagenanprall von Schnellzugwagen in moderner Stahlbauart [98]

Beim Anprall einer Lok spielen die Wagen meist eine ebenso untergeordnete Rolle wie die Güterwagen. Ein Lokanprall ist nach der Arbeit von Grob [98] unwahrscheinlicher als ein Wagenanprall, da Loks aufgrund ihrer hohen Massen die Tendenz haben, sich nach Entgleisung geradlinig fortzubewegen. Wagen entgleisen Statistiken nach deutlich öfter und haben dabei die Tendenz, sich querzustellen, jedoch ist ein Wagenanprall unproblematischer, da die Steifigkeit (vor allem die seitliche) deutlich geringer ist. [98]

Um die Wagen für die späteren Berechnungsmodelle berücksichtigen zu können, wird im Zuge des Forschungsprojekts ein ICE-1-Mittelwagen als FE-Modell erstellt und hinsichtlich seiner Steifigkeit untersucht. Der ICE-1-Mittelwagen repräsentiert einen üblichen Personenwagen, der in klassischer Aluminium-Integralbauweise hergestellt wird. Er findet im vorliegenden Projekt Verwendung, weil Daten zum Aufbau der Strangpressprofile und den Materialien vorhanden sind.

3.2.1.4 Kupplung und Kollisionsstabilität

Die Anprallstabilität bzw. Kollisionsstabilität gibt an, ob ein Zug im Falle eines Anpralls in Längsrichtung der Schienen verbleibt. Die Anprallstabilität wird wesentlich beeinflusst durch das Muster der strukturellen Deformation, zum Teil durch die Energieabsorption.

Xue et al. [260] untersuchten die Unterschiede zwischen gegliederten und nicht gegliederten Zügen, siehe Abbildung 18, beim Anprall. Gegliederte Züge zeigen eine steife Verbindung und eine ganzheitliche Performance bei Kollisionen, haben jedoch deutlich weniger Kapazität, die Kollisionsenergie zwischen den Fahrzeugen zu absorbieren. Nicht gegliederte Züge hingegen zeigen flexible Verbindungen mit einem eher zufälligen Verhalten bei Kollisionen, jedoch mit einer höheren Energieabsorptionsmöglichkeit zwischen den Fahrzeugen. Zu einem ähnlichen Ergebnis kommen Brabie und Andersson [23].

Das seitliche Ausweichen von nicht gegliederten Zügen ist einfacher, da diese generell eine geringere seitliche Steifigkeit besitzen. Die Kollisionsstabilität zwischen gegliederten und nicht gegliederten Zügen unterscheidet sich daher. [260]

Kupplungen werden bei einigen Modellen so ausgeführt, dass sie im Kollisionsfall kontrolliert zurückgeschoben werden, um die Anprallstabilität zu erhöhen [262]. Beispielsweise sind beim ICE-4-Energieabsorptionskonzept Kupplungen an den einzelnen Wagenübergängen vorhanden, die jeweils so konzipiert sind, dass eine definierte Verformung an einer definierten Kraftkennlinie auftritt, um einen Teil der Kollisionsenergie absorbieren zu können.

Beispiele für nicht gegliederte Züge im deutschen Schienennetz sind die ICE-Baureihen oder Güterzüge bzw. IRE-Züge mit einer Lok-Vorspannung. Gegliederte Züge im Deutschen Schienennetz stellen zum

Beispiel der TGV oder der Bombardier TALENT dar. Im deutschen Schienennetz werden hauptsächlich nicht gegliederte Züge eingesetzt, während im Nahverkehr oft gegliederte Zugtypen vorzufinden sind.

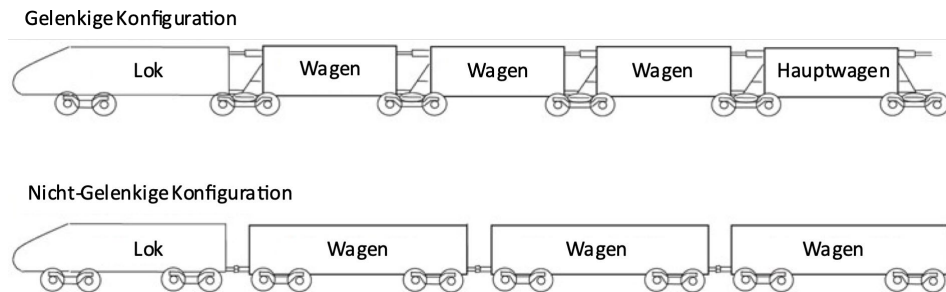


Abbildung 18: Drehgestellanordnung für gegliederte (oben) und nicht gegliederte Züge (unten) [260]

Ein Vergleich zur Stabilität: Ein Bauteil hat die Tendenz einen möglichst geringen Energiezustand zu erreichen. Ein einfacher Biegeträger auf zwei Lagern lässt sich z. B. deutlich leichter durchbiegen, als in seiner Längsachse eindrücken. Die Langträger im Schienenfahrzeugbau erfahren Belastungen in ihrer Längsachse und haben daher eher die Tendenz zu knicken oder sich durchzubiegen, als sich in ihrer Längsachse gleichförmig zu stauchen. Die Tendenz, in die schwächste Richtung zu versagen, beeinflusst sowohl die Energieabsorption als auch die Anprallstabilität. Durch unregelmäßige Verformungen eines Schienenfahrzeugs beim Anprall wird sowohl die Energieabsorptionsfähigkeit als auch die Kollisionsstabilität beeinflusst, bei Letzterer kann dies zu einem »Zickzack-Effekt« führen [260]. Ein »Zickzack-Effekt« kann auftreten, wenn sich die Wagen nicht kontrolliert zusammenschieben, sondern seitlich ausweichen und sich klappmesserartig zusammenschieben.

Um diese Instabilitäten zu vermeiden, werden zwei Aspekte beachtet. Die unregelmäßige Verformung und strukturelle Schwächung von Bauteilen, welche nicht in Fahrzeuglängsrichtung eingeschränkt werden, soll durch symmetrische und große Querschnitte verbessert werden. Außerdem sollen definierte Versagensbereiche in Längsrichtung integriert werden, welche kontrolliert versagen können. Öffnungen entlang des Wagenkastens sind die Schwachstellen der Anprallstabilität. Das Fahrzeug erfährt bei einem Crash eine Spannungswelle, welche am Kontaktende startet und durch strukturelles Versagen entlang des Fahrzeuges gedämpft werden kann. Durch diese Spannungswelle ergeben sich zwei Verhaltensmöglichkeiten, die sich von denen statischer Lasten unterscheiden. Einerseits spielt das lokale Verhalten am Fahrzeugende eine wesentliche Rolle. Wenn ein Fahrzeug unter statischen Lasten in die schwächere Richtung versagt, ist dies unter Anprallbelastung nicht zwingend gegeben. Andererseits sind durch die Schwachstelle der Öffnung, welche zur Behinderung der Spannungswelle beiträgt, Schäden durch Risswachstum zu beobachten, die sich durch die hohen Spannungskonzentrationen an Ecken erklären lassen. [260]

Dem Verhalten von Zügen nach einer Entgleisung widmeten sich Brabie und Andersson [23], indem sie eine Übersicht über Entgleisungen im hohen Geschwindigkeitsbereich (über 70 km/h) zusammenstellten. Dabei zeigte sich, dass keine Entgleisung der anderen gleicht und es schwierig ist, ein generelles Verhalten daraus abzuleiten. Die meisten Entgleisungen lassen sich hier auf mechanisches Versagen des Fahrgestells (Laufwerk) oder der Schienen zurückführen. Einen Einfluss auf das Verhalten nach einer Entgleisung hat die Verbindungsweise der Wagen, also ob diese gegliedert oder nicht gegliedert sind. Es ist nicht geklärt, ob sich das Verhalten aufgrund der Verbindungsweise selbst oder aufgrund von Eigenschaften ergibt, die damit zusammenhängen. Jedoch zeigten sich bei den Betrachtungen der verschiedenen Entgleisungen, dass Gliederzüge (z. B. TGV, EUROSTAR), bei denen die Fahrzeugenden benachbarter Wagen auf denselben Drehgestellen gelagert sind, nach einer Entgleisung auch bei hohen Geschwin-

digkeiten bis 300 km/h nahe der Schienen bleiben, ohne seitlich abzudriften. Dieses vorteilhafte Verhalten konnte aber auch bei dem nicht gegliederten Zug X2000 aus Schweden beobachtet werden. Eine eindeutige Ursache dafür, dass diese Züge mit den entgleisten Radsätzen in Schienennähe blieben und die restlichen Wagen nicht weiter entgleisten, konnte von Brabie und Andersson [23] nicht festgestellt werden. Oft wird das gegliederte Zugdesign als vorteilhaft für dieses Verhalten definiert, obwohl es keine klar bestätigenden Studien darüber gibt. Es müssen weitere Aspekte beachtet werden, z. B. die sich teilweise unterscheidenden Bauweisen der unterschiedlichen Zugdesigns oder niedrig angeordnete, außen gelegene Bauteile am Wagenkasten gegliederter Züge, welche sich an den Schienen verkanten und so seitliches Abweichen verhindern können. Andere Gründe für das vorteilhafte Verhalten nach einer Entgleisung könnten u. a. die Höhe des Schwerpunkts, die Verbindung zwischen den Fahrzeugenden oder das Fahrgestelldesign (Laufwerkdesign) darstellen. Ein Grund für die seitliche Abweichung nach einer Entgleisung könnte auf den Eigenschaften des Gierwiderstands – dem Widerstand gegenüber dem seitlichem Drehen um die vertikale Achse – zwischen Drehgestell und Wagenkasten oder der Radsatzführung zwischen Radsatz und Wagenkasten beruhen. [23]

Durch Kupplungseinschränkungen, die das seitliche Abweichen vom Gleis behindern, kann das Abdriften der Wagen vom Gleis eingedämmt werden. Solche Kupplungseinschränkungen können z. B. durch steifere Anschlüsse bzw. Kupplungen, welche einen geringeren Gierwinkel erlauben, erreicht werden, sodass sich die aufeinanderfolgenden Wagen nicht so stark gegeneinander verdrehen können. Weitere Details hierzu sind in [21] zu finden. Außerdem sind tiefgelegene Querträger im Drehgestell vorteilhaft, weil sie einen vertikalen Lagermechanismus bereitstellen, sodass das Rad nur begrenzten Kontakt mit dem Schotterbett hat, wie in Abbildung 19 dargestellt. Eine festere Kupplungsbeschränkung, ein steiferer Drehgestellgierwiderstand, steifere Radsatz-Führungen und tief gelegene Querträger im Drehgestell können die seitliche Abweichung vom Gleis beschränken. [21]

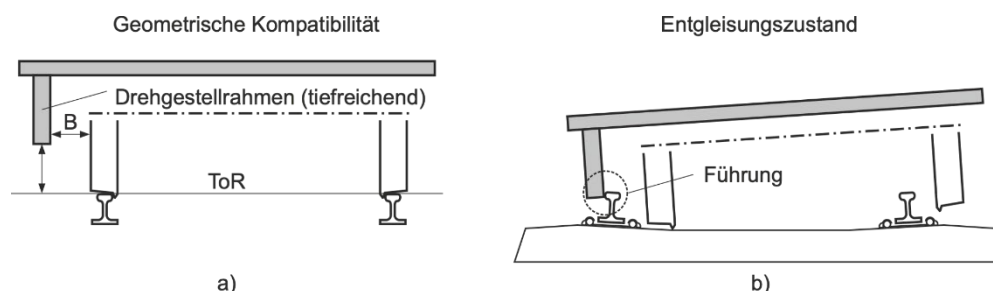


Abbildung 19: Tief gelegene Führungseinrichtung am Wagenkasten; Fahrt auf Schienen (a), entgleister Zustand (b) [21]

Generell ist ein »Zickzack-Verhalten« oder ein klappmesserartiges Zusammenfallen der Zugkonfiguration leichter möglich, wenn die einzelnen Wagen steifer sind. Kann also keine oder nur wenig Energie in der Struktur absorbiert werden kann, folgt oft ein seitliches Ausweichen. [260], [183]

3.2.1.5 Masse

Die Massen der relevanten Fahrzeuge wurden bei der Übersicht zur TRAXX-Lokomotive und dem ICE 4 bereits angesprochen. Einen Überblick der einzelnen Massen im Aufbau eines ICE-2-Mittelwagens in Integralbauweise bietet Tabelle 11. Da die Gesamtmasse ähnlich zu den anderen Baureihen der ICE-Flotte ist, können einige Werte aus dieser Übersicht darauf übertragen werden. Die Übersicht zeigt auch das Gewicht des Rohbaus in Integralbauweise für einen modernen Reisezugwagen, welches auf andere Schienenfahrzeuge dieser Bauweise übertragen werden kann.

3.2.1.6 Steifigkeit

Um das Verhalten einer Lok beim Anprall genau beschreiben zu können, sind Kenntnisse über das Verformungsverhaltens der Lok / des Triebwagens und ihrer Bauteile notwendig. Aufgrund der fehlenden Datengrundlage ist dieses Verhalten nur unzureichend bekannt. Durch detaillierte FE-Simulationen, welche auch zum Nachweis der Crashesicherheit nach DIN EN 15227 [57] notwendig sind, könnten wesentliche Erkenntnisse dazu gewonnen werden. Das setzt jedoch eine detaillierte Kenntnis des Aufbaus mit Steifigkeitskennwerten voraus, wobei das Verhalten aufgrund der geringen großskalierten Versuche nur geschätzt werden kann.

Grob und Hajdin [99] gehen für die Berechnung der Federkennlinien, welche die Steifigkeit der Zugabschnitte angeben, auf die Basis von Riera [217] zurück und bestimmen diese anhand einer theoretischen Analyse des Verformungsverhaltens der Lok beim Anprall. Dabei beziehen sich ihre Untersuchungen auf eine Lok des Typs Re 6/6, welche 120 t wiegt, 3 Drehgestelle besitzt und über Konstruktionspläne in verschiedene Steifigkeitskategorien eingeteilt wurde. Die Tragstruktur wird, stark vereinfacht ausgedrückt, aus dem Lokrahmen und den 3 Drehgestellen gebildet, wobei die Lok ein komplexes System ist,

TABELLE 11: MASSENANTEILE EINES ICE-2-MITTELWAGENS [118]

	Wagenkastenrohbau	Bodenwanne	Zug- und Stoßeinrichtung	Bremse	Außentüren inkl. Anbau	Übergänge inkl. Anbau	Fenster	Anstrich	Innentüren, inkl. Anbau	Wärmedämmung	Innenbekleidung	Inneneinrichtung	Sitze	Toiletten	Elektr. Ausrüstung	Klimaanlage	Beleuchtung	Informationssystem	Drehgestelle
Masse [kg]	8300	1000	770	820	1150	390	1640	390	290	2790	4310	1560	1600	1230	3800	2780	170	580	14480
Anteil [%]	17,3	2,0	1,6	1,7	2,4	0,8	4,4	0,8	0,6	5,8	9,0	3,1	3,3	2,6	7,9	5,8	0,4	1,2	30,2
Wagenkasten 14.460 kg/30,1 %										Innenausbau: 19.110 kg/39,8 %									
Fahrzeug-Leermasse: 47.290 kg																			

in dem die verschiedenen Bauteile ein stark unterschiedliches Verformungsverhalten aufweisen. Die in Abbildung 20 (links) dargestellte Einteilung der Struktur erfolgt gemäß folgender Klassifikation: weiche, eher leicht verformbare Teile sind Puffer und Längsträger des Lokrahmens im Bereich der Drehgestelle (bis zu deren Anschlag an die Querträger des Lokrahmens); mittelharte Teile, welche erst unter höherer Beanspruchung verformt werden, sind Querträger des Lokrahmens, Quer- und Längsträger der Drehgestelle und Motorhalter; harte Teile sind z. B. die Stoßbalken (äußere Querträger des Lokrahmens) und Antriebsmotoren.

Grob und Hajdin [99] haben für jedes Bauteil die Fließkraft unter Berücksichtigung des lokalen Beulens der Bleche sowie der reduzierten Querschnittsfläche (damals nach SIA-161 (1979) ermittelt. Sie verwendeten statt der Fließspannung von z. B. 235 N/mm² für einen Fe 360 das 90%-Fraktile, welches bei 295 N/mm² liegt. Dies liegt auf der sicheren Seite, da sich dadurch kleinere Verformungen und somit erhöhte Anpralllasten ergeben.

Indirekt kann dadurch auch das Ansteigen der Fließspannung mit steigender Dehnrate berücksichtigt werden. Danach wird das Tragverhalten der Bauteile nach Ausbildung plastifizierter Querschnitte im postkritischen Bereich unter dem in Abbildung 20 (rechts) gezeigten einfachen Rechenmodell abgeschätzt. Dabei wird das Last-Zeit-Diagramm der Verformung vereinfacht als Rechteckdiagramm angenommen, unter Beibehaltung der maximalen Fließspannung F_y , aber einer dazu äquivalenten Verformung Δl_R . Dadurch liegt die Berechnung auf der sicheren Seite.

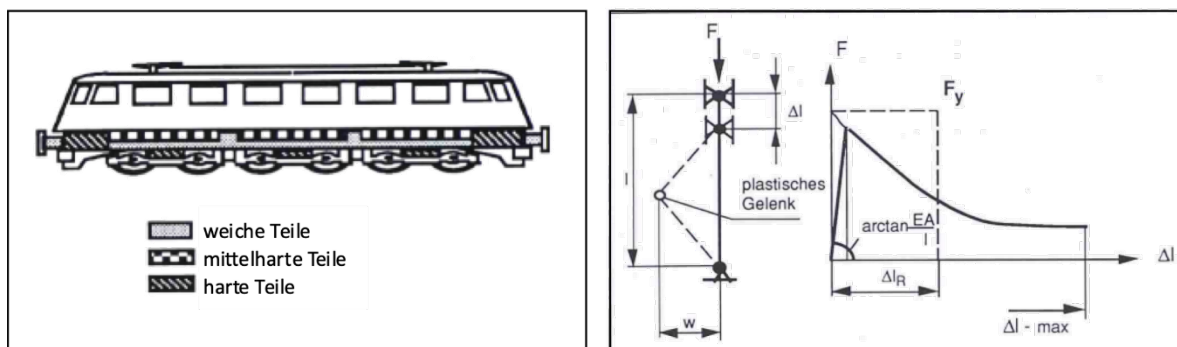


Abbildung 20: Steifigkeitseinteilung Lok Re 6/6 (links), Rechenmodell zum Tragverhalten im postkritischen Bereich (rechts) [99]

Die in Abbildung 21(oben) dargestellte Federkennlinie setzt sich dann aus den einzelnen Anteilen der Tragelemente zusammen. Bei Entlastung verhalten sich die Federn elastisch, was den Autoren zufolge jedoch nur geringen Einfluss auf die Resultate hat. Die Schnellzugwagen, welche eine untergeordnete Rolle spielen, werden durch die in Abbildung 21 (unten) gezeigte Federkennlinie als Ein-Massen-Feder-Modell simuliert. [99]

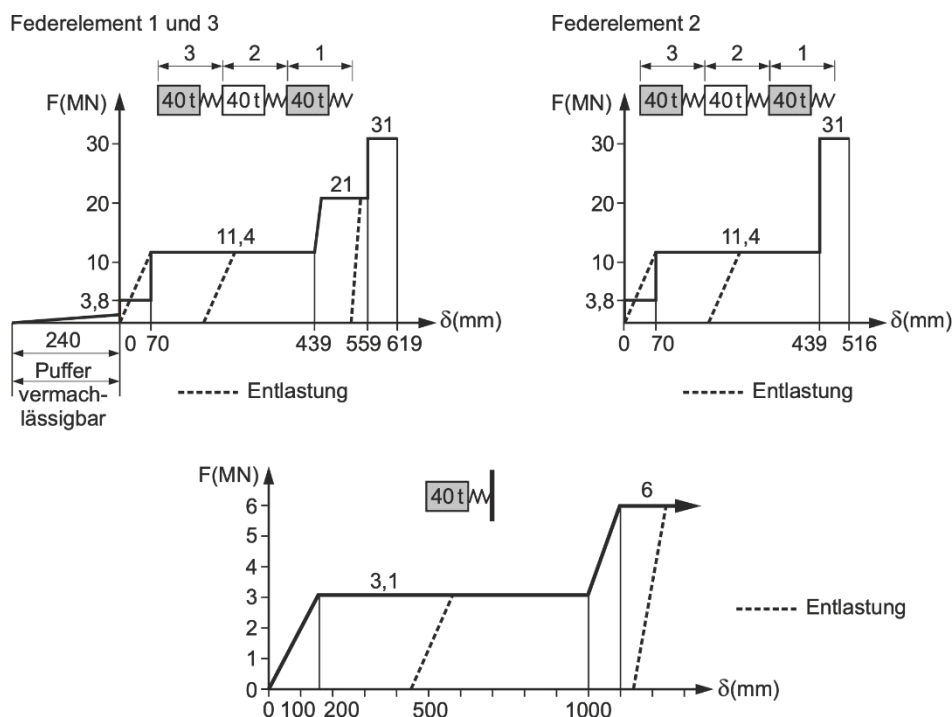


Abbildung 21: Federkennlinien der Lok Re 6/6 (oben), Federkennlinien der Wagen EW IV (unten) [99]

Eine der wenigen Arbeiten zur Untersuchung des Zugsanpralls liefern Hirsch et al. [109]. Sie betrachten das Verhalten von Zügen nach der Entgleisung, um Anpralllasten für seitliche Barrieren zu ermitteln. Eine vereinfachte zweidimensionale Betrachtung des Verhaltens nach der Entgleisung wurde über ein dafür entwickeltes Computerprogramm für verschiedene Zugkonfigurationen durchgeführt. Die verwendeten Steifigkeitswerte für Eisenbahnfahrzeuge werden vereinfacht auf der Grundlage von durchgeführten Crash-Tests an Straßenfahrzeugen in Beason und Hirsch [15] ermittelt. Für die Steifigkeit der Ecken der Eisenbahnwagen verwenden Hirsch et al. vereinfacht einen linear elastischen Wert von 1.168 kN/m. Dieser Wert beruht auf einer Extrapolation von TTI-Crash-Test-Ergebnissen an Gummirad-Fahrzeugen aus [15]. Diese Tests erfolgten unter verschiedenen Anprallwinkeln. Die Steifigkeitswerte wurden dann von Hirsch et al. [109] auf einen leeren Eisenbahnwagen mit 29.030 kg extrapoliert. Bei diesen Werten spielt lediglich das Gewicht des anprallenden Fahrzeugs eine Rolle, wodurch die verwendeten Werte eine grobe Vereinfachung darstellen und nicht die genaue Struktur berücksichtigen.

Hirsch et al. [109] nahmen zum Vergleich eine Modifikation der Steifigkeit vor, bei der davon ausgegangen wird, dass ein Großteil des Anpralls plastisch ist. Dazu wurde zu der Steifigkeit von 1.168 kN/m eine Stoßzahl e^2 hinzugefügt. Mit besagter Steifigkeit und einer Stoßzahl von $e = 0,4$ erhöhten sich die Anpralllasten um etwa 50 %.

² Die Stoßzahl e ist definiert als das Verhältnis der Relativgeschwindigkeit zwischen den beiden am Stoß beteiligten Körper vor dem Anprall – im Vergleich zur Relativgeschwindigkeit nach dem Anprall

Grundlegende Untersuchungen zur Steifigkeit von Fahrzeugen führte Emori [71] im Jahr 1968 durch. Für ein typisches amerikanisches Auto, das gegen eine steife Barriere fährt, stellte er eine Steifigkeit fest, welche etwa das 12,5-fache des Fahrzeuggewichts betrug. Über diese vereinfachte Annahme lässt sich die Höhe der Anprallkraft sehr einfach über die Anprallgeschwindigkeit und das Fahrzeuggewicht bestimmen. Für ein etwas über 2 t schweres Auto beträgt die Ecksteifigkeit an der Vorderseite nach Emori ungefähr das 11,4-fache des Fahrzeuggewichts. Anhand dieser Testdaten wird deutlich, dass kleinere Fahrzeuge eine im Vergleich zu ihrem Eigengewicht deutlich größere Steifigkeit vorweisen als große Fahrzeuge. Abbildung 22 zeigt in graphischer Form die Steifigkeit in Abhängigkeit vom Gewicht.

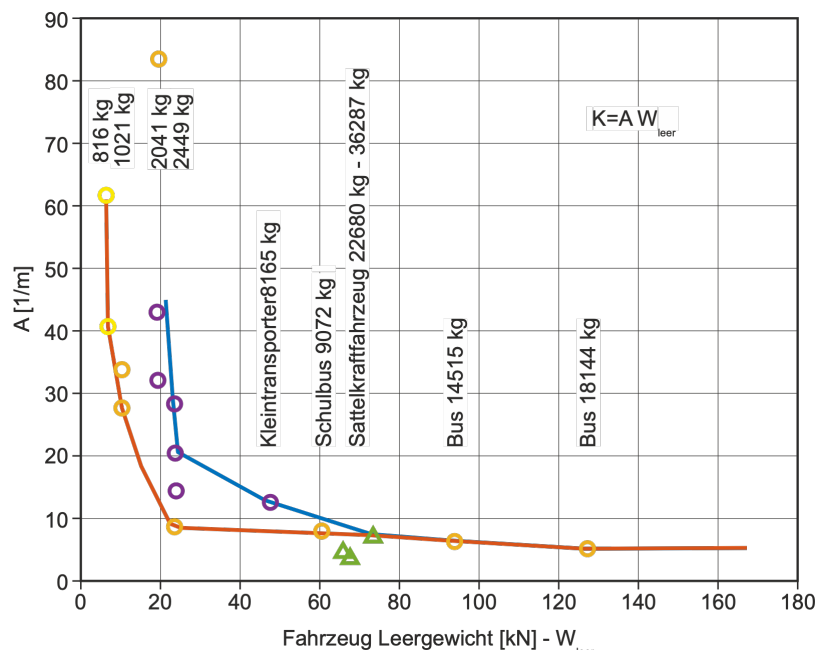


Abbildung 22: Steifigkeit in Abhängigkeit vom Fahrzeuggewicht [15]

Moyer et al. [187] liefern einen ausführlichen Bericht zur Bemessung von seitlichen Barrieren beim Anprall von Hochgeschwindigkeitszügen. Dabei wurden verschiedene Zugtypen betrachtet, u. a. ein ICE 1, bestehend aus je einem Triebkopf vorne und hinten, und 12 Mittelwagen. Für die Berechnung wurden die einzelnen Massen der Züge sowie eine vereinfachte Steifigkeit und Kupplungsmomente derer berücksichtigt. Die Triebköpfe besitzen ein Gewicht von je 85,8 t, die Personenwagen von je 49,9 t. Daraus ergibt sich ein Gesamtgewicht des Zuges von knapp 780 t.

Für das Massenträgheitsmoment der Fahrzeuge um die vertikale Achse und durch das Massezentrum des Fahrzeuges wird die Annahme getroffen, dass das Massenzentrum dem geometrischen Zentrum entspricht und sich aus $ml/12$ (mit m = Masse und l = Länge) ermittelt, d. h., dass das Fahrzeug als gleichmäßiger Stab modelliert ist. Die Deformationssteifigkeit (Fahrzeugsteifigkeit) wird durch ein lineares Federmodell unter Berücksichtigung der Interaktion zwischen Barriere und anprallendem Fahrzeug verwendet. Die Federsteifigkeiten wurden anhand der vereinfachten Methode von Emori [71] und Hirsch et al. [109] mit Daten aus Beason und Hirsch [15] ermittelt. Nach Emoris Ansatz wurden Federkonstanten mit Werten zwischen 1.168 und 1.752 kN/m für typische Güterwagen ermittelt. Die Werte basieren etwa auf dem 1,5- bis 1,7-fachen des Leergewichts der Triebköpfe und Personenwagen. Für den ICE 1 wurde demzufolge ein Wert von 4.086 kN/m als Federsteifigkeit verwendet. Für die Höhe des Schwerpunkts des ICE-1-Triebkopfs wurde ein Wert von 1,67 m und bei den Personenwagen von 1,65 m angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass diese Werte genügen, um die Peaks der Last-Zeit-Funktionen vorherzusagen, für detailliertere Aussagen jedoch genauere Betrachtungen notwendig sind. [187]

Moyer et al. [187] verglichen für ihre Steifigkeitsermittlung zusätzlich verschiedene reale Unfälle und werteten die dazu bekannten Informationen und Verformungen aus, um sie mit den ermittelten Steifigkeitskennwerten vergleichen zu können. Aus den drei Unfällen wurden vereinfachte linear-elastische Federkonstanten ermittelt, die in Tabelle 12 dargestellt sind.

TABELLE 12: ÄQUIVALENTE FEDERSTEIFIGKEITEN FÜR DAS VEREINFACHTE LINEARE MODELL [187]

Vergleichsmodell		Festgelegte Stauchungsverformung und zugehörige Federsteifigkeiten	
		0,15 m	0,30 m
1.	TGV Lokomotive	46.700 kN/m	32.210 kN/m
2.	Transrapid-07 (Untergestell)	15.180 kN/m	5.260 kN/m
3.a	Highliner	64.240 kN/m	10.220 kN/m
3.b	Highliner mit einer Schubplatte	64.240 kN/m	24.820 kN/m

Es wird deutlich, dass die hier ermittelten Steifigkeiten wesentlich größer sind als die über das Emori-Model entwickelten und von Moyer et al. [187] für die Berechnung mit dem TBIP (Train Barrier Interaction Programm) verwendeten Werte. Ein wesentlicher Unterschied besteht darin, dass im TBIP die Steifigkeit einer Fahrzeugecke verwendet wird, während die in Tabelle 12 aufgeführten Steifigkeiten über axiale Stauchungen ermittelt wurden. Außerdem ist die Steifigkeit auch vom Anprallwinkel abhängig, da die seitliche Steifigkeit wesentlich geringer ist als die Steifigkeit in Längsrichtung.

Die ersten Full-Scale-Tests mit Schienenfahrzeugen erfolgten in den zwanziger und dreißiger Jahren des 20. Jahrhunderts durch die Deutsche Reichsbahn. In Festigkeits- und Zerstörungsversuchen wurden Reisezugwagen mit geschweißtem Wagenkasten in Stahl-Leichtbauweise untersucht. Dabei wurden u. a. Auflaufversuche durchgeführt, um das dynamische Verhalten untersuchen zu können. Die Be-

schreibung und Ergebnisse dieser Versuche sind in [242] aufgeführt. Durchgeführt wurden die Versuche mit dem Rohbauwagenkasten des Einheitssteuerwagens 3. Klasse, der neben dem Fahrgastbereich mit einem Führerstand und einem gegenüberliegenden Postbereich ausgestattet war. Die Masse des Steuerwagens, welcher auf einen ungebremsten stehenden Güterwagen mit 30 t Gesamtgewicht aufief, lag bei etwa 15 t. Die Versuche erfolgten mit 42 und 49 km/h (mit dem Führerhaus voraus) und mit 23,5 km/h (mit dem Postbereich voraus). Bis 12 km/h traten keine bleibenden Verformungen auf, bei 20 km/h betrug die bleibende Verformung der Wagenkastenstruktur lediglich 1 mm. Beim Test mit 42 km/h trat eine vollständig plastische Verformung der Wagenkastenvorbaustuktur bis zum ersten Querträger von etwa 500 mm auf. Bei einer Geschwindigkeit von 49 km/h zeigten sich ähnliche Verformungen. Die verformten Wagenkastenstrukturen beider Versuche sind in Abbildung 23 dargestellt. [232]

Von der British Rail Research wurden im Jahr 1994 ebenfalls Tests durchgeführt. Dabei wurden nicht-modifizierte und mit einer energieabsorptionfähigen Zone ausgestattete Fahrzeuge des Typs BR Mk1 mit einer Masse von je 35 t untersucht. Beim Zusammenstoß von 2 Zugverbänden mit jeweils 5 modifizierten Wagen mit einer Geschwindigkeit von 60 km/h beschränkten sich die Verformungen auf die dafür vorgesehenen Bereiche, und es gab keine Entgleisung. Beim Test von zwei nicht modifizierten Fahrzeugen, wobei das eine Fahrzeug mit 60 km/h auf das stehende Fahrzeug prallte, verformte sich das anprallende Fahrzeug um etwa 1,5 m, das stehende Fahrzeug entgleiste und wurde um ca. 100 mm angehoben. [232]

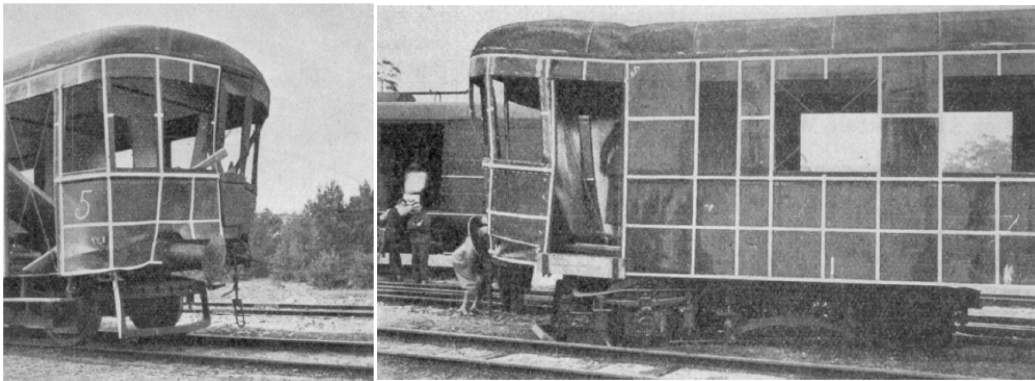


Abbildung 23: Plastische Deformationen nach dem Anprall mit 42 km/h (links), mit 49 km/h (rechts) [232]

Ein Full-Scale-Test mit einem TGV-2N-Endwagen wurde 1996 von der SCNF durchgeführt. Bei dem Test wurde das Energieabsorptionsvermögen untersucht. [232]

In den USA wurden bereits mehrere Full-Scale-Tests mit Eisenbahnfahrzeugen vom Volpe National Transportation Systems Center zur Unterstützung des Federal Railroad Administration Office of Research and Development durchgeführt, um die Kollisionssicherheit von Schienenfahrzeugen zu erforschen. Dabei wurden unterschiedliche Konstellationen an Cab Cars³ und regulären Personenwagen untersucht. Die Tests blieben auf den niedrigen Geschwindigkeitsbereich (unter 60 km/h) beschränkt, bei dem der Erforschungszweck die Sicherheit der Passagiere war. Dadurch konnten aber Erkenntnisse zum Verhalten der tragenden Bauteile gewonnen werden. Die Sicherheit der Passagiere soll durch Crash-Energy-Management-Strukturen (CEM) verbessert werden, die ebenfalls in Full-Scale-Tests geprüft wurden. Diese Strukturen bestehen aus Bauteilen, die sich im Falle einer Kollision kontrolliert verformen sollen und dadurch Energie absorbieren. Eine Zusammenfassung der relevanten Full-Scale-Tests des Volpe-Centers ist in Tabelle 13 dargestellt.

Im ersten Full-Scale-Test prallte ein Personenwagen mit 56,5 km/h auf eine fixierte Wand. Der verwendete Budd-Pioneer-Personenwagen besteht aus einem Wagenkasten aus nicht rostendem Stahl und einem hochfesten, niedriglegierten Stahl-Untergestell. Diese erfüllen u. a. die Anforderung an eine statische Druckfestigkeit (buff strength) von etwa 3,56 MN. Der getestete Wagen war durch entferntes Equipment mit einem Gewicht von etwa 34 t 25 % leichter als im regulären Einsatz. Durch die gewählte Geschwindigkeit und die Masse lag die kinetische Energie vor dem Anprall bei ca. 4,16 MJ. Die bleibende Verformung betrug etwa 1,55 m, wobei sich der Großteil der Verformungen auf die ersten 2,16 m der Front verteilten. Die Last-Zeit-Funktion zeigte ihr Maximum mit einem hohen Anfangs-Peak bei etwa 12,45 MN, wobei die mittlere Kraft der Last-Zeit-Funktion etwa 2,67 MN betrug [226, 249]. Der Draft Sill⁴ versagt dabei durch axiales Stauchen und Brechen, ohne vertikal auszuknicken. In der Nachmodellierung mit unterschiedlichen Szenarien (ohne Kupplung, mit Kupplung, ohne Kupplung und ohne Endplatte, ohne Endplatte und ohne Reibung des Draft Sills mit der Wand) zeigte sich, dass immer etwa 75 % der Energie vom Draft Sill absorbiert wurden, obwohl sich verschiedene Stauchungsmuster zeigten. Die Kraft-Verschiebungs-Kurven waren ebenfalls immer sehr ähnlich. Die gemessenen Daten können bei denselben Wagentypen und den gleichen Tests stark variieren, z. B. durch Imperfektionen. [248]

³ In den USA eine Art Triebwagen, welche meist umgerüstete Personenwagen sind. Diese besitzen an der Fahrzeugfront ein nachgerüstetes Führerhaus.

⁴ Langträger in der Mitte des Untergestells, welcher an beiden Enden der Fahrzeuge sitzt und deutlich kürzer als der normale Mittellangträger ist. Dieser Langträger sitzt also nur im Bereich der Fahrzeugenden

TABELLE 13: ÜBERBLICK DER FULL-SCALE-TESTS DES VOLPE-CENTERS

Datum/ Geschwindigkeit	Anprallszenario	Fahrzeugausstattung	Quelle
11/16/1999 56,5 km/h	einzelner Personenwagen mit steifer Wand	Konventionelles Design	[248]
12/3/2003 54,9 km/h	einzelner Personenwagen mit steifer Wand	CEM Design	[147], [148]
4/4/2000 42 km/h	zwei gekoppelte Personenwagen mit steifer Wand	Konventionelles Design	[249], [175]
2/26/2004 47,2 km/h	zwei gekoppelte Personenwagen mit steifer Wand	CEM Design	[147]
1/31/2002 48,3 km/h	Cab Car geführter Zug mit stehen- dem Lok-geführten Zug	Konventionelles Design	[247], [237]
3/23/2006 49,9 km/h	Cab Car geführter Zug mit stehen- dem Lok-geführten Zug	CEM Design	[246]

Im zweiten Test prallten zwei gekoppelte Fahrzeuge (Typ: Budd Pioneer) mit einer Geschwindigkeit von 42 km/h an eine Wand. Das Gewicht der beiden Wagen betrug – wie im Test mit einem Fahrzeug – jeweils etwa 34 t, wodurch sich eine Energie von ca. 4,68 MJ ergibt. Die gesamte Anprallkraft an der Wand wird dabei als Funktion der gemessenen Beschleunigung der einzelnen Wagen, multipliziert mit der Masse der einzelnen Wagen, berechnet. Die maximale Anpralllast beträgt ca. 10,68 MN – bei einer maximalen Verformung von etwa 1,8 m (vorderes Fahrzeug). Das Versagen unterscheidet sich geringfügig vom Test mit einem Personenwagen, der Last-Zeit-Verlauf war aber bei beiden Tests sehr ähnlich. Der zweite Wagen zeigte nur geringe Schäden und sehr kleine Verformungen. Die Wagen schoben sich dabei sägezahnartig aufeinander auf – mit einer maximalen seitlichen Verschiebung von etwa 0,75 m und einer bleibenden seitlichen Verschiebung von etwa 0,37 m. [249] Abbildung 24 zeigt die Frontstruktur des vorderen Personenwagens vor und nach dem Anprall.

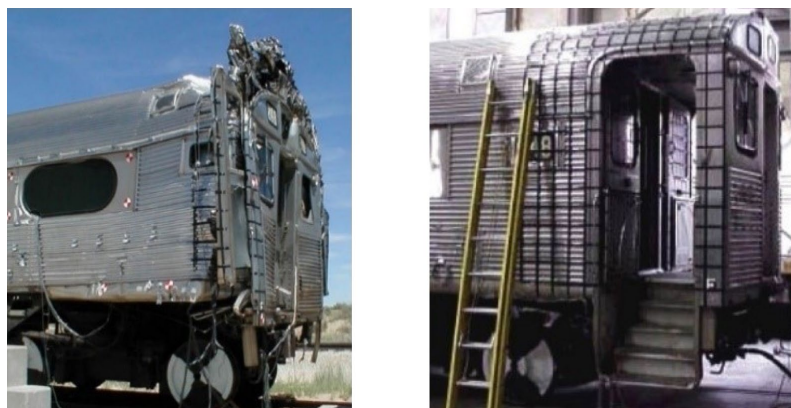


Abbildung 24: Front des Personenwagens vor und nach dem Anprall [175]

Beim Full-Scale-Test zwischen beiden Wagen tritt ein Anprall mit einem sägezahnartigen Verhalten auf. Die Kupplungskraft zeigt einen Peak zu dem Zeitpunkt, in dem auch der Peak der Anprallkraft der Wand

zu messen ist. Bei Verringerung der gesamten Anpralllast ist auch ein Abfall der Kupplungskraft zu erkennen. Nachdem eine seitliche Verschiebung der beiden Wagen untereinander auftritt, reduziert sich die Kraft in Schienenrichtung in der Kupplung und die Kupplung verdreht sich. [214]

Der Draft Sill, das maßgebende strukturelle Element im Wagen, verformte sich bei beiden Tests nach dem gleichen Schema. Auch der Oberbau verformte sich ähnlich, jedoch im Test mit 2 Personenwagen etwas mehr. Weitere in Längsrichtung angeordnete strukturelle Bauteile wie die Seitenlängsträger, Cant Rails⁵ und Belt Rails⁶ wurden beim Zwei-Personenwagen-Anprall etwas mehr zerdrückt. Untersuchungen der Struktur zeigten, dass der Mittellängsträger die dominante strukturelle Komponente ist, welche einen wesentlichen Teil der Kollisionsenergie dissipiert hat. Während das einzelne Fahrzeug einen elastischen Deformationsanteil von 0,30 m zeigte, betrug der elastische Deformationsanteil beim Zwei-Wagen-Anprall lediglich 0,21 m. [175]

Die getesteten einstöckigen Single-Level-Personenzüge besitzen einen Draft Sill, der eine sehr starke Struktur besitzt und große Längskräfte aufnehmen kann. Der Draft Sill und das Ende der Cab Cars versagen beide unter einer dynamischen Last von etwa 11,12 MN, wie in Abbildung 25 dargestellt. Ebenfalls in Abbildung 25 zu sehen ist, dass eine große Kraft notwendig ist, um den Draft Sill zum Knicken zu bringen. Wenn dieser jedoch einmal versagt hat, verformt sich der restliche Teil des Wagens bei deutlich geringeren Lasten. [209]

Bei Betrachtung des Kraft-Verformungs-Verhalten beider Konzepte fällt auf, dass das CEM-Design innerhalb des ersten Meters an Verformung deutlich mehr Energie absorbiert, die maximale Anpralllast aber in beiden Fällen gleich ist. Dies ist der Fall, da beim CEM-Design, nachdem die energieabsorbierenden Elemente verbraucht sind, die Tragstruktur des Lokrahmens eben nachgibt.

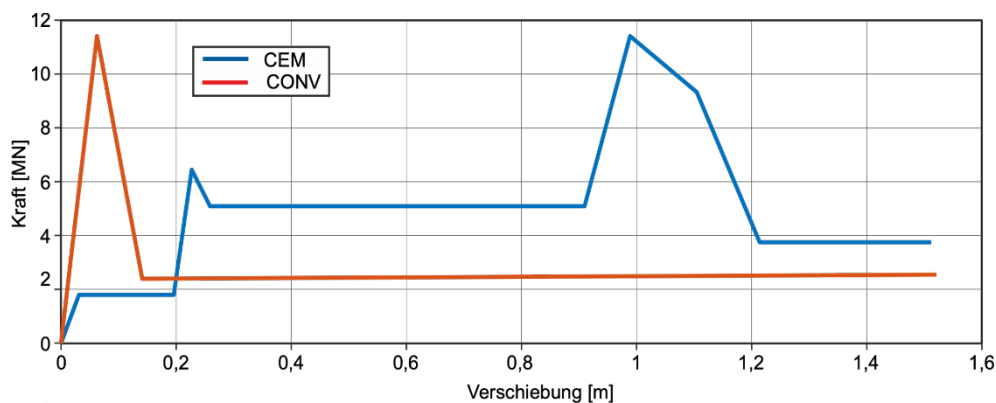


Abbildung 25: Kraft-Verschiebungs-Kurve eines konventionellen Zuges und eines mit CEM ausgestatteten Zuges [209]

⁵ In Längsrichtung angeordnete Träger zwischen den Seitenwänden und dem Dach

⁶ In Längsrichtung angeordnete Träger, welche knapp unterhalb der Fensterunterkante verlaufen

Der Anprall eines konventionellen Zuges aus führendem Cab Car (Typ: Budd Pioneer), drei Personenwagen und einer Lok am Ende auf eine stehende Lok mit 2 Güterwagen (mit angezogener Bremse) ist in [247] beschrieben. Bei diesem Full-Scale-Test hatten beide Zugkonfigurationen etwa eine Masse von 288 t. Die fahrende Zugkombination hatte eine Geschwindigkeit von 48,3 km/h beim Anprall mit der Lokomotive. Beim Test kletterte das Cab Car auf die Lokomotive auf, wobei das Untergestell des Cab Cars um etwa 6,8 m eingedrückt wurde. Die Kabine der Lok blieb nahezu komplett intakt, nur unwesentliche Teile wurden um etwa 0,3 m zusammengestaucht. Nach 0,2 Sekunden war das Untergestell des Cab Cars um 5,4 m eingedrückt, und das Cab Car kletterte auf die Lok auf. 2 Sekunden nach dem Anprall hatten die Zugkonfigurationen mit etwa 24 km/h dieselbe Geschwindigkeit. Beim ersten Personenwagen zeigten sich noch sichtbare Verformungen, in der weiteren Zugkombination nicht; aber die Wagen schoben sich sägezahnartig aufeinander auf (außer zwischen dem letzten Personenwagen und der Lok). Die maximale Kollisionskraft lag im Test bei etwa 6,67 MN.

Beim Test eines Cab Cars (Typ: Budd Pioneer) mit CEM-Struktur (zum Absorbieren von mindestens 3,39 MJ bei 0,9 m Verformung) zeigte sich beim Anprall eines einzelnen Personenwagens mit einer Anprallgeschwindigkeit von 56,5 km/h eine Verformung von ca. 0,9 m, die sich auf die CEM-Struktur begrenzte und keine Verformungen in der Wagenkastenstruktur zur Folge hatte [148]. Zwei gekoppelte Personenwagen, ebenfalls mit CEM ausgestattet, wurden bei einer Anprallgeschwindigkeit von 46,8 km/h getestet. Die Cab Cars vom Typ Budd Pioneer hatten jeweils ein Gewicht von ca. 34 t, wobei die CEM-Strukturen 2,3 t pro Wagen und jedes Drehgestell etwa 3,5 t wogen. Beim Anprall mit CEM-Struktur zeigten sich beim Anprall von einem Personenwagen dieselben Verformungen wie im Test mit zwei gekoppelte Personenwagen, die auch mit einer CEM-Struktur ausgestattet waren. [147]

Beim Test derselben Zugkombination für den Zug-zu-Zug-Anprall wie weiter oben beschrieben, aber mit CEM-Struktur an allen Wagen, beschränkten sich die Verformungen entlang des Zugverbundes auf die dafür vorgesehenen Zonen. Es zeigten sich keine strukturelle Schäden der Wagenkastenstruktur, die führenden Cab Cars kletterten nicht auf. [246]

In [173] wird die reale Kollision eines Zuges, bestehend aus einer P42-Lok (General Electric) und 3 Multi-Level-Personenwagen (Superliner), mit einem stehenden Güterzug, bestehend aus 2 Loks und 19 Güterwagen, beschrieben. Bei einer Geschwindigkeit von ca. 53 km/h kam es zur Kollision zwischen der General-Electric und dem letzten Güterwaggon, dabei kletterte die Lok des Personenzuges auf den Güterwagen auf. Die Lok des Personenzuges trug den Hauptteil der Beanspruchung des Anpralls und erfuhr die größten strukturellen Schädigungen. Die Lok des Personenzuges hatte ein Gewicht von etwa 121,7 t [135], die Personenwagen je ein Gewicht zwischen 69 und 79 t [136]. Die Lokomotive wurde um etwa 1,55 m verkürzt, wobei das Untergestell im Frontbereich in einem Z-Muster deformiert wurde. Eine Übersicht der strukturellen Schäden ist in Tabelle 14 aufgelistet.

TABELLE 14: ZUSAMMENFASSUNG DER STRUKTURELLEN SCHÄDEN BEIM ANPRALL [173]

Wagen	Zusammenfassung des strukturellen Schadens
Führende Lokomotive des Personenzuges (General Electric P42)	<ul style="list-style-type: none"> - Lokomotive wurde um etwa 1,55 m verkürzt - Boden der Lokomotivführerkabine wurde um etwa 0,45 m nach oben eingedrückt - führendes Drehgestell löste sich
Erster Personenwagen	<ul style="list-style-type: none"> - Wagenübergang wurde beschädigt - keine signifikanten strukturellen Schäden
Zweiter und Dritter Personenwagen	<ul style="list-style-type: none"> - keine signifikanten strukturellen Schäden
Güterwagen am Ende des Güterzuges	<ul style="list-style-type: none"> - Kupplungsschelle ist abgebrochen - Ende des Gehstegs wurde zerquetscht und abgerissen - Draft Sill wurde leicht nach unten durchgebogen - hinterer Container auf dem Wagen wurde etwa um seine halbe Länge eingedrückt
Restlicher Teil des Güterzugs	<ul style="list-style-type: none"> - keine signifikanten strukturellen Schäden

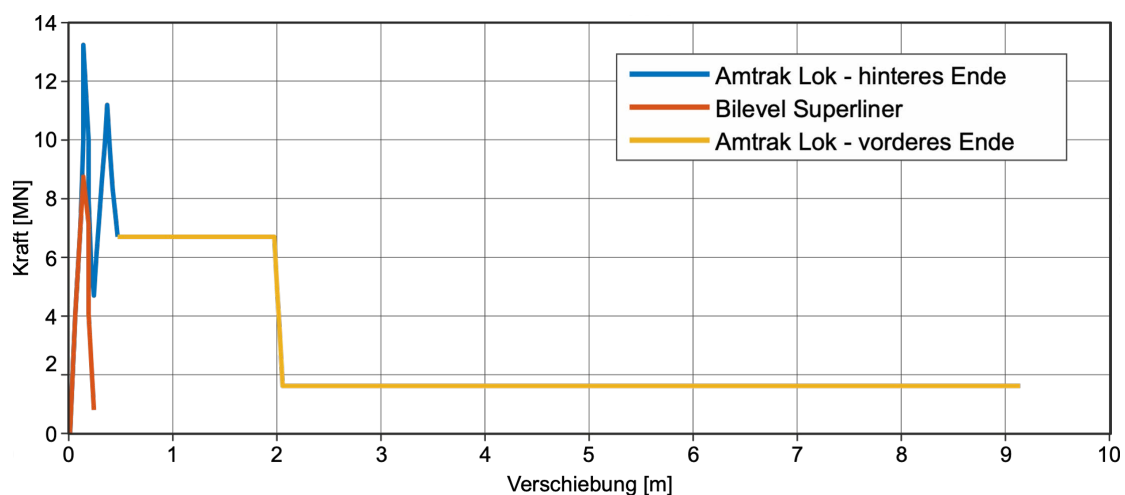


Abbildung 26: Kraft-Verschiebungs-Verhalten [173]

Der Güterzug bewegte sich infolge des Anpralls nicht auf den Schienen, blieb also nahezu starr. Für jedes Wagenende wurde ein idealisiertes Kraft-Verschiebungs-Diagramm festgelegt, welches auf den gemessenen Verformungen basiert, siehe Abbildung 26. [173]

Priante [208] beschreibt die Ergebnisse des Full-Scale-Tests eines einzelnen zweistöckigen Multi-Level-Personenfahrzeuges mit einer Geschwindigkeit von knapp 59 km/h und einem Gewicht von etwa 43,3 t. Der Anprall wird verglichen mit dem Anprall von Single-Level-Personenwagen. Aufgrund der unterschiedlichen Struktur dieser Wagentypen variiert auch das Anprallverhalten. Beim Multi-Level-Wagen ist das Untergestell an den beiden Enden höher als im mittleren Bereich des Fahrzeuges, siehe Abbildung 27. Den größten Schaden erlitt der Draft Sill. Die mittlere Anprallkraft erwies sich beim Multi-Level-Wagen höher als beim Single-Level-Wagen. Die Stauchung des Multi-Level-Wagens war geringer und betrug im Vergleich mit dem Single-Level-Wagen (ca. 1,55 m) nur etwa 0,62 m. Die Drehgestelle lösten sich beim Anprall vom Untergestell ab und schoben sich nach vorne.

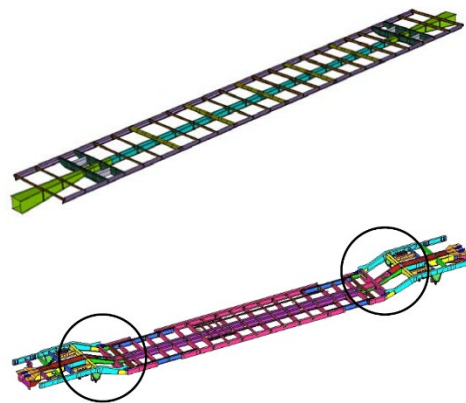


Abbildung 27: Vergleich zwischen Single-Level- (oben) und Multi-Level-Wagen-Untergestell (unten)[208]

Die Drehgestelle hatten ein Gewicht von jeweils 5,44 t und das restliche Fahrzeug von 32,42 t. In Abbildung 28 ist der Kraft-Verschiebungs-Verlauf zwischen Single-Level- und Multi-Level-Wagen vergleichend dargestellt. Dabei wird das unterschiedliche Verhalten deutlich. Während der Anfangs-Peak annähernd gleich groß ist, ist das anschließende Verformungsverhalten deutlich unterschiedlich. Dies gilt für das vorliegende Kollisionsszenario und kann eventuell bei anderen Szenarien davon abweichen. Die maximalen Anpralllasten lagen beim Single-Level-Test bei etwa 12,7 MN, beim Multi-Level-Wagen bei etwa 16,56 MN. [208]

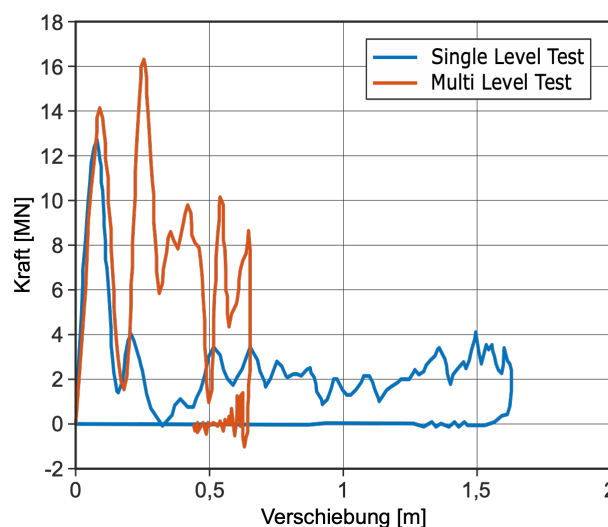


Abbildung 28: Kraft-Verschiebungs-Kurven für Single-Level- und Multi-Level-Wagen [208]

Meran et al. [185] führten FE-Simulation des Anpralls eines türkischen Personenwagens des Typs N13 auf eine starre Wand durch, einmal in klassischer Ausführung und einmal mit einer CEM-Struktur. Die CEM-Struktur ist so entworfen, dass sie etwa 2,7 MJ Energie auf einer Länge von 1,1 m absorbieren soll. Der untersuchte Wagen weist Maße von 26 m Länge, 2,8 m Breite und 3,3 m Höhe auf und wiegt 12,5 t – ohne Drehgestelle, Passagiere und Hilfsgeräte/Aggregate. Das Gesamtleergewicht beträgt ca. 24 t (mit Drehgestellen). Als Materialien wurden die nichtrostenden Stähle St 12, Stw 24, St 37 und St 52 verwendet, unter Berücksichtigung des elastisch-plastischen Verhaltens.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die plastischen Deformationen des Personenwagens, die in Abbildung 29 grün, gelb und rot dargestellt sind, durch die lokalen plastischen Deformationen im Dach, den Wänden und dem Boden des Untergestells initiiert werden. Die blauen Bereiche in Abbildung 29

erfahren keine plastischen Deformationen. Nach etwa 40 ms erreicht das voranschreitende lokale Knicken/Beulen die steiferen Schalelemente, wobei große Spannungen im Bereich des Personenraums auftreten. Nach etwa 50 ms tritt großflächiges Knicken/Beulen in den strukturellen Elementen auf, sowohl im Untergestell als auch in den Seitenwänden des Personenbereichs.

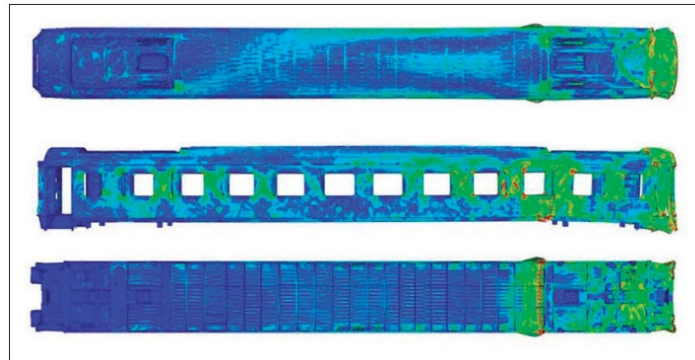


Abbildung 29: Spannungsverteilung nach dem Anprall des Personenwagens mit der starren Wand bei 50 km/h [185]

Die Last-Zeit-Kurve des Anpralls mit der steifen Wand bei 50 km/h ist in Abbildung 30 (links) dargestellt. Zu erkennen sind plastische Deformationen, die durch einen hohen Anfangs-Peak und ein konstantes, etwas niedrigeres Kraftlevel im anschließenden Bereich charakterisiert sind. Im zweiten Bereich ergibt sich ein höherer Peak der Kraft, gefolgt von einer erheblichen Reduktion. In dieser zweiten Zone besteht das Modell des Untergestells aus steifen Schalelementen. Nach dem Schaden in Längsrichtung im zweiten Bereich folgt seitliches Knicken im passagierbesetzten Bereich. Verglichen werden die Ergebnisse mit dem Anprall des modifizierten Personenwagens mit einer CEM-Struktur, siehe Abbildung 30 (rechts).

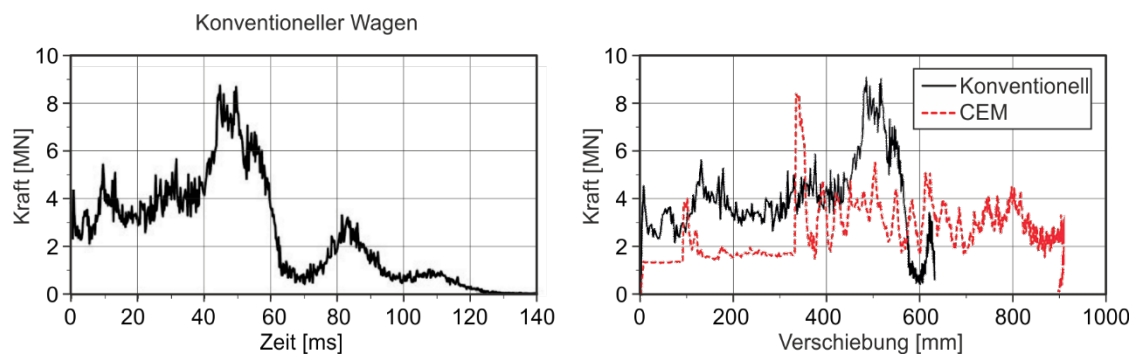


Abbildung 30: Last-Zeit-Kurve des konventionellen Personenwagens beim Anprall mit 50 km/h (links), Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven zwischen konventionellem und mit CEM ausgestatteten Wagen (rechts) [185]

Baykasoğlu et al. [14] untersuchten mit einem detaillierten FE-Modell ebenfalls den Passagierwagen des Typs N13. Der Wagen ist aus Stahl in Differentialbauweise gebaut und besteht aus verschiedenen Trägern sowie einer Blechbeplankung. Die reine Wagenkastenstruktur des Modells wiegt 12,5 t, wobei die Masse der Drehgestelle zusätzlich als konzentrierte Massen modelliert und mit dem Wagenkasten verbunden wurden. Das Modell wurde über experimentelle statische Testergebnisse validiert (Druckbelastung von 2.000 kN nach EN 15227), um dann einen Anprall auf eine steife Wand mit einer Geschwindigkeit von 90 km/h zu simulieren. Die Last-Zeit-Funktion zeigte einen Peak von knapp 12 MN nach etwa 0,02 s. Das danach vorhandene oszillierende Kraftniveau lag bei etwa 3,5 MN.

In [13] entwickelten Baykasoğlu et al. ein FE-Modell in Aluminiumbauweise aus dem zuvor beschriebenen Modell in Stahl. Dazu verwendeten sie die Aluminiumlegierungen 6061 und 5083. Die Wagenkastenstruktur blieb unverändert, lediglich das Material wurde von den verschiedenen Stählen auf Aluminiumlegierungen verändert. Dadurch ergab sich für den Wagenkasten eine Gewichtsreduktion von 8,6 t. Bei Validierung mit den statischen Testversuchen am Wagenkasten ergaben sich für die Aluminiumstruktur sehr identische Werte für die Spannungen – wie schon bei der Simulation mit der Stahlstruktur. Die maximale Anpralllast für den Wagenkasten aus Aluminium betrug etwa 9,5 MN, wobei der Last-Zeit-Verlauf das gleiche Muster wie beim Stahl-Wagenkasten zeigte.

Xue et al. [259] simulierten den Anprall eines Personenzuges für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. Die Struktur bestand aus Stahlträgern und einer Beplankung mit Stahlblechen. Bei einer Anprallgeschwindigkeit von 70 km/h auf eine starre Wand lag die maximale Kraft der Last-Zeit-Funktion direkt nach dem Anprall bei 9,7 MN. Anschließend war das Kraftniveau geringer, wobei es einzelne geringere Peaks gab.

Gao und Tian [89] untersuchten den Anprall eines Personenzuges des Typs 25 mit einer Geschwindigkeit von 126 km/h auf eine steife Wand mittels FE-Simulation. Dieser Personenzug ist aus nichtrostendem Stahl gefertigt, wobei die Längsstrukturen Träger mit einer Hülle aus Blechen bilden. Das Rohgewicht des Wagenkastens für die Simulation betrug 8,48 t. Die Drehgestelle und das Gewicht von Equipment und Personen wurde zusätzlich berücksichtigt. Die maximale Anpralllast lag bei knapp 13 MN direkt nach dem Anprall, mit einer deutlichen Senkung des Kraftniveaus im folgenden Bereich.

Ein Unfallbericht der Kollision eines ICE 1 mit zwei zusammenfahrenden Loks ist in [100] gegeben. Der ICE hatte beim Anprall eine Geschwindigkeit von 56 km/h und die beiden Loks mit einem Gesamtgewicht von 168 t eine Geschwindigkeit von 9 km/h. Dabei zeigten sich am Triebkopf des ICE 1 große Verformungen, und er entgleiste. Bei sechs Wagen des ICE entgleiste jeweils das hintere Drehgestell und die Wagen wurden ineinandergeschoben. Die Loks wurden über 60 m nach hinten katapultiert. In Abbildung 31 sind die Verformungen des Triebkopfes und die entgleisten Wagen dargestellt. Anhand der Verformungen lässt sich eine Last-Zeit-Kurve abschätzen.

Mit Hilfe des Überblicks, der in diesem Abschnitt gegeben wurde, lassen sich Bereiche festlegen, in denen die Steifigkeiten von Schienenfahrzeugen erwartet werden. Im Weiteren werden diese Steifigkeitswerte herausgearbeitet und für die Modelle zur Anprallberechnung verwendet.



Abbildung 31: ICE-1-Triebkopf und Wagen nach Zusammenstoß [100]

3.2.1.7 Puffer und Energieabsorber

Puffer sind gemäß DIN EN 15551 [58] aus einem Gehäuse und einem elastischen System bestehende Dämpfungseinrichtungen, die an beiden Enden eines Eisenbahnfahrzeugs montiert werden und mit anderen Eisenbahnfahrzeugen in Berührung kommen. Im vorigen Abschnitt wurde bereits auf das Thema CEM eingegangen. Prinzipiell werden diese Crash-Zonen so ausgelegt, dass sie sich kontrolliert verformen und eine möglichst geringere Anfangsanprallkraft besitzen, dafür eine höhere durchschnittliche Kraft während der Verformung. Die strukturellen Einrichtungen zur kontrollierten Verformung und Energieaufnahme sind üblicherweise an den Enden der Wagen und Loks montiert. Ziel ist es, durch kontrolliertes Verformen möglichst viel Energie zu absorbieren und dabei im Einklang mit den Knicklasten und den statischen Pufferlasten zu agieren. Heutige Wagen im Schienenverkehr sind meist mit Elementen ausgestattet, welche zum CEM beitragen und u. a. Aufkletterschutzvorrichtungen beinhalten. Diese tragen zur Minderung eines Akkordeon-Effekts nach einer Entgleisung bei [200].

Im vorherigen Abschnitt wurde bereits erläutert, dass sich die energieabsorbierenden Elemente vor allem auf den niedrigen Geschwindigkeitsbereich konzentrieren. Diese Elemente haben bezüglich der maximalen Anpralllasten bzw. auf die Peaks der Last-Zeit-Funktionen einen geringen Einfluss. Auf Grundlage bisheriger Erkenntnisse wird für höhere Geschwindigkeiten kein wesentlicher Einfluss auf die Peaks der Last-Zeit-Funktion erwartet; für die Länge des Anpralls sowie die Form der Last-Zeit-Kurve können sich allerdings Abweichungen ergeben.

3.2.1.8 Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeit hat einen erheblichen Einfluss auf die beim Anprall anfänglich vorhandenen kinetische Energie, da sie im Quadrat in die Energiegleichung (siehe Gleichung (2)) eingeht.

Die Fahrgeschwindigkeit und die Lage des Entgleisungspunkts zum anprallgefährdeten Bauteil sind zum Aufstellen der Gefährdungsbilder entscheidend. Die Anprallgeschwindigkeit hängt im Wesentlichen von der Entgleisungsgeschwindigkeit und dem zurückgelegten Weg bis zum Anprall sowie den dynamischen Reibungsbeiwerten ab. Nach Grob [98] lässt sich die Anprallgeschwindigkeit abschätzen über:

$$v_0^2 = v_E^2 - 2\mu \cdot g \cdot l \quad (7)$$

mit:

v_E : Fahrgeschwindigkeit bei Entgleisung (m/s)

v_0 : Anprallgeschwindigkeit (m/s)

g : Erdbeschleunigung (9,81 m/s²)

l : Wegstrecke nach Entgleisung (m)

μ : rechnerischer Reibungsbeiwert nach Entgleisung (ca. 0,25).

Bei Berechnung der Anprall-Last-Zeit-Funktionen von Grob und Hajdin [99] sind die Ergebnisse nur bis zu einer Geschwindigkeit von 54 km/h stabil, da anschließend die erste Masse (im Masse-Feder-Modell) bis zum vollständigen Ausnützen der Federkennlinie aus Abbildung 21 nicht mehr zum Stillstand kommt. Dadurch ist keine vollständige Vernichtung der kinetischen Energie gewährleistet. Dies bedeutet, dass bei höheren Geschwindigkeiten weitere Verformungen der Lokstruktur auftreten, die noch unbekannt sind, und es auch zu größeren Verformungen der gestoßenen Struktur kommen kann.

Die Anpralllasten beim Anprall einer Lok mit 10 Wagen liegen – wie der Anprall von 2 Loks mit 10 Wagen – in Geschwindigkeitsbereichen bis 8 m/s bei 11,4 MN, bis 12 m/s bei 21 MN und bis 15 m/s bei

31 MN. Diese Lasten sind somit direkt mit der Federkennlinie aus Abbildung 21 verknüpft und beruhen darauf, ob die jeweilige Fließgrenze erreicht wird. [99]

Die Geschwindigkeit wird als einer der wesentlichen Parameter für die Berechnung der Anpralllasten angesehen. Im Verlauf dieser Arbeit werden verschiedene Geschwindigkeiten untersucht, die im Abschnitt 3.4 näher erläutert werden.

3.2.1.9 Fahrsituation

Ein Zug kann sich nach seiner Entgleisung oder der Entgleisung eines Teils des Zuges, geradlinig fortbewegen oder seitlich von den Gleisen abdriften. Dies ist abhängig von vielen Faktoren, ein klares Bild darüber, wann welcher Fall eintritt, konnte bisher nicht gewonnen werden. Allerdings spielen vor allem das Gesamtgewicht, mögliche Hilfseinrichtungen an den Fahrzeugen sowie der Verbindungstyp der Fahrzeuge eine Rolle.

In [97] befasst sich Grob mit dem dynamischen Verhalten von Zügen nach der Entgleisung, wobei er sich auf Fälle der Entgleisung einer Lok oder eines Wagens an der Spitze des Zuges beschränkt. Die Anfangsschrägstellung nach der Entgleisung wird in einem Bereich zwischen 2,86 und 5,73 Grad angenommen. Der durch Anprall gefährdete Bereich beschränkt sich bei Konfiguration mit einer führenden Lok auf 11 m von der Gleisachse, mit führendem Personenwagen auf 16 m von der Gleisachse. Die statischen Ersatzlasten sind im nahen Gleisbereich am höchsten und werden mit größerem Abstand zu den Gleisen geringer.

Der Anprall mit benachbarten Strukturen erfolgt häufiger und eher von Personenwagen als von Lokomotiven. [97, 109, 158]

3.2.2 Fahrweg

Der Fahrweg ist die Verbindung zwischen zwei Orten mittels einer Strecke aus Schienen. Diese Strecken sind nach verschiedenen Faktoren bemessen, z. B. der Betriebsgeschwindigkeit, der Achslast, der Geographie des Geländes oder der Umgebung. Es sind auch andere Ingenieurbauwerke wie Brücken und Tunnel notwendig, um diese Verbindung trotz aller baulichen Hindernisse zu ermöglichen. All diese Faktoren können berücksichtigt werden, um eine Bewertung der Lasten eines Anpralls nach einer Entgleisung durchzuführen. In diesem Bericht werden nur die Einflussgrößen beschrieben und bewertet, die bei der Berechnung von Anpralllasten aus dem Eisenbahnverkehr eine Rolle spielen.

3.2.2.1 Streckentyp

Die Strecken können abhängig von zahlreichen Faktoren wie der Art des Verkehrs oder der Geschwindigkeit eingestuft werden. Die Faktoren, die für den Umfang dieser Untersuchung relevant sind, werden in den folgenden Absätzen beschrieben.

Geschwindigkeitsanordnung

Die Geschwindigkeit ist ein grundlegenden Parameter in der Kinematik, ein Zweig der klassischen Mechanik, der die Bewegung von Körpern beschreibt. Diese physikalische Größe ist ein Faktor zum Berechnen des Impulses I eines Objekts und damit zum Berechnen des Kraftstoßes eines Objekts, definiert als das Integral der Kraft F über ein Zeitintervall dt , wie in Gleichung (8) definiert. Daher ist die Kategorisierung von Schienenstrecken nach ihrer Auslegungsgeschwindigkeit ein Schlüsselfaktor für die Vorhersage und Bewertung der Anpralllasten bei einem Anprallereignis gegen gleisnahe Bauwerke.

$$\mathbf{I} = \int_{t_1}^{t_2} \mathbf{F} dt = \Delta \mathbf{P} \quad (8)$$

Nach Angaben des Infrastrukturregisters der Deutschen Bahn (DB), dem größten Betreiber der deutschen Eisenbahninfrastruktur mit fast 87,5 % des Schienennetzes – 33.400 km [46] –, sind die Bahngleise in 8 Kategorien bzw. Farben entsprechend der Verwendung und bauartbedingten Höchstgeschwindigkeit der Strecke unterteilt [47]. Wie in Abbildung 32 zu erkennen, ist der größte Teil der deutschen Bahninfrastruktur für eine maximale Betriebsgeschwindigkeit zwischen 100 km/h (grün) und 160 km/h (orange) entworfen. Dieses Betriebsgeschwindigkeitsintervall liegt innerhalb der maximalen Betriebsgeschwindigkeiten für Regionalzüge (Regio und Regio-Express), Güterzüge, Fernzüge (Intercity) und S-Bahnen. Diese Strecken sind als Hauptbahnen definiert.

Als Schnellfahrstrecken, oder Strecken für den Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV-Strecke) werden Strecken definiert, auf denen Betriebsgeschwindigkeiten von mindestens 200 km/h möglich sind. Dieses Netz entspricht mit 1.500 km rund 4 % des gesamten deutschen Schienennetzes. Damit ist Deutschland das Land mit der drittgrößten Hochgeschwindigkeitsinfrastruktur in Europa [122, 124].



Abbildung 32: Eisenbahninfrastruktur nach der maximalen Betriebsgeschwindigkeit [47]

Die deutsche Hochgeschwindigkeitsinfrastruktur hat sich in den letzten Jahren intensiv entwickelt. Im Jahr 2000 entsprach der gesamte Hochgeschwindigkeitsverkehr weniger als einem Fünftel des gesamten Bahnverkehrs. Er erhöhte sich bis 2016 auf etwa ein Viertel des gesamten Bahnverkehrs in Deutschland [124]. Die Zunahme des Gesamteisenbahnverkehrs führte zu einer Erneuerung der vorhandenen Strecken und dem Bau neuer Strecken, wodurch auch die Wahrscheinlichkeit eines Anprallereignisses im

Hochgeschwindigkeitssektor erhöht wurde. Hochgeschwindigkeitsstrecken werden nach Anhang 1 der RL 2008/57/EG [87] in drei Kategorien unterteilt:

- Kategorie I: Für Hochgeschwindigkeitsstrecken, die im Allgemeinen für 250 km/h ausgelegt sind.
- Kategorie II: Für Hochgeschwindigkeitsstrecken, die im Allgemeinen für etwa 200 km/h ausgelegt sind.
- Kategorie III: Für Hochgeschwindigkeitsstrecken, die mit spezifischen Betriebsbedingungen entsprechend der Topographie, der Oberflächengestaltung oder für Stadtgebiete ausgelegt sind. Die Betriebsgeschwindigkeit dieser Strecken variiert und richtet sich nach den vorliegenden Bedingungen. Zu dieser Kategorie gehören auch die Verbindungstrecken zwischen Hochgeschwindigkeitsstrecken und konventionellen Strecken, Bahnhofsdurchfahrten, Anschlüsse zu Terminals oder Betriebswerken usw., die von Hochgeschwindigkeitsfahrzeugen mit Normalgeschwindigkeit befahren werden.

Diese Kategorien besitzen festgelegte Betriebsgeschwindigkeiten:

- Kategorie I: $v \leq 250 \text{ km/h}$
- Kategorie II: $200 \text{ km/h} \leq v < 250 \text{ km/h}$
- Kategorie III: $v < 200 \text{ km/h}$

Die DB Netz AG hat eine eigene Richtlinie entwickelt – die DB Netz AG - Richtlinie 413.0302: »Betriebliche Infrastruktur, DB-Netz gestalten, Betriebliche Infrastruktur bemessen, Streckenstandards« – , um sowohl Verkehrsarten als auch Streckengeschwindigkeiten zu kategorisieren. Die DB hat die Infrastruktur des Schienennetzes in folgende Hauptkategorien unterteilt [87]:

1. **Vorrangnetz** (ca. 10.500 km): Netz für den Personenfernverkehr (SPFV), den Güterverkehr (SGV) und den Stadt-Nahverkehr (S-Bahn)
2. **Leistungsnetz** (ca. 10.000 km): Netz für Mischverkehr, das durch eine harmonisierte Betriebsgeschwindigkeit geregelt wird.
3. **Regionalnetz** (ca. 17.000 km): Netz, das aus dem Personennahverkehr (SPNV) und dem regionalen Güterverkehr zusammengesetzt ist.

Die Kategorien selbst sind in zehn verschiedene Streckenstandards unterteilt, hauptsächlich nach Nutzung und Geschwindigkeit. Die genauen Details sind in Tabelle 15 dargestellt.

Zur Vereinfachung der Kategorien für die Ermittlung der Lasten aus dem Anprall im Eisenbahnverkehr, werden die folgenden Kategorien definiert:

- städtische Strecken mit einer maximalen Betriebsgeschwindigkeit von 80 km/h
- konventionelle Strecken mit einer Betriebsgeschwindigkeit zwischen 120 km/h und 200 km/h
- Hochgeschwindigkeitstrecken mit einer Mindestgeschwindigkeit von 200 km/h und einer Höchstgeschwindigkeit von 300 km/h

Gebietsanordnung

Eine Gebietsanordnung wird für die im vorigen Abschnitt definierten Kategorien hinzugefügt. Je nach Gebiet gibt es zwei Hauptgebiete, in denen Bahnstrecken auftauchen: ländliche und städtische Gebiete. Städtische Gebiete oder funktionale städtische Gebiete werden gemäß der OECD (Organisation for Eco-

nomic Co-operation and Development) definiert als: »[...] ein Gebiet, dass aus einer Stadt und ihrer Pendelzone besteht. Funktionale städtische Gebiete bestehen daher aus einer dicht besiedelten Stadt und einer weniger dichten Pendelzone, deren Arbeitsmarkt stark mit der Stadt verbunden ist.« Die Pendelzone selbst ist definiert als »der umgebende Arbeitsweg, in dem mindestens 15 % der erwerbstätigen Einwohner in einer Stadt arbeiten« [73]. Laut der Princeton University kann ein ländliches Gebiet auf einfache Weise als »ein Gebiet außerhalb von Städten und Gemeinden« definiert werden [210]. Eurostat verwendet dagegen ein Verfahren, um diese Gebiete auch nach der Bevölkerungsdichte einzuteilen [74].

TABELLE 15: STRECKENSTANDARD GEMÄSS RIL 413.03203 (O = OBERE GRENZE, U = UNTERE GRENZE) [87]

Streckenstandard	P 300	P 230	M 230	P 160 I	P 160 II	M 160	G 120	R 120	R 80	G 50	
Charakterisierung	HGV	Schneller SPFV	Mischverkehr	Schneller SPFV+ SPNV	Schneller SPFV+ SPNV	Mischverkehr	Güterverkehr	SPNV	SPNV	Regionaler SGV	Verbindungs-kurven/-strecken
Leitgeschwindigkeit [km/h]	> 230	161–230	161–230	121–160	121–160	121–160	81–120	81–120	51–100	< 50	50–100
Anzahl Strecken-gleise o u	2	2	2	2	2 1–2	2	2 1–2	überw. 2 1–2	1	1	1–2
Gleisabstand	4,50 m ²	4,0 m ≤ 200 km/h, 4,0 m > 200 km/h ¹²⁾	4,0 m ≤ 200 km/h, 4,0 m > 200 km/h ¹²⁾	4,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m	-	-	-
Überholungsgleis-längen o u	450 m für SPFV	300 m	750 m (Gz) 750 m ⁴⁾	300 m	300 m	750 m Gz 750 m ⁵⁾	250 m ³⁾	Bemessungs-zug	Bemessungs-zug	-	-
Abstand Überleit-verbindungen [km] o u	20–30 30	15 15–20	8 bis 20	1,5–3 4–5	20 20	8–10 bis 20	20 20	im Bf. 10–20 ⁶⁾	-	-	-
V_{Einfahrt/Ausfahrt} [km/h] o u	100	100 80	100 80	80 60	60	80 60	60	60 50/40	50/40	40	n. Bedarf
V_{Überleitstrecke} [km/h] o u	100	100 80	100 60	60	60	60	60	-	-	-	-
V_{Abzweig}	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	VStrecke	40 km/h	n. Bedarf
Max. Neigung	siehe TSI	EBO/TSI	12,5 ‰	< 25 ‰	< 25 ‰	12,5 ‰	12,5 ‰	25 ‰, SGV be- achten	25 ‰, SGV beachten	40 ‰	n. Bedarf
Lichtraum	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO/TSI	EBO	EBO/GC	EBO	EBO
Streckenklasse	< D4	< D4 ⁷⁾	D4 plus SW2 ⁸⁾	< D4 ⁹⁾	< D4	D4 plus SW2 ⁸⁾	D4 plus SW2 ⁸⁾	< D4	< D4	Bemes- sungszug	< D4
Schutzweichen	erf.	erf.	erf.	s. Ril 800	s. Ril 800	s. Ril 800	s. Ril 800	s. Ril 800	-	s. Ril 800	s. Ril 800
Bahnsteigzugänge	-	-	-	a. v. ö. B. ¹⁰⁾	a. v. ö. B. ¹⁰⁾	a. v. ö. B. ¹⁰⁾	a. v. ö. B. ¹⁰⁾	a. v. ö. B. ¹⁰⁾	¹¹⁾	-	n. Bedarf

1) Unter besonderen Bedingungen ist auch v = 140 km/h bzw. 160 km/h möglich; 2) siehe TSI, siehe Ril 800.0130, siehe Ril 413.0203 Abschnitt 6(2); 3) in Abhängigkeit von der Fahrzeit des Regionalverkehrs wird dieser durch die Güterzüge überholt. In diesem Fall ist die Kürzung der Überholungsgleise auf 250 m besonders zu prüfen; 4) für Gz je 2 Gleis (bei M 230 untere Leistungsgrenze und wenn Sprungkosten entstehen); 5) für Gz je 2 Gleis (bei M 160 untere Leistungsgrenze und wenn Sprungkosten entstehen); 6) abhängig von der Länge der eingleisigen Abschnitte; 7) anzustreben ist die Radsatzlast der Reiseverkehrszüge; 8) bei Einwirkungen auf Brücken ist zusätzlich Lastbild SW2 zu berücksichtigen; 9) abhängig von den örtlichen Bedingungen; 10) abhängig von den örtlichen Bedingungen; 11) schienenfrei nicht Bedingung; 12) ABS Hamburg–Berlin 4,0 m bei 230 km/h

In Deutschland ist das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung die für die Klassifizierung von Gebieten zuständige Bundesbehörde. Städtische Gebiete können als »Randzonen um die Verdichtungs-räume« und »Verdichtungsräume« gruppiert werden, während ländliche Bereiche als »ländlicher Raum« bezeichnet werden [112]. Die genauen wirtschaftlichen und sozialen Unterschiede und deren Implikationen sind nicht Gegenstand dieser Forschungsarbeit. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass in ländlichen Gebieten, in denen die Verbindung von urbanen Zentren über Fernbahnen hergestellt ist, weniger Geschwindigkeitsbeschränkungen bestehen. Daher sind diese Klassifizierungen für die Bewertung und statistische Analyse des Auftretens eines Anpralls im Eisenbahnverkehr wichtig. Aus diesen Gründen kann die Gebietsanordnung durch einen Sicherheitsfaktor berücksichtigt werden.

3.2.2.2 Streckenverlauf

Entlang des Streckenverlaufs sind viele konstruktive Faktoren für den Entwurf und den Bau einer Bahnstrecke relevant. Dazu gehören der Neigungswinkel des Untergrunds, die Kurvenradien, die Achslast, die Gebietsbetriebsgeschwindigkeit sowie wetterbedingte Belastungen und Auswirkungen. Im Hinblick auf den Verlauf der Bahnstrecke und der Berücksichtigung der Gebietsanordnung ist vor allem die Umgebung der städtischen Räume von Bedeutung, um das Auftreten und die Ausmaße eines eisenbahnbezogenen Anpralls bewerten zu können

Innerhalb eines Stadtgebiets können Bahnstrecken verschiedene Arten von Baugebieten durchqueren, wie z.B. Wohn-, Gewerbe-, Industrie- oder Mischgebiete. In diesen Stadtgebieten gibt es verschiedene Gebäudetypen, die entsprechend ihrer Sicherheitsbedeutung priorisiert werden können. In der seismischen Norm DIN EN 1998-1 [60], bei der dynamische Lasten für die Bemessung von Gebäuden berücksichtigt werden, erfolgt eine Einteilung anhand der Sicherheitsbedeutung nach Tabelle 16.

TABELLE 16: BEDEUTUNGSKATEGORIEN FÜR HOCHBAUTEN BEI ERDBEBEN [60]

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke	Bedeutungs-beiwert γ_1
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen wichtig ist, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während eines Erdbebens von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke	1,4

Diese Sicherheitsfaktoren können ggf. den Bauwerken und Gebäudetypen, die durch Anpralllasten aus Eisenbahnverkehr gefährdet sind und mit statischen Ersatzlasten zu bemessen sind, angepasst werden. Diese Bedeutungsbeiwerte können nicht nur für eine konservativere Abschätzung der Anprallbelastungen, sondern auch für die Einbeziehung von Parametern wie der Dämpfung oder anderer externer Faktoren, welche die Anpralllasten reduzieren können, verwendet werden. Energiedissipierende Materialien und Schutzmaßnahmen, z. B. eine Kautschukschicht, könnten in Tabellenform gebracht und zur effektiven Reduzierung der Bemessungslast berücksichtigt werden, wenn bestimmte Bedingungen erfüllt sind. Zu diesem Zweck sollte eine detailliertere Untersuchung der Energiedissipation dieser Schutzmaßnah-

men durchgeführt werden, um eine statistische Übersicht über die mittlere Reduzierung der Verformung und des Schadens an einem Bauwerk zu erhalten. Auf Grundlage dieser Erhebung könnte dann ein Reduktionsfaktor für die statische Ersatzlast ermittelt werden.

Die EBO (Eisenbahn Bau- und Betriebsordnung) bezieht sich ebenfalls auf die Bedeutungskategorie der Gebiete, um Geschwindigkeitsbegrenzungen für Bahnstrecken gemäß schienenfahrzeug- und streckenbezogener Beschränkungen bestimmen zu können[30]. Diese Beschränkungen sind im Infrastrukturregister der DB berücksichtigt, sollten aber für jedes Gebiet geprüft werden, bevor eine Geschwindigkeitskategorie einer Strecke zur Bestimmung der Anpralllasten zugeordnet wird.

Ein weiteres Element von Streckenverläufen sind Weichen, die einen Zug von seiner Strecke ableiten können, um den Übergang auf ein anderes Gleis zu ermöglichen. Diese Konstruktionen wurden wegen ihres erhöhten Entgleisungs- und Anprallrisikos in der aktuellen Norm berücksichtigt und werden in dieser Forschungsarbeit ebenfalls als erhöhtes Risiko betrachtet und berücksichtigt.

3.2.2.3 Konstruktiver Aufbau von Gleisen

Das Gleis selbst besteht aus zwei Hauptkomponenten: der Bettung (Unterbau) und den darauf montierten Schienen und Schwellen (Oberbau). Abhängig vom Antriebssystem der Fahrzeuge gibt es Gleise mit Überkopfelektrifizierung und Gleise mit zusätzlichen Schienen für die Elektrifizierung über Drehgestelle. Gleise werden unter Berücksichtigung von zwei Hauptfaktoren – der Betriebsgeschwindigkeit und der Achslast – entworfen [205]. Weitere Faktoren sind Steigung, Geographie, Wetterbedingungen, Betriebsfrequenz etc. Diese Faktoren bewirken normalerweise Änderungen in der Entwurfsgeometrie und gelegentlich Betriebseinschränkungen in bestimmten Gebieten.

Je nach verwendeter Bettung werden zwei Hauptgleis-Typen unterschieden. Für konventionelle Gleise wird Schotter als Bettung verwendet, auf dem die Schienen und Schwellen aufgelegt sind. Andere Gleise verwenden ein System mit einer festen Bettung aus Beton oder Asphalt, welches denselben Zweck erfüllt. Schotterlose Gleise erfordern im Allgemeinen höhere Anschaffungskosten, reduzieren jedoch die Vibrationen beträchtlich. Außerdem besitzen die Geometrie und Konstruktion der Gleise eine höhere Lebensdauer und erfordern im Vergleich zu herkömmlichen Schottergleisen weniger Wartung [192].

Obwohl Gleise das Element sind, das alle dynamischen Belastungen von Zügen trägt, haben die Konstruktionselemente der Gleise keinen direkten Einfluss auf die Faktoren, welche die Last-Zeit-Funktion beim Eisenbahnanprall beeinflussen. Die Betriebsgeschwindigkeit ist der Referenzparameter für eine Bewertung der Anpralllasten. Es wird jedoch eine kurze Beschreibung der Hauptkomponenten von Gleisen gegeben.

Unterbau

Der Unterbau von Gleisen setzt sich aus dem Gleisbett und dem Planum zusammen. Das Gleisbett kann wie beschrieben flexibel aus Schotter oder fest aus Asphalt oder Beton ausgeführt sein. Diese Materialschicht trägt hauptsächlich die Belastung aus dem Gewicht des Zuges. Zusätzlich kann diese Schicht auch Vibrationen dämpfen und den Oberbau vor der Umgebung schützen, indem sie Wasser abfließen lässt und die Vegetation einschränkt [233].

Das Planum ist das dauerhafte und technisch bearbeitete stabilisierende Fundament einer Bodenschicht, das vor dem Bau der Gleise angelegt wird [202]. Die natürliche Bodenschicht wird analysiert und ihre Lagerkapazität durch geotechnische Analysen gemessen. Wenn der native Boden Mängel in der geotechnischen Lagerkapazität präsentiert, wird diese Schicht durch andere Materialien wie Asphalt, Kalk, Portlandzement und Sand stabilisiert, um die Lagerkapazität zu verbessern. Diese Schicht ist dauerhaft, im Gegensatz zu einer Kiesbettung.

Oberbau

Der Oberbau einer Strecke besteht aus Schwellen und den darauf montierten Schienen. Schwellen sind rechteckige Bauteile, die über das Gleisbett gelegt sind und die dynamischen Lasten tragen, die durch die Bewegungen und Vibrationen der Schienenfahrzeuge verursacht werden. Sie stehen quer zu den Schienen und sind mit einem festen Abstand voneinander getrennt. Sie dienen auch dazu den normierten Abstand zwischen den Schienen (die Spurweite) zu halten, der in Deutschland 1.435 mm beträgt. Die häufigsten Materialien für Schwellen im DB-Netz sind Beton (Spannbeton) (79 %), Holz (14 %) und Stahl (6 %) [19], [51].

Bei moderne Schienen handelt es sich im Allgemeinen um warmgewalzte Träger aus Stahl mit verschiedenen normierten Profilen (S 49, S 54, UIC 60, usw.). Diese Glieder tragen hohe Beanspruchungen, die durch die Schwingungen und Dynamik der Schienenfahrzeuge entstehen. Daher müssen diese Elemente aus hochfestem Stahl hergestellt werden [19]. Die Schienen bestimmen die Richtung des Zuges und übertragen die Belastungen sicher auf die Schwellen, die sie auf den Untergrund übertragen.

3.2.3 Bauwerk

Bauwerke, die bei der Ermittlung der Anpralllasten berücksichtigt werden, beziehen sich auf die DIN EN 1991-1-7 [54] und den Nationalen Anhang dazu [55], welche die Bauwerksempfindlichkeit nach der Art des Anpralls angibt. Gemäß dieser werden Konstruktionen in die Kategorien A und B eingeteilt. Diese sind in Tabelle 17 erläutert.

TABELLE 17: BAUWERKSKLASSIFIZIERUNG FÜR ANPRALLNACHWEISE AUS ENTGLEISUNG [55]

Klasse	Beschreibung
Klasse A	Bauwerke über oder neben Gleisanlagen, die dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen oder in denen zeitweise Menschenansammlungen stattfinden sowie mehrgeschossige Anlagen, die nicht dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen.
Klasse B	Massive Tragwerke über Gleisanlagen, wie Brücken mit Straßenverkehr oder einstöckige Hochbauten, die nicht dem dauernden Aufenthalt von Menschen dienen.

Mit größerer Verformung der gestoßenen Struktur entsteht eine Interaktion, welche von Grob und Hajdin [99] durch ein weiteres Modell erfasst wurde. Darin wird die gestoßene Tragkonstruktion bzw. Knauschkonstruktion durch eine konzentrierte Masse m_k und eine elasto-plastische Feder E_k dargestellt, siehe Abbildung 33.

Die Überprüfung der Stützen als gestoßene Struktur erfolgte von Grob und Hajdin [99] mit einem vereinfachten Ein-Massen-Modell. Dabei wurde für das Ein-Massen-Modell eine Federcharakteristik mit nichtlinearen Eigenschaften verwendet.

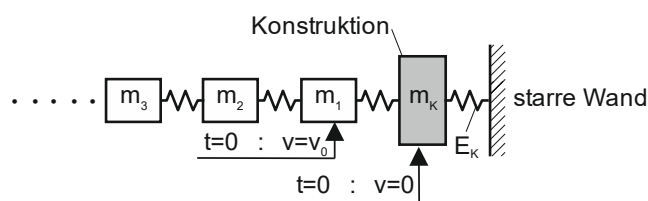


Abbildung 33: Dynamisches Modell der verformbaren gestoßenen Konstruktion [99]

Nöldgen [191] beschreibt in seiner Dissertation eine Vereinfachung einer Hochhausstruktur als Ein-Massen-Schwinger, die der Stütze von Grob und Hajdin [99] ähnelt. Ist die Steifigkeit des gestoßenen Bauteils bekannt, kann die gestoßene Struktur so trivial vereinfacht werden, wie in Abbildung 34 dargestellt. Dabei wird von linear-elastischem Verhalten ausgegangen; die Differentialgleichung lässt sich unter Einbeziehung der Bauteileigenschaften mit Hilfe eines numerischen Näherungsverfahrens lösen. [191]

Die Dämpfung des Bauwerks kann über einen Dämpfungskoeffizienten berücksichtigt werden. Farghaly [77] untersuchte Stahlbetonstrukturen hinsichtlich ihrer viskosen Dämpfungsrate. Für die Dämpfung von Beton werden Dämpfungskonstanten zwischen 1 % und 5 % angegeben, wobei 5 % ein üblicher Wert im Bereich des Bauwesens ist. Da Stahl und Beton unterschiedliche Dämpfungsraten besitzen, wird hier anhand eines Modells das Dämpfungsverhalten im Gesamtkontext untersucht. Stahl mit 2 %, Beton 5 % und die Übergangszone mit 7 % Dämpfung liefern als gesamtes Bauwerk in Interaktion Ergebnisse, die stets zwischen 2 % und 5 % liegen.

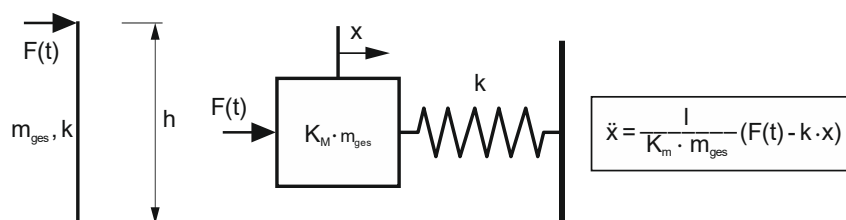


Abbildung 34: Vereinfachtes Rechenmodell als Ein-Massen-Schwinger. Von links: 1 – idealisiertes Ersatzsystem, 2 – vereinfachtes Ein-Massen-Schwinger-Modell und 3 – Bewegungsgleichung [191]

3.2.3.1 Form

Die Stützkonstruktionen der oben genannten Bauwerke können nach DIN EN 1991 1-7 [54] in einzelne Stützen, Stützreihen, Endbereiche von Wandscheiben und Wände eingeteilt werden. Der Anprall an Endbereiche von Wandscheiben stellt demnach den Anprall des Schienenfahrzeugs an den Wandkopf dar, sodass hier vorwiegend die Wand als Scheibe beansprucht wird. Der Anprall an eine Wand bezieht sich auf den seitlichen Anprall des Schienenfahrzeugs an die Wandseite unter einem gewissen Winkel, wobei der Sicherheit halber auch der orthogonale Anprall an eine Wandseite betrachtet wird. Bei diesen Anprallsituationen wird die Wand in Dickenrichtung stärker beansprucht und wirkt demnach als Platte. Die Definition der einzelnen Anprallsituationen erfolgt im weiteren Verlauf dieser Forschungsarbeit. Diese Elemente weisen in der Praxis einfache Formen auf, beispielsweise prismatische und zylindrische Geometrien. Diese erleichtern die mechanischen Kontaktbedingungen zwischen dem stoßenden Element und dem Bauteil. Weitere Dämpfungselemente und nichtkonservative Kräfte, die auch beim Kontakt zwischen anprallenden Oberflächen auftreten können, werden im Abschnitt zu den Schutzmaßnahmen und dem theoretischen Modell behandelt.

Aufgrund der einfachen Geometrie dieser Elemente und der Vereinfachung der Anprallrichtung kann die Widerstandsfähigkeit des Bauteils gegen eine einwirkende Last mit der äquivalenten linearen Steifigkeit vereinfacht ermittelt werden. Dies ermöglicht auch, die verschiedenen Steifigkeiten wie Schub-, Biege- und Torsionssteifigkeiten in einer äquivalenten Funktion zusammenzufassen, um die Reaktionskraft des Bauteils vereinfacht zu berechnen. Die lineare Steifigkeit ist definiert als die Größe, mit der ein Objekt einer Verschiebung widersteht. Dies entspricht dem Quotienten aus den einwirkenden Kräften und der durch diese Kräfte erzeugten Verschiebungen, wie in Gleichung (9) definiert. Die Verschiebung der belasteten Elemente kann abhängig von der Position der einwirkenden Kraft aus der Strukturanalyse abgeleitet werden. Es können mehrere Methoden verwendet werden, um die Steifigkeit unter einer dynamischen Belastung aus dem statischen Fall zu erhalten. Die Steifigkeit kann auch durch das Material bzw. den Elastizitätsmodul sowie die Geometrie des Objekts beschrieben werden.

Für ein rein axial belastetes Element unter Druck oder Zug wird die Steifigkeit des Elements definiert als:

$$k = \frac{AE}{L} = \frac{F}{\delta} \quad (9)$$

mit:

- E : Elastizitätsmodul des Materials
- A : Querschnittfläche des Elements
- L : Länge des Elements
- F : Einwirkende Kraft
- δ : durch die Kraft erzeugte Verschiebung.

Die Größe F ist eine extensive Größe, welche von intensiven Größen abhängig ist. Daher kann die Kraft wie folgt definiert werden:

$$F = f(E, A, L, \delta) \quad (10)$$

Dadurch sind auch die nichtlinearen Verformungen eines Bauteils berücksichtigt und als Reaktionskraft für die dynamische Berechnung eines Anpralls bestimmt. Die resultierende Kraft eines Anpralls kann als eine idealisierte äquivalente Punktkraft auf das Bauteil angesehen werden, die Momente und Querkräfte im Bauteil erzeugt. Diese äquivalente Punktkraft kann letztendlich für die Bemessung des Bauteils verwendet werden.

3.2.3.2 Abstand

Der Abstand zwischen Gleis und Bauwerk ist einer der wichtigsten Faktoren, die bei der Bewertung eines Fahrzeuganpralls im Eisenbahnverkehr zu berücksichtigen sind, da die Reibung zwischen dem Untergrund und dem Fahrzeug entlang des gesamten Fahrwegs bis zum Auftreffen auf das Bauwerk auftritt. Nach einer Entgleisung wirken Reibungskräfte hauptsächlich aus der Widerstandskraft des Bodens gegen die Bewegung des Zuges auf das Fahrzeug ein. Diese Reibungskräfte sind abhängig vom Material und Aufbau des Bodens (Schotter, feste Fahrbahn, Grünfläche usw.) und variieren in den einzelnen Situationen. Der Abstand zwischen den Schienen und dem anprallenden Objekt ist demnach entscheidend dafür, wie lange die Widerstandskraft des Bodens der Bewegung des Zuges entgegenwirkt und wie stark die Verzögerung des Zuges ist. Danach prallt das Schienenfahrzeug mit einer Geschwindigkeit an das Bauwerk, die niedriger als die Anfangsgeschwindigkeit ist, wie bereits in Abschnitt 3.2.1.8 angesprochen.

Im aktuellen Eurocode 1 (Teil 1–7) [54] ist für Neubauten kein Mindestabstand zum Gleis angegeben. Es wird jedoch empfohlen, einen Mindestabstand von 3,0 m zur Gleismittelachse einzuhalten [206]. Je nach Einteilung in eine Bauwerkskategorie werden ab einem Abstand von 5,0 m bzw. 7,0 m des Bauwerks zur Schienenmittelachse keine Anpralllasten mehr berücksichtigt [55].

3.2.3.3 Materialien

Die beiden meistverwendeten und wichtigsten Baustoffe für Stützkonstruktionen sind Stahl und Beton bzw. Stahlbeton. Beton wird aufgrund seines geringen Preises und seiner Vielseitigkeit am häufigsten für Trag- und Schutzelemente eingesetzt. Beton ist ein Verbundwerkstoff, der aus einem Bindemittel und Zuschlagstoffen besteht. Diese Zuschlagstoffe bestehen hauptsächlich aus feinen Stoffen und Grobzuschlägen wie Kies, Sand oder gebrochenem Festgestein, während das Bindemittel hauptsächlich aus

Portlandzement, Flugasche und Puzzolanen bestehen kann. Beton hat eine sehr gute Druckfestigkeit, aber eine etwa zehnmal geringere Zugfestigkeit. Stahlbeton ist ein Verbundwerkstoff, der durch die Verwendung von Stahlstäben (Bewehrung) einwirkende Zugkräfte aufnehmen kann. Beton weist ein sprödes Verhalten auf, das durch die Verwendung von Bewehrungsstäben in ein duktileres Verhalten verwandelt werden kann.

Duktileres Verhalten ist für die Gestaltung von Konstruktionen erwünscht, da es das Versagen einer Struktur angekündigt. Dies wird in verschiedenen Konstruktionsnormen idealisiert, wie in Abbildung 35 dargestellt. Die lineare Steigung des Spannungs-Dehnungs-Diagramms beschreibt den Elastizitätsmodul (E-Modul). Das Diagramm, das auf der Prüfung der Druckfestigkeit von Beton und anderer Baustoffe basiert, zeigt die erforderliche Druckspannung σ_c , um eine bestimmte Dehnung ε_c zu erreichen. Der E-Modul, das elasto-plastische Verhalten der Baustoffe und die Geometrie der Bauwerke sind wichtige Eigenschaften für die Bemessung beim Anprall und die Ermittlung der Last-Zeit-Funktionen.

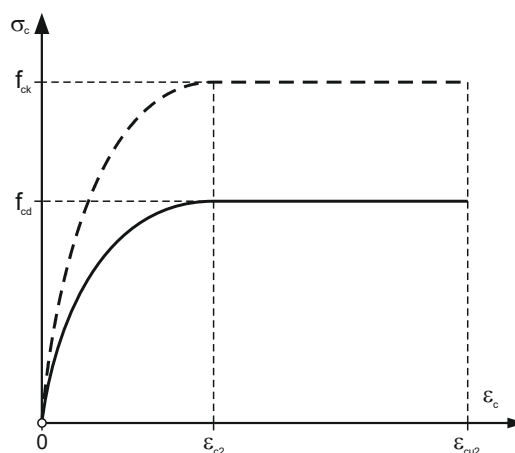


Abbildung 35: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck [82]

3.3 Bewertung der Einflussgrößen

3.3.1 Auswirkung auf Last-Zeit-Funktion

Das dynamische Verhalten von axial anprallenden Röhren besteht i. d. R. aus zwei Bewegungsphasen – einer gleichmäßigen axialen Stauchung, gefolgt von einem lokalen Abknicken [155]. Die elastische und plastische Spannungswellenausbreitung spielt in der ersten Phase der dynamischen Reaktion eine entscheidende Rolle und der Verfestigungsmodul des Materials kontrolliert die Geschwindigkeit der plastischen Wellen [156]. In [155] wird gezeigt, dass der Trägheitswiderstand aufgrund dynamischer Belastungen für höhere Anprallgeschwindigkeiten in der Phase der axialen Stauchung größere axiale Dehnungen und Spannungen entwickelt, bevor die Knickphase der Schalenkonstruktion folgt. Dies bedeutet auch, dass für das nachfolgende Knicken, welches aufgrund der Verfestigung des Materials bei höheren Spannungen auftritt, weniger Energie verfügbar ist. Dadurch treten für eine gegebene Menge an zu absorbierender

Energie auch geringere Deformationen auf. Bei Hsu und Jones [116] ergibt sich daher für eine höhere Geschwindigkeit eine geringere axiale Deformation der Röhren bei identischer Menge zu absorbierender Energie. Die mittlere Last steigt für eine höhere Anprallgeschwindigkeit und sinkt bei einer größeren Anprallmasse für eine ebenfalls konstante Menge an zu absorbierender Energie. Die Länge der Proben hatte keinen prägenden Einfluss auf die deformierte Länge und die mittlere Last.

Paetsch et al. [195] untersuchten das dynamische Verhalten verschiedener Zug-Konstellationen bei Entgleisung. Sie verwendeten dabei ein Modell mit steifen Körpern, um die groben Bewegungen darstellen zu können. Dabei wurden die Einflüsse der Parameter aus Wagenanzahl, Reibungskoeffizienten, Kupplungscharakteristiken und Anfangsbedingungen betrachtet. Als Ergebnis hielten sie fest, dass bei größerer Wagenanzahl mehr Wagen entgleisen, aber die Kupplungskräfte annähernd gleich blieben. Bei höherer Anfahrsgeschwindigkeit stiegen sowohl Kupplungskräfte als auch die Zahl der entgleisten Wagen deutlich an. Die Erhöhung der Reibungskräfte außerhalb der Schienen verursachte einen starken Anstieg der entgleisten Wagen und der Momente in den Kupplungen. [195]

Priante et al. [209] untersuchten den Einfluss des Zugtyps, der Zuglänge und des Fahrzeuggewichts auf die Crashesicherheit von Personenzügen. Dazu wurden Triebzüge und Züge mit Lokomotiven sowie Cab Cars betrachtet. Triebzüge besitzen eine etwas höhere kollisionssichere Geschwindigkeit⁷, wohingegen Züge mit schweren Wagen etwas geringere kollisionssichere Geschwindigkeiten aufweisen. Längere Züge haben ebenfalls eine etwas geringere kollisionssichere Geschwindigkeit, wobei deren Einfluss hier sehr gering ist. [209]

Bei Hirsch et al. zeigten Zugkonfigurationen mit unterschiedlichen Längen und Gewichte der Wagen einen sehr geringen Einfluss auf die Anpralllasten [109]. Das Gewicht der Wagen spielte eine Rolle in der Beurteilung, wie viele Wagen entgleisen, wobei bei höherem Gewicht der einzelnen Wagen weniger Wagen entgleisen. Der Einfluss verschiedener Parameter auf die Anzahl entgleister Wagen und die Kupplungskräfte ist in Abbildung 36 dargestellt. [109]

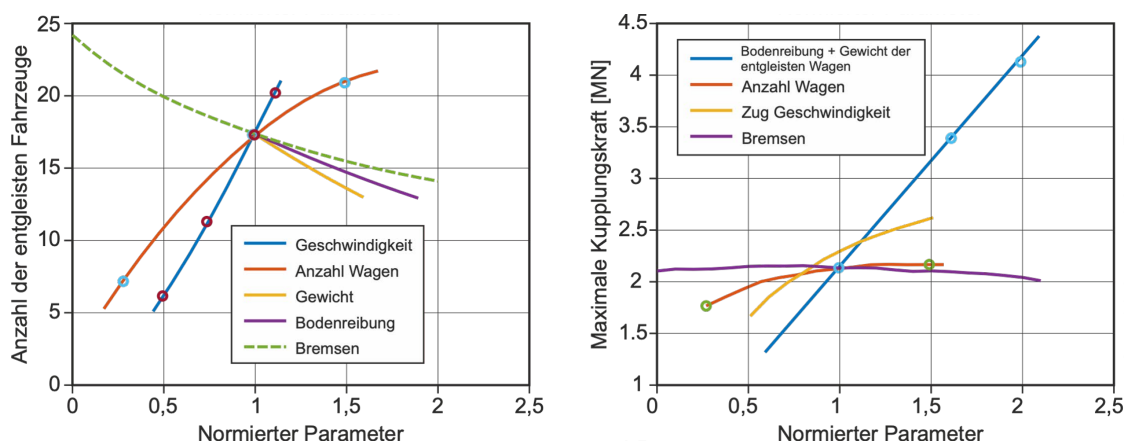


Abbildung 36: Effekt verschiedener Parameter auf Anzahl der entgleisten Wagen (links) und maximale Kupplungskräfte (rechts) [109]

Eine verschiedene Anzahl an Wagen wurden von Moyer et al. [187] betrachtet. Es bestätigte sich die erwartete Tendenz höherer Anpralllasten bei mehr Wagen pro Zug, wobei sich Streuungen aufgrund des zufälligen Verhaltens der Züge nach einer Entgleisung ergeben. Für eine Bemessung sollte jedoch die längste Wagenreihenfolge berücksichtigt werden, da sich aufgrund der größeren Masse und der damit einhergehenden größeren Energiemenge etwas größere Anpralllasten ergeben und man auf der sicheren Seite liegt [187].

⁷ Geschwindigkeit, bei deren Überschreitung schwerwiegende Schäden auftreten

Für die Bodenreibung wurden von Moyer et al. [187] Werte zwischen 0,25 und 2,0 betrachtet. Der Reibungskoeffizient zeigte einen deutlichen Einfluss auf die Anpralllasten auf seitliche Barrieren. In der untersuchten Konstellation, der Kollision mit einer seitlichen Barriere, erhöht ein höherer Reibungskoeffizient die Anpralllast, da die Wagen bei stärkerer Reibung eher dazu neigen, akkordeonartig zu knicken und die seitlichen Bewegungen und Kräfte erhöht werden. Für den Erstanprall des vordersten Fahrzeugs erhöht sich die Anpralllast mit einem steigenden Reibungskoeffizienten nicht. Für Straßenfahrzeuge werden meist Reibungswerte zwischen 0,75 und 1,1 angenommen. In Studien zum Verhalten von Güterzügen wurden bereits Reibungswerte von 1,0 als angemessen betrachtet, und dies scheint auch für

HGV Züge annehmbar, sodass Moyer et al. [187] diesen Wert verwendeten. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird der Einfluss des Reibungskoeffizienten eine geringe Rolle spielen. Allerdings erfolgen Simulationen mit verschiedenen Reibungskoeffizienten, um einen möglichen Einfluss darzustellen.

Riera [217] ermittelte für große Anprallstrukturen (im Vergleich zur Anprallfläche) mit einer Anprallzeit kleiner als 0,2 Sekunden, dass der maximale DLF ungefähr bei 1 liegt, also kein Unterschied zum statischen Wert vorhanden ist. Dies bedeutet, dass die Bauwerksreaktion bei einer statischen Bemessung mit dem Maximalwert der dynamischen Last-Zeit-Kurve gleich ausfällt – wie bei einer Bemessung mit der dynamischen Last-Zeit-Kurve. Eine vereinfachte statische Bemessung von Stahlbetonstrukturen mit der maximalen Last der Last-Zeit-Kurve, verteilt über die Anprallfläche, ist nach Riera ein geeigneter Ansatz.

Rosemeier [219] betrachtet in seinem Aufsatz die anzusetzenden Ersatzlasten und das Stoßproblem. Er ist der Meinung, dass die Stoßlast beim Anprall eines ICE 1 mit einem Gewicht von etwa 800 t in einer Höhe von etwa 1,20 m anzusetzen ist, da der Festigkeitsmittelpunkt des Zuges (Angriffspunkt der Stoßlast) dort wirksam ist. Rosemeier vergleicht das Anprallproblem eines ICE an einer Brückenstütze mit dem eines Lkw an einer Brückenstütze. Er skaliert dabei den anzusetzenden Wert der Anpralllast von 1 MN für einen Lkw mit 18 t Gesamtgewicht und einer Geschwindigkeit von 80 km/h auf die Massen- und Geschwindigkeitswerte eines ICE 1. Dabei geht er von der ungünstigsten Annahme aus, dass die gesamte kinetische Energie in potenzielle Energie der Stützen umgewandelt wird. Dadurch erhält man einen Zusammenhang zwischen den Stoßlasten der Eisenbahnbrückenstützen ($F_{qS,E}$) zu Straßenbrücken ($F_{qS,S}$) durch das Wurzelverhältnis der kinetischen Energie des ICE ($E_{K,ICE}$) geteilt durch die kinetische Energie des Lkw ($E_{K,LKW}$), wie in Gleichung (11) dargestellt:

$$\frac{F_{qS,E}}{F_{qS,S}} = \sqrt{\frac{E_{K,ICE}}{E_{K,LKW}}} \quad (11).$$

Dadurch ergeben sich für Eisenbahnbrückenstützen Anpralllasten zwischen 16,67 MN für 200 km/h und 25 MN für 300 km/h. Der Ansatz von Rosemeier stellt eine stark vereinfachte Betrachtung des komplexen Anprallvorgangs dar, wobei verschiedene Einflussfaktoren wie Steifigkeiten oder Masseverteilungen vernachlässigt werden. Seine Werte beruhen lediglich auf einer Skalierung der für Lkws anzusetzenden Anpralllasten und können daher maximal als grobe Näherung betrachtet werden.

Wolf et al. [256] verglichen einen Ansatz mit einem konzentrierten elasto-plastischen Masse-Feder-Modell beim Flugzeuganprall mit dem analytischen Ansatz Rieras. Dabei wurde neben einer steifen Zielstruktur auch eine deformierbare Zielstruktur betrachtet, welche durch ein Ein-Massen-Schwinger mit Federsteifigkeit und Dämpfungskonstante dargestellt wurde. Ein Vergleich zwischen dem Ansatz von Riera und dem konzentrierten Feder-Masse Modell, unter Verwendung von 100 Massepunkten für eine Boeing 707-320, zeigte für eine starre Wand eine sehr gute Übereinstimmung, siehe Abbildung 37. Für das Feder-Masse Modell werden dabei vorhandene Daten von Riera [217] übernommen und fehlende

Werte geeignet angenommen. Zusätzlich werden verschiedene Geschwindigkeiten betrachtet, um das Modell auch auf den Anprall von anderen Anprallobjekten als Flugzeuge übertragen zu können. Der signifikante Einfluss der Geschwindigkeit auf die Anpralllast ist in Abbildung 37 deutlich zu erkennen.

Ein Vergleich der Anprall-Last-Zeit-Funktionen in Grob [99] zeigte, dass sich beim Anprall mit einer oder zwei Lokomotiven die Stoßzeit verlängerte, jedoch keine größeren Anpralllasten auftraten. Der entscheidende Bereich für die Bemessung gegen Anpralllasten war in beiden Fällen identisch.

Der Einfluss der Steifigkeit wurde von Moyer et al. [187] anhand der bereits erläuterten Steifigkeitskennwerten bestimmt. Es zeigte sich ein erheblicher Einfluss der Steifigkeit auf die Anpralllasten auf seitliche Barrieren, sodass sich bei einem Steifigkeitszuwachs um das 37-fache (durch Crashes ermittelte Werten gegenüber Emoris Werten, siehe Abschnitt 3.2.1.6) eine 4,9-fache Erhöhung der Anpralllast ergibt.

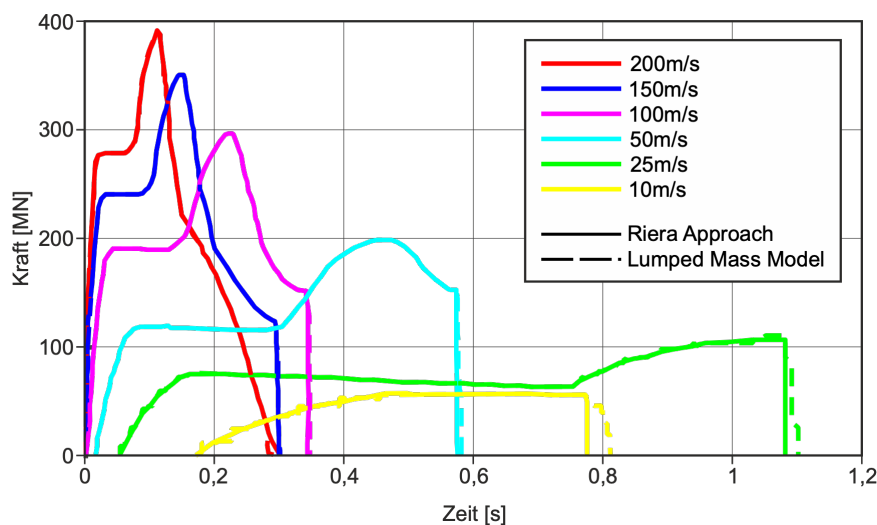


Abbildung 37: Last-Zeit-Diagramm einer Boeing 707-320 mit verschiedenen Anprallgeschwindigkeiten [256]

In [109] werden die Ergebnisse mit einer Steifigkeit von 1168 kN/m mit Ergebnissen einer Steifigkeit von 3181 kN/m verglichen. Der Wert von 3181 kN/m basiert auf dem beladenen Gewicht eines Eisenbahnwagens. Die Autoren gehen in ihrer Berechnung davon aus, dass der Wert mit 1168 kN/m realistischer ist, da ihrer Meinung nach die Nutzlast nicht zur Steifigkeit des Wagens beiträgt. Es zeigt sich ein signifikanter Einfluss der Steifigkeit auf die berechneten Ergebnisse. Die Anpralllasten bei größerer Steifigkeit vergrößern sich etwa im Wurzelverhältnis der Steifigkeiten (Anpralllasten von 3648 kN und 2180 kN für Steifigkeiten von 3181 kN/m und 1168 kN/m entsprechen etwa dem Verhältnis $2180/3648 \approx 0,6 \approx \sqrt{1168/3181}$).

In [254] wird ein detailliertes FE-Modell entwickelt, um den Flugzeuganprall zu untersuchen. Die Modellergebnisse werden ebenfalls mit Ergebnissen aus dem dem Riera-Modell verglichen. Die gesamte Anprallkraft setzt sich aus der Berstlast und aus Trägheitskräften zusammen, wobei die Berstlast beim Flugzeuganprall und dem Riera-Ansatz einen nicht unerheblichen Anteil an der Gesamtlast besitzt. Die ermittelten Werte im FE-Modell waren für geringere Geschwindigkeiten um ca. 30 % geringer als die nach dem Riera-Modell, für höhere Geschwindigkeiten nur noch 4 % geringer. Dies beruht auf den Berstlasten, welche im Riera-Modell approximiert ermittelt wurden und bei geringeren Geschwindigkeiten maßgebender sind, während bei höheren Geschwindigkeiten die Trägheitskräfte dominieren und die

Berstlasten somit an Bedeutung verlieren. Nach Scholes und Lewis [224] haben die Trägheitskräfte und der Dehnrateneffekt beim Anprall von Schienenfahrzeugen mit einer Geschwindigkeit bis zu 64 km/h und geringen Massen in der Frontstruktur einen geringen Einfluss auf die Anprallkraft.

Heckötter und Sievers [106] untersuchten den Flugzeuganprall mit Hilfe verschiedener Modelle und bisheriger Betrachtungen aus der Literatur. Sie verglichen ihre Ergebnisse mit dem Full-Scale-Test einer Phantom F 4 von Sugano et al. [238] und dem Riera-Ansatz. Sie konnten den geringen Anteil der Berstlast im hohen Geschwindigkeitsbereich bestätigen. Sie stellten einen sehr geringen Einfluss der Höhe der Fließspannung (250 N/mm^2 im Vergleich zu 125 N/mm^2) fest, was den geringen Anteil der Berstlast an der gesamten Stoßkraft beim Anprall einer Phantom F 4 bestätigt.

Drittler und Gruner [63] befassten sich mit der Kalkulation von Reaktionskräften von Projektilen auf steife Wände, vergleichbar mit einem Turbinenanprall eines Flugzeugs auf Reaktorwände. Darin verwendeten sie einen numerischen Ansatz, um die Anprallkraft zu berechnen, unter Verwendung der Lagrange'schen Gleichungen. Als Ergebnis konnten sie festhalten, dass eine Bruchdehnungsvariierung von 10 % auf 12,5 % keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hatte. Bei Betrachtung verschiedener tragender Querschnittsflächen mit derselben Masseverteilung und Gesamtmasse stellten sie fest, dass ein größerer Querschnitt, 2100 cm^2 statt 1500 cm^2 , eine Erhöhung der Anpralllast und eine Verringerung der Anprallzeit zufolge hatte.

Neben weiteren untersuchten Parametern widmeten sich Moyer et al. [187] auch dem Einfluss des Kupplungstyps. Dabei wurden gegliederte und nicht gegliederte Typen betrachtet, wobei der Kuppelungstyp auf die Anpralllasten auf seitliche Barrieren sehr geringe Auswirkungen hat.

Der Bremsreibungskoeffizient hatte bei Moyer et al. [187] einen zu vernachlässigenden kleinen Einfluss auf die Anpralllasten. Der Einfluss der Reibung zwischen Fahrzeug und Wand bei einem Anprall mit einer entgleisungseinschränkenden Wand hat ebenfalls nur geringen Einfluss auf die Größe der Anprallkraft.

Yan et al. [263] untersuchten mit einem FE-Modell den Anprall von Schienenfahrzeugen in 2-segmentigen Tunneln, wobei der Anprall an die Wandseite bzw. Tunnelwand erfolgte. Sie betrachteten verschiedene Geschwindigkeiten, Winkel und Wagenanzahlen. Die Masse des Triebwagens lag dabei bei 48 t und die der einzelnen Wagen bei jeweils 44,1 t, wobei die Abmessungen für Schienenfahrzeuge übliche Maße betrugen. Bei Wagenanzahlen von 9, 13 und 17 Wagen veränderten sich die Anpralllasten nur unwesentlich. Für die untersuchten Anprallwinkel zwischen $2,5^\circ$ und $17,5^\circ$, welche den Winkel zwischen dem Geschwindigkeitsvektor des Schienenfahrzeuges und der Schienenachse bzw. der Längs-Wandrichtung darstellen, sind die maximalen Anpralllasten der Simulationen für die unterschiedlichen Geschwindigkeiten in Tabelle 18 dargestellt. Die maximale Anpralllast wurde dabei als Kraftvektor der drei resultierenden Kräfte in x-, y- und z-Richtung gebildet. Dabei wird der signifikante Anstieg der Anpralllasten mit größerem Winkel und steigender Geschwindigkeit deutlich.

Bei einer Geschwindigkeit von 50 km/h zeigte sich ein Last-Zeit-Verlauf mit eher linearen langsamen Anstieg und einem wieder linearen Abfall, während bei allen höheren Geschwindigkeiten ein sehr hoher Anfangspeak, gefolgt von einem starken Abfall und einem dann wieder erhöhten, oszillierenden Kraftniveau, beobachtet werden konnte. Dieser Verlauf im höheren Geschwindigkeitsbereich wird, nach Yan et al. [263], vermutlich durch die Trägheitskräfte der folgenden Wagen verursacht, die ihre Kraft auf den anprallenden Triebwagen übertragen, während im niedrigen Geschwindigkeitsbereich die Trägheitskräfte geringer sind.

TABELLE 18: MAXIMALE ANPRALLLASTEN ALS RESULTIERENDER KRAFTVEKTOR DER FE-SIMULATIONEN FÜR UNTERSCHIEDLICHE WINKEL UND GESCHWINDIGKEITEN [263]

Geschwindigkeit [km/h]	Winkel [Grad]	Maximale Anpralllast ca. [Lastvektor] [MN]
50	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	1,7 / 1,8 / 2,8 / 3,7 / 4,7 / 5,5 / 6,6
100	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	3,3 / 3,5 / 5,1 / 8,0 / 9,7 / 10,9 / 13,5
150	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	4,3 / 5,1 / 6,9 / 9,6 / 12,1 / 14,4 / 17,9
200	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	5,2 / 6,8 / 8,8 / 13,3 / 17,3 / 20,5 / 27,3
250	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	8,3 / 9,3 / 11,3 / 17,2 / 21,8 / 25,9 / 34,3
300	2,5 / 5 / 7,5 / 10 / 12,5 / 15 / 17,5	10,3 / 11,3 / 14,6 / 21,4 / 27,3 / 34,2 / 39,8

Ein vereinfachtes Rechenmodell für den Zuganprall wurde wie bereits erläutert von Grob [98] bzw. Grob und Hajdin [99] verwendet. Die ermittelten Anpralllasten erreichten bei einer Geschwindigkeit von 54 km/h Werte bis 31 MN. Diese Anpralllasten sind verglichen mit der aktuellen Norm sehr hoch, was sich durch verschiedene Details erklären lässt. Dazu gehört die Verwendung einer sehr steifen Struktur der Lok mit einer hohen Masse und der Annahme eines starren gestoßenen Bauteils. Außerdem wurden die Anpralllasten unter einem Anprallwinkel von 90° (senkrecht zum Bauteil) ermittelt. Grob bzw. Grob und Hajdin ermittelten die Federkennlinien, welche direkt mit den Anpralllasten verknüpft sind auf Basis der Fließspannung. Dabei wurde für jeden Abschnitt die Fließspannung der einzelnen tragenden Elemente summiert und so eine sehr hohe gesamte Fließspannung ermittelt. Anhand der Erkenntnisse, die über die bisherigen Untersuchungen erlangt werden konnten, ist davon auszugehen, dass die Verformung eines Lokabschnitts nicht erst beim Erreichen der kompletten Fließspannung der summierten Bauteile beginnt, sondern bereits durch Imperfektionen oder dem Versagen einzelner tragender Bauteile früher beginnen kann und sich die Anpralllasten dadurch verringern. Des Weiteren wurden von Grob und Hajdin einige Annahmen getroffen, die Werte auf der sicheren Seite liefern, sodass die ermittelten Anpralllasten überschätzt wurden.

Eine Unterteilung der Lok in 3 Massepunkte, welche über die sehr steifen Federkennlinien verbunden sind, lässt ebenfalls darauf schließen, dass die Anpralllasten bei einer genaueren Unterteilung in mehr Massenelemente und unterschiedliche Federkennlinien geringer ausfallen würden. Die vorgestellten Full-Scale-Testergebnisse und FE-Simulationsergebnisse zeigen, dass die von Grob ermittelten Werte sehr hoch sind und für einen ähnlichen Geschwindigkeitsbereich trotz ebenfalls senkrechten Anprallwinkels und der Annahme einer steifen Wand so nicht bestätigt werden konnten. Heutige Lokomotiven/Triebfahrzeuge sind meist wesentlich leichter und nicht so steif konstruiert wie die von Grob untersuchte Lok. Im vorliegenden Projekt wird die Steifigkeit des gestoßenen Bauteils berücksichtigt, und es werden wesentlich geringere Anprallwinkel untersucht. Auf Basis dieser Erkenntnisse werden in dieser Forschungsarbeit Anpralllasten erwartet, die wesentlich geringer ausfallen als die von Grob berechneten Werte. Es ist zusätzlich zu beachten, dass für die Anpralllasten in der endgültigen Norm etliche weitere Faktoren, z. B. Schutz- oder Sicherheitsmaßnahmen, eine Risikobetrachtung und die Auftretenswahrscheinlichkeit, berücksichtigt werden.

3.3.2 Definition und theoretische Modellierung einer Anprallsituation

3.3.2.1 Definition einer Anprall-Situation

Der Analyse aller Faktoren, die in einer Anprall-Situation Einfluss nehmen, folgen die Definitionen und Vereinfachungen, die bei der Bewertung und Modellierung vorgenommen werden. In Abbildung 38 ist die allgemeine Anprall-Situation mit ihren Einflussgrößen graphisch dargestellt. In dieser Abbildung ist lediglich eine allgemeine Anprallsituation dargestellt, die unabhängig von extensiven Einflussgrößen ist. Praxisrelevante Fälle sowie der Anprall an einen Wandkopf werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit präsentiert.

Die Lokomotive / das Triebfahrzeug des Zuges mit der Masse m_t , der Steifigkeit k_t , dem Dämpfungskoeffizienten c_t und der Anfangsgeschwindigkeit $v_{t,0}$ entgleist in einem bestimmten Winkel α zwischen der Mittelachse des Gleises und des Fahrzeugs. Es ist ein bestimmter Abstand d zwischen der Mittelachse der Gleise und der Anprallfläche des Bauteils vorhanden. Dieses Bauteil besitzt selbst eine Masse m_w , einen Dämpfungskoeffizienten c_w und eine Steifigkeit k_w . Der Untergrund zwischen dem Gleis und dem anprallenden Objekt besteht normalerweise aus Schotter, welcher der Bewegung der entgleisten Schienenfahrzeuge einen hohen Widerstand entgegensetzt. Dieser Widerstand erfolgt durch eine negative Geschwindigkeit a_μ , die mit dem Reibungskoeffizienten μ gekoppelt ist. Für die vorliegende Untersuchung ist das Material der Fahrbahn irrelevant, da der Reibungskoeffizient von Schotter gegenüber dem von Beton maßgebend ist und die meiste Energie durch den Anprall dissipiert wird. Das gestoßene Bauteil setzt dem anprallenden Fahrzeug durch Reibung einen Widerstand in Richtung der x - oder y -Achse – je nach Situation – entgegen, was durch eine negative Geschwindigkeit $a_{w,\mu}$ definiert ist. Unter Berücksichtigung dieser Faktoren kann die Modellierung des Anprallvorgangs erfolgen.

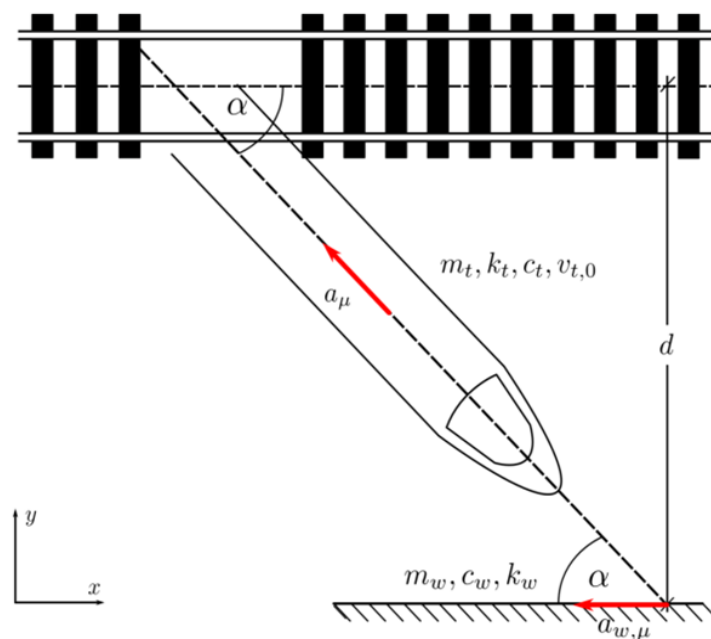


Abbildung 38: Grafische Beschreibung einer Anprall-Situation

3.3.2.2 Theoretische Modellierung einer Anprallsituation

In den letzten Jahrzehnten hat die Computertechnologie dazu beigetragen, fortschrittliche Finite-Elemente-Methoden zur Bewertung der Unfallsicherheit von Fahrzeugen einzusetzen. Diese Verfahren liefern präzise Berechnungen und Vorhersagen über das Verhalten von Materialien in Crashtests und wurden in den letzten Jahren von den Fahrzeugherstellern im Designprozess ihrer Fahrzeuge verwendet. Diese Verfahren lassen sich nicht nur für die Material- und Sicherheitsprüfungen anwenden, sondern auch für aerodynamische und strukturelle Optimierungen. Der rechnerische Zeitaufwand ist trotz rechenstarker Prozessoren sehr hoch. In einigen Fällen sind Parallelisierungstechniken und externe Computerpools der einzige Weg, um ein derartig umfangreiches Problem lösen zu können.

Unter Berücksichtigung aller Anprallsituationen und Einflussgrößen kann die Verwendung eines Finite-Elemente-Modells aufgrund des modelltechnischen und rechnerischen Zeitaufwandes sowie der notwendigen Kenntnisse kleinster Details schnell unpraktikabel sein. Aus diesem Grund kann ein Mehrkörpersystem-Modell sowohl bei der Vorhersage der Bewegung einzelner Wagen als auch bei der Ermittlung der Anpralllasten von Vorteil sein. Details dieser Modellierung werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

3.3.3 Diskretes Modell

Die zuvor erläuterte Anprall-Situation wird als diskretes System von miteinander verbundenen Wagen behandelt, um eine aussagekräftige Vorhersage der Anpralllasten für jedes Anprallszenario zu erhalten. Die Wagen sind in einem Masse-Feder-System diskretisiert, wobei alle Massen durch Federn, elastisch - k_j , oder elasto-plastisch - $k_j(\delta)$, miteinander verbunden sind. Zusätzlich können für jede Verbindung Dämpfer mit einem diskreten Dämpfungskoeffizienten c_j in Betracht gezogen werden, um die Dämpfungseffekte des Fahrzeugs zu berücksichtigen. Jeder Massenpunkt wird gleichzeitig von der gleichen bodenbezogenen Reibungskraft des gesamten Systems beeinflusst. Diese Reibung ist abhängig von der Normalkraft jedes Massepunkts und der Reibung des Untergrunds. Schließlich hat jeder Massepunkt eine Position, die abhängig von der Länge des Zuges und der Anzahl von diskretisierten Knoten der Wagen ist. In Abbildung 39 ist dieser Zusammenhang dargestellt.

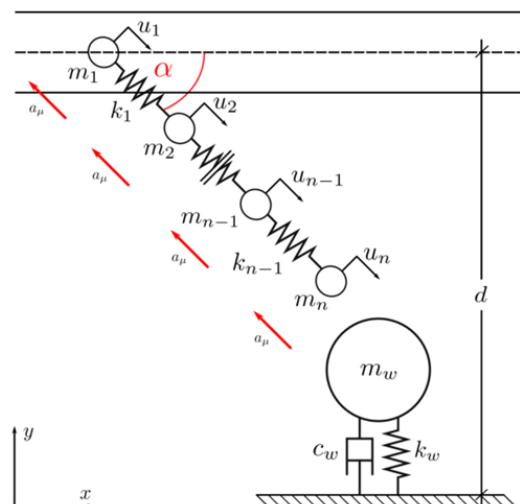


Abbildung 39: Feder-Masse-Dämpfer-System

Ein Anprall wird als Kontaktbedingung definiert, wenn die Position des Massenpunkts j in der y -Achse mit der Position des anprallenden Objekts übereinstimmt. Nach Festlegen der Kontaktbedingung sind

die Kräfte im mechanischen Gleichgewicht. Dazu gehören die Reibung der Wand oder des Wandkopfs und des Untergrunds in beiden Achsen, im Allgemeinen als F_μ dargestellt, die Kraft der Knoten gegen die anprallende Oberfläche in beiden Achsen des Massenpunkts j , die elastische Kraft $F_{k,j}$, die Steifigkeit k_j zwischen Massenpunkt j und Massenpunkt $j - 1$, die elastische Kraft $F_{k,w}$ der Steifigkeit des anprallenden Objekts und die Dämpfungskraft F_c des anprallenden Objekts. Eine detaillierte graphische Beschreibung des Kräftegleichgewichts ist in Abbildung 40 dargestellt. Dafür wurden einige Annahmen wie die Diskretisierung des anprallenden Objekts mit seiner jeweiligen diskreten Steifigkeit und Dämpfung in einem Massepunkt getroffen, um lediglich die Auswirkungen einer einheitlichen Kraft, nicht einer Belastung über eine Oberfläche zu berücksichtigen. Außerdem wird vorausgesetzt, dass die Verformung des anprallenden Objekts entlang der y -Achse und die Verformung entlang der Mittelachse des diskretisierten Fahrzeugs überwiegen und daher die einzigen Verformungen sind, die während einer Kollision berücksichtigt werden. Der Kontaktpunkt wird in der Hertz-Theorie innerhalb der Kontaktmechanik als »durchgehende«, »nicht konforme« Fläche bezeichnet. Das bedeutet, dass die Kontaktflächen viel kleiner als die charakteristischen Abmessungen der Kontaktkörper sind. Das System kann jetzt als diskretes Mehrkörpersystem behandelt werden.

Für die Modellierung eines Mehrkörpersystems muss zunächst die Euler-Lagrange-Gleichung dieser Problemstellung angepasst werden. Die Euler-Lagrange-Gleichung ist eine Neuformulierung der klassischen Mechanik, die im 18. Jahrhundert von Euler und Lagrange entwickelt wurde. Es wird ein generalisiertes Koordinatensystem⁸ verwendet, um die Energie eines Systems zu untersuchen und ein dynamisches System unabhängig von der Betrachtungsweise zu lösen. Dieses Verfahren ist aufgrund der Generalisierung einer Problemstellung für die Mehrkörperdynamik von großer Bedeutung und eignet sich für die Interaktion zwischen Körpern, die sowohl starr als auch flexibel sein können. Es eignet sich weiterhin zur Vorhersage des kinematischen Verhaltens einer dynamischen Problemstellung.

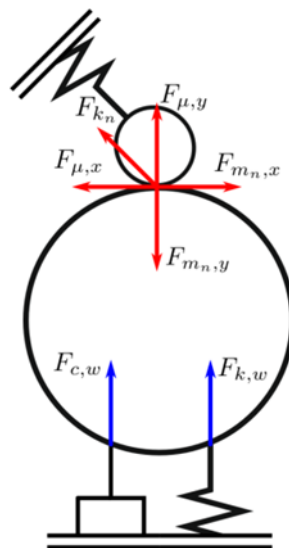


Abbildung 40: Kräftediagramm

⁸ Ein generalisiertes Koordinatensystem bezieht sich auf die Beschreibungsweise der Systemkonfiguration nach einer eindeutigen Referenzkonfiguration. Im Gegensatz zu einem kartesischen Koordinatensystem ist ein generalisiertes Koordinatensystem nach den unabhängigen Freiheitsgraden eines Systems definiert.

In seiner elementarsten Form wird die Euler-Lagrange-Gleichung ausgedrückt als:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial L(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}})}{\partial \dot{\mathbf{q}}} - \frac{\partial L(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}})}{\partial \mathbf{q}} = \tilde{\mathbf{Q}}(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}, \ddot{\mathbf{q}}) \quad (12)$$

mit:

- L : Lagrange-Funktion
- \mathbf{q} : Vektor der generalisierten Freiheitsgrade
- $\tilde{\mathbf{Q}}$: Vektor der generalisierten konservativen und nicht konservativen Kräfte
- t : Zeit

Die Lagrange-Funktion L , die von dem Vektor der generalisierten Freiheitsgrade abhängig ist, ist die Funktion, welche die Dynamik des gesamten Systems zusammenfasst und als die kinetische Energie des Systems (T) abzüglich der potentiellen Energie des Systems (V) definiert ist:

$$L(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}) = T(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}) - V(\mathbf{q}) \quad (13).$$

Die potenzielle Energie ist in die elastische potenzielle Energie V_s und die Gravitationsenergie V_g unterteilt. Die elastische potentielle Energie kann als die äquivalente elastische Kraft aus der Diskretisierung mit Federn als »Querschnittsteifigkeit« für einen Körper interpretiert werden. Wenn die elastischen Elemente als nichtlinear oder elasto-plastisch behandelt werden, wird die Gleichung, welche die elastische potentielle Energie des Systems repräsentiert, wie folgt formuliert:

$$V_s(\mathbf{q}) = \sum_{j=1}^n \int dv_j^T \cdot f_j(v_j) \quad (14)$$

mit:

- f_j : Vektor der elastischen nichtlinearen Kräfte des Elements
- v_j : Verformte relative Länge des Elements
- n : Anzahl der Knoten

Wenn die Steifigkeiten der Körper als linear behandelt werden, demnach als elastische Federn mit konstanter Steifigkeit für jedes Element, wird Gleichung (14) wie folgt formuliert:

$$V_s(\mathbf{q}) = \sum_{j=1}^n \frac{1}{2} v_j^T(\mathbf{q}) \cdot k_j \cdot v_j(\mathbf{q}), \quad f_j(\mathbf{q}) = k_j \cdot v_j(\mathbf{q}) \quad (15)$$

Ein Teil der potentiellen Energie des Systems besteht aus der Gravitationsenergie des Systems. Bei der Betrachtung eines Eisenbahnanpralls ist das modellierte System 2-dimensional (2D) und diese Energie wird nicht benötigt.

Die kinetische Energie des Systems ist die gesamte Energie, die im System durch Bewegungen der einzelnen Knoten enthalten ist. Diese Energie wird dargestellt als:

$$T(\mathbf{q}, \dot{\mathbf{q}}) = \sum_{j=1}^L \frac{1}{2} \dot{\mathbf{r}}_j^T \cdot \mathbf{m}_j \cdot \dot{\mathbf{r}}_j, \quad \dot{\mathbf{r}}_j = \frac{\partial \mathbf{r}_j^T}{\partial \mathbf{q}} \dot{\mathbf{q}}, \quad \mathbf{r}_j = \mathbf{r}_j(\mathbf{q}) \quad (16)$$

mit:

\mathbf{m}_j : Massenvektor des Knotens

\mathbf{r}_j : Position des Elements – abhängig von den globalen Koordinaten des Systems

$\dot{\mathbf{r}}_j$: Geschwindigkeit des Elements – abhängig von den globalen Koordinaten des Systems

Die Position der Massenpunkte des diskreten Modells und der generalisierten Freiheitsgradvektoren wird dann in globalen Koordinaten definiert als:

$$\mathbf{r}_k = \begin{bmatrix} x_k \\ y_k \end{bmatrix}, \quad \mathbf{q} = \begin{bmatrix} x_1 \\ \vdots \\ x_n \\ y_1 \\ \vdots \\ y_n \end{bmatrix} \quad (17)$$

Die konservativen und nicht konservativen Kräfte, die bei der Bemessung auf Eisenbahnanprall beteiligt sind, werden dann als Vektor \mathbf{Q} in das System integriert. Darin sind die Reibungs- und Dämpfungskräfte enthalten. Das Modell kann in einer matrixorientierten Programmiersprache oder Anwendung, z. B. MATLAB, programmiert werden.

3.4 Zusammenfassung

Auf Basis der aufgeführten Einflussfaktoren und deren bisherigen Untersuchungen werden im Verlauf der Forschungsarbeiten verschiedene Einflussparameter genauer untersucht.

Die Anprallgeschwindigkeit ist im Hinblick auf Anpralllasten aus Eisenbahnverkehr einer der wesentlichen Einflussparameter. Die kinetische Energie, die zu Beginn des Anprallvorgangs vorhanden ist, wird durch die Geschwindigkeit im Quadrat beeinflusst. Durch diese erhebliche Erhöhung der kinetischen Energie bei erhöhter Geschwindigkeit verändert sich die Last-Zeit-Funktion des Anpralls signifikant. Dies kann sich durch veränderte Kraft-Peaks äußern, durch ein verändertes durchschnittliches Kraftniveau, aber auch durch eine Veränderung der Stoßzeit an sich sowie des generellen Last-Zeit-Verlaufs. Die detaillierten Auswirkungen werden in der Forschungsarbeit mit dem diskreten Modell und der FE-Simulation herausgearbeitet. Hierbei werden unterschiedliche Geschwindigkeiten simuliert, die Last-Zeit-Kurven mit bisherigen Ergebnissen verglichen und Anpralllasten bestimmt.

Die Masse ist ebenfalls ein wesentlicher Parameter, da diese linear in die Berechnung der kinetischen Energiegleichung eingeht. Insbesondere die Massenverteilung wird im Zusammenhang mit der Steifigkeit einen wesentlichen Gesichtspunkt der erwarteten Last-Zeit-Funktion darstellen. Wenn die Zugabschnitte in einzelne Massensegmente aufgeteilt werden, haben diese Massen, gekoppelt mit deren Steifigkeitskennwerten, einen entscheidenden Einfluss auf die Last-Zeit-Funktion. Wenn z. B. die ersten Massenpunkte ein geringes Gewicht und eine geringe Steifigkeit aufweisen, während nachfolgende Massenpunkte höhere Steifigkeiten und größere Massen besitzen, wird für den Last-Zeit-Verlauf ein

später maximaler Kraft-Peak erwartet, während bei einer hohen Masse und Steifigkeit im Frontbereich ein Kraft-Peak direkt nach dem Anprall zu erwarten ist. Der Einfluss unterschiedlicher Steifigkeiten und Massenbelegungen wird detailliert in Kapitel 4 herausgearbeitet.

Die Steifigkeit wurde bereits als wesentlicher Parameter angesprochen und in Abschnitt 3.2.1.6 behandelt. Dazu wurden bisherige Steifigkeitsberechnungen aus der Literatur, Full-Scale-Tests und reale Anprallunfälle herangezogen, aufgrund derer Erkenntnisse zu bleibenden plastischen Verformungen gewonnen werden konnten. Steifigkeiten der Schienenfahrzeuge lassen sich mittels oben genannter Full-Scale-Test-Übersicht und zusätzlichen geeigneten Annahmen berechnen, wenn die vorhandene Massenbelegung und die Geschwindigkeit der Züge bekannt sind. Die unterschiedlichen Steifigkeiten aus bisherigen Untersuchungen und selbst ermittelten Werten werden in Kapitel 4 betrachtet und für die nachfolgenden Simulationen verwendet.

Des Weiteren werden die Einflüsse aus Dämpfungs- und Reibungseffekten berücksichtigt. Bei der Dämpfung sollen vor allem Dämpfungseffekte des Bauwerks berücksichtigt werden, welche zu einer Verringerung der Anpralllast führen können. Reibungseffekte spielen hinsichtlich des Wegs nach einer Entgleisung bis zum Anprallpunkt und somit bezüglich der Anprallgeschwindigkeit eine Rolle. Außerdem kann die Reibung des Schienenfahrzeuges entlang des gestoßenen Bauwerks im Anprallfall »Wandmittenbereich« einen Einfluss auf die auf das Bauwerk einwirkenden Lasten besitzen. Weiter wird der Abstand zum Bauwerk und der damit inbegriffene Winkel berücksichtigt, da durch kleinere Winkel im Anprallfall an den Wandmittenbereich wesentlich geringere Anpralllasten erwartet werden. Andererseits werden für den Anprall an den Wandkopf größere Anpralllasten infolge eines kleineren Anprallwinkels (kleinerer Winkel zwischen Gleisachse und Schienenfahrzeugachse) erwartet. Die einzelnen Anprallszenarien werden im weiteren Verlauf dieser Arbeit präzisiert.

Nach der Erfassung und Bewertung aller Einflussgrößen, die an der vereinfachten theoretischen Modellierung eines aus dem Eisenbahnverkehr anprallenden Fahrzeugs auf ein Bauwerk beteiligt sind, ist es möglich, die physikalischen Auswirkungen jeder Einflussgröße in Bezug auf die Last-Zeit-Funktion zusammenzufassen. Eine Zusammenfassung ist in Tabelle 19 dargestellt.

3.5 Definition von Anprallkategorien

Auf Basis der aktuellen Normung und der Erkenntnisse aus bisherigen Untersuchungen zu diesem Thema werden für die nachfolgenden Berechnungen Anprallkategorien festgelegt, die mit der aktuellen Vorgehensweise in Einklang stehen, jedoch ein breiteres Spektrum an Szenarien abdecken sollen.

Für die Berechnung von Anpralllasten werden hauptsächlich drei Geschwindigkeiten untersucht. Die Geschwindigkeiten sind mit 50, 120 und 200 km/h so gewählt, dass sie alle Geschwindigkeitsbereiche der vereinfachten Streckenkategorien abdecken und die verschiedenen Schienenverkehrseinsatzgebiete berücksichtigen. Bei einer Geschwindigkeit von 50 bis 120 km/h werden alle Einsatzgebiete über den Güter-, Regional-, Interregional- bis hin zum Hochgeschwindigkeitsverkehr berücksichtigt. Bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h soll insbesondere der Hochgeschwindigkeitsverkehr betrachtet werden.

Kombiniert werden müssen die Geschwindigkeiten mit dem Lok-Typ. Bei den beiden geringeren Geschwindigkeiten sollten alle Loktypen für den Anprall betrachtet werden, wobei auch ein möglicher Einfluss der Wagenanzahl Berücksichtigung findet. Bei den beiden höheren Geschwindigkeiten wird der Anprall eines ICEs untersucht. Da im vorliegenden Fall lediglich verwendbare Daten zum ICE-1-Mittelwagen zur Verfügung stehen, werden die FE-Simulationen mit diesem Fahrzeugtyp unter einer Modifikation der Frontstruktur erfolgen. Die Modellbeschreibung erfolgt in Abschnitt 4.1.

TABELLE 19: ZUSAMMENFASSUNG DER RELEVANTEN EINFLUSSGRÖSSEN UND DEREN AUWIRKUNGEN

Einflussgröße	Einwirkung	Auswirkung	Erklärung
Masse	↑ Masse	↑ Kraft	Die Masse eines ballistischen Objekts, im vorliegenden Fall einer Eisenbahn, spielt eine wichtige Rolle, da sie im Euler-Lagrange-Ansatz direkt proportional zur Gesamtenergie des Systems ist. Die Masse ist direkt mitverantwortlich für die Gesamtenergiemenge, die dissipiert werden muss.
Geschwindigkeit	↑ Geschwindigkeit	↑ Kraft	Die Anfangsgeschwindigkeit beim Entgleisen eines Schienenfahrzeugs steht direkt mit der gesamten kinetischen Energie des Systems in Beziehung. Die Geschwindigkeit ist somit mitverantwortlich für die Gesamtenergiemenge, die dissipiert werden muss.
Steifigkeit	↑ Steifigkeit	↑ Kraft	Die Steifigkeit des Schienenfahrzeugs ist direkt mit der gesamten elastischen Energie des Systems gekoppelt, daher ist diese mitverantwortlich für die Energiemenge, die dissipiert werden muss.
Dämpfungs-Kraft	↑ Dämpfung	↓ Kraft	Dämpfungskräfte sind nichtkonservative Kräfte. Sie dissipieren einen Teil der Gesamtenergie des Systems, indem sie eine Kraft entgegen dem Bewegungssinn ausüben.
Reibungskraft	↑ Reibung	↓ Kraft	Reibungskräfte sind nichtkonservative Kräfte. Sie wirken an der Dissipation der Gesamtenergie des Systems mit, indem sie eine Kraft entgegen dem Bewegungssinn ausüben.
Abstand	↑ Abstand	↓ Kraft	Der Abstand zur Wand ist direkt proportional zu der Zeit und dem zurückgelegten Weg zwischen Entgleisung und Anprall. Bei einem größeren Abstand wirken nicht konservative Kräfte länger auf das Fahrzeug ein. vor dem Anprall tritt eine stärkere Energiedissipation auf, was zum Zeitpunkt des Kontakts eine geringere Anpralllast zur Folge hat.
Kontaktfläche	↑ Kontaktfläche	↓ Kraft	Die Kontaktfläche beeinflusst die auftretende Last in ihrer Summe nicht, durch eine größere Kontaktfläche verteilt sich die Last eher, sodass die Bauteilbeanspruchung sinkt
Winkel	↑ Winkel	↑ Kraft (in Querrichtung)	Der Winkel der Entgleisung ist proportional zur Beschleunigung des Fahrzeugs – in beide Achsenrichtungen. Ein größerer Winkel bedingt größere Lasten in Querrichtung zu den Gleisen und dementsprechend geringere Lasten in Längsrichtung beim Anprall an den Wandkopf.

Diese Kombinationen werden dann hinsichtlich des Abstands der Bauwerke von der Gleisachse untersucht. Dazu werden die aktuell gültigen Abstandskategorien übernommen, um nicht in Konflikt mit den nach bisherigen Erkenntnissen ausgeführten Bauwerken zu kommen. Für diese Abstände lässt sich jeweils ein maximaler Anprallwinkel berechnen. Bei diesem maximalen Anprallwinkel wird nach [167] davon ausgegangen, dass das hintere Drehgestell in den Gleisen bleibt und das vordere Drehgestell entgleist. Über diese Annahme lässt sich der maximale Winkel des Anpralls sehr einfach mithilfe der Geometrie des Fahrzeugs, dem Abstand der Drehgestelle und dem Abstand des Bauwerks zur Gleisachse ermitteln. Dieser Ansatz dient dazu, die maximal möglichen Anprallwinkel in Abhängigkeit vom Abstand des Bauteils zur Schienenachse zu bestimmen. Im Falle einer Entgleisung mehrerer Drehgestelle in dieselbe Richtung und eines Entlanggleitens des Schienenfahrzeuges entlang der Schienen treten flachere Anprallwinkel auf, welche in den Simulationen berücksichtigt werden. Entgleisen die Drehgestelle in verschiedene Richtungen kann ein »Ziehharmonika-Effekt« auftreten. Sollten sich dabei größere Anprallwinkel ergeben, wäre der Geschwindigkeitsvektor dennoch nicht in Achsrichtung des Schienenfahrzeugs gerichtet. Daraus resultieren geringere Anpralllasten. Bei einer ICE-4-Breite von 2,85 m, einer Länge von 28,6 m des Endwagens sowie einem Drehzapfenabstand von 19,5 m ergeben sich die maximalen Anprallwinkel nach Tabelle 20. Für die TRAXX-Lokomotive mit einer Breite von 2,97 m, einer Länge von 18,9 m und einem Drehzapfenabstand von 10,39 m ergeben sich die maximalen Anprallwinkel nach Tabelle 20. Für den ICE 4 wird als minimaler Kurvenradius 150 m angegeben [95], sodass davon auszugehen ist, dass bei einem kleineren Kurvenradius entweder die Kupplung absichert oder das folgende Fahrzeug mit entgleist. Unter der Annahme dieses Radius ergibt sich zwischen den Fahrzeugachsen ein maximaler Winkel von etwa 10,7°. Angenommen die TRAXX kann mit den angehängten Güterwagen den gleichen Radius durchfahren, dann ergibt sich zwischen den Wagen ein maximaler Winkel von ca. 7,2°.

TABELLE 20: MAXIMALE ANPRALLWINKEL IN ABHÄNGIGKEIT VOM GLEISABSTAND

Lok/Endwagen	Abstand Bauwerk zur Gleisachse [m]	Maximaler Anprallwinkel (nur Lok) [Grad]	Maximaler Anprallwinkel (Zug) [Grad]
ICE 4	3,0	3,75	3,75
	5,0	8,55	8,55
	7,0	13,40	10,7
TRAXX	3,0	5,94	5,94
	5,0	13,88	7,2
	7,0	22,11	7,2

Bei der Berechnung tauchen deutlich mehr Faktoren als in der Norm auf. Der Grund dafür liegt darin, dass die Norm so gestaltet ist, dass eine einfache Bemessung mit möglichst wenig zu berücksichtigenden Einflussfaktoren durchgeführt werden kann. Dafür ist es notwendig, die verschiedenen Einflussfaktoren so zu berücksichtigen, dass diese für spätere Normen zur Verfügung stehen. Die Parameter, welche in den endgültigen Tabellen der Norm auftreten, können dann z. B. die Geschwindigkeit, der Abstand, die Gebäudeklasse, die Streckenklasse und die Masse sein.

Ein wesentlicher Parameter der Norm soll weiterhin die Geschwindigkeit darstellen. Die Geschwindigkeit wird in verschiedene Kategorien eingeteilt, welche sich an der Streckenklasse und der dort zulässigen Geschwindigkeit orientieren. Die Streckenklassen können dahingehend berücksichtigt werden, dass einzelne Gleise nur für bestimmte Verkehrsnutzungen (z. B. Güter- oder Hochgeschwindigkeitsverkehr) genutzt werden und erwartet wird, dass sich aus den unterschiedlichen Nutzungen verschiedene Anpralllasten ergeben.

Ein weiterer Einflussparameter ist die Masse. Die Masse hat einen wesentlichen Einfluss auf die Anpralllasten und kann in der zukünftigen Norm z. B. durch einen Massenbeiwert (Massenfaktor) dargestellt werden. Dieser Faktor berücksichtigt die unterschiedlichen Massen der unterschiedlichen Bautypen und Fahrzeuge. Je nachdem welche Streckenklasse vorliegt, welche Fahrzeugtypen also auf dieser Strecke fahren, wird Bauwerken entlang dieser Streckenabschnitte ein Massenbeiwert zugeordnet.

Weiterhin ist der Abstand des Bauwerks in die Normung integriert und sollte ein wesentlicher Parameter bleiben. Der Abstand beinhaltet weitere Parameter, die vom Abstand abhängig sind. Dazu gehören vor allem der Anprallwinkel und die Anprallgeschwindigkeit. Der maximal mögliche Anprallwinkel vergrößert sich mit steigendem Abstand des Bauwerks zur Schienenlängsachse und ist daher im Abstandsparameter integriert. Die Anprallgeschwindigkeit reduziert sich mit zunehmenden Abstand zur Gleisachse, da während des Fahrwegs bis zum Bauwerk Reibungskräfte zwischen den Fahrzeugen und dem Untergrund wirken. Somit sind Reibungskräfte und verschiedene Anprallwinkel im Parameter- Abstand beinhaltet.

Über die Zusammenfassung dieser Einflussgrößen lässt sich am Ende eine übersichtliche Tabelle angeben, mit der die Anpralllasten bestimmt werden können, siehe Tabelle 21. Die Gesamtzahl der zu betrachtenden Anprallkategorien ist in Tabelle 22 dargestellt.

TABELLE 21: FAKTOREN FÜR DIE BERECHNUNG DER ANPRALLKATEGORIEN

Faktor	Minimaler Wert	Schritt	Maximaler Wert	Anzahl der Fälle
Abstand	3,0 m	2,0 m	7,0 m	3
Masse (Lok-Typen)	ICE	-	Güterlok (TRAXX) oder Dieseltriebwagen	3
Geschwindigkeit	50 km/h ¹⁾	30 km/h	200 km/h ²⁾	6
Winkel	3,75°	nach Loktyp und Abstand	22,11°	12

1) Diese Geschwindigkeit sollten bis 120 km/h nur für Güterzüge betrachtet werden, wobei Fernverkehr-Loks eventuell bis 160 km/h betrachten werden sollten, 2) ab 160 km/h müssen die Geschwindigkeiten nur für ICE-Züge betrachtet werden.

TABELLE 22: ZU BETRACHTENDE ANPRALLKATEGORIEN

Loktyp	Geschwindigkeit	Abstand	Winkel	Anzahl der Fälle
Güterzug	80 km/h–120 km/h (2)	3 m–7 m (3)	5,94°–22,11° (2)	12
Fernverkehr (Regio)	160 km/h (1)	3 m–7 m (3)	5,94°–22,11° (2)	6
ICE	120 km/h–200 km/h (4)	3 m–7 m (3)	3,75°–13,40° (2)	24
Anzahl der Anprallkategorien				42

4 Erstellung eines Modells zur Berechnung der Anpralllasten

4.1 Datenbank für verschiedene Feder-Masse-Makromodelle

Aufgrund der minimalen Rückmeldung verschiedener Schienenfahrzeughersteller und der nur geringfügig zur Verfügung gestellten Fahrzeugdaten musste zur Modellbildung auf Daten aus öffentlich verfügbarer Literatur zurückgegriffen werden. Die ursprünglich geplanten Untersuchungen mit der TRAXX, dem ICE 4 und dem Coradia LINT konnten nicht durchgeführt werden, da keine Herstellerangaben zur Verfügung gestellt wurden, welche für eine Modellierung erforderlich gewesen wären. Somit sind lediglich die meisten Querschnittsdaten des ICE-1-Mittelwagens verfügbar.

Der ICE-1-Mittelwagen ist in einer Aluminium-Großstrangpressprofilbauweise gefertigt. Da diese Bauweise eine häufig verwendete Bauart für verschiedene Triebfahrzeuge ist, repräsentiert er verschiedene Triebfahrzeugtypen des Nah- und Regionalverkehrs sowie des Hochgeschwindigkeitsverkehrs.

Der ICE-1-Mittelwagenkasten setzt sich aus insgesamt 17 Strangpressprofilen zusammen, wobei acht Profile doppelt und gespiegelt, das zentral im Untergestell sitzende Profil einfach verwendet werden. Die Profile werden über die komplette Wagenkastenlänge an einem Stück stranggepresst. In der Realität sind die einzelnen Profile aneinandergeschweißt, aufgrund der komplexen Übergangsbedingungen und einer konservativen Betrachtungsweise werden die Profile im ABAQUS-Modell fest miteinander verbunden. Dies liefert vermutlich eine höhere Steifigkeit, wobei die Festigkeit in den Schweißnähten verglichen mit den Profilen in Aluminiumbauweise als unwesentlich geringer angesehen wird. Für einige Profile stehen die genauen Abmessungen und Profilstärken zur Verfügung. Bei Profilen, für die lediglich Gesamtabmessungen ohne genauere Details zu Wandstärken etc. zur Verfügung stehen, werden die fehlenden Angaben entsprechend der sonstigen vorhandenen Daten geschätzt.

Die Stärke der Schalenelemente liegt zwischen 2,5 mm und 9 mm. Für den reinen Wagenkasten ergeben auf Basis der Datengrundlage anhand des Querschnitts eine maximale Breite von ca. 3,09 m und eine Höhe von ca. 2,60 m. Bei der Höhe ist zu beachten, dass Aufbauten wie Drehstromrichter, Klimaaggregate oder Drehgestelle nicht berücksichtigt sind.

Eine Ansicht des Querschnitts ist in Abbildung 41 dargestellt. Deutlich zu erkennen ist die unterschiedliche Gestaltung der Strangpressprofile in den verschiedenen Teilbereichen des Wagenkastens. Während im Untergestell durch die doppelwandige Ausführung mit Querverstrebungen und Längssteifen eine hohe Steifigkeit erreicht wird, sind die Profile im Dachbereich einwandig ausgeführt und dadurch wesentlich biegsamer. Im Wandbereich ergibt sich eine Mischung aus doppelwandigen und einwandigen Profilen. Zu den Profilen im Fensterbereich liegen keine Angaben vor, sodass diese entsprechend den verfügbaren Bildern und Ansichten möglichst realitätsnah angenommen werden.

Die verwendeten Querschnittsangaben stammen aus unterschiedlichen Quellen und wurden für diese Arbeit zusammengetragen, nicht vorhandene Angaben abgeschätzt. Die vorhandenen Querschnittsangaben finden sich in den folgenden Quellen: [12] S. 17 ff.; [118] S. 228 ff.; [160] S.21, 30–38, 98, [193] S. 50. Die Detailzeichnungen der einzelnen verwendeten Strangpressprofile befinden sich in Anhang 1, wobei die verschiedenen Profilausführungen gut zu erkennen sind. Der Wagenkasten besitzt insgesamt

4 Tür- und 22 Fensteröffnungen. Mit einem aus diesen Querschnitten bestehenden Wagenkasten werden die Anprallsimulationen mittels ABAQUS (Version 2018) für verschiedene Szenarien durchgeführt. Eine Gesamtansicht des Mittelwagenkastens ist in Abbildung 42 dargestellt.

Die FE-Simulationen werden mit dem Programmpaket ABAQUS durchgeführt. Die dynamischen Anprallsimulationen werden mit ABAQUS/EXPLICIT, also einer expliziten Zeitintegrationsmethode, durchgeführt. Die Tragstruktur des modellierten Schienenfahrzeuges wird aus Schalenelementen des Typs S4R gebildet.

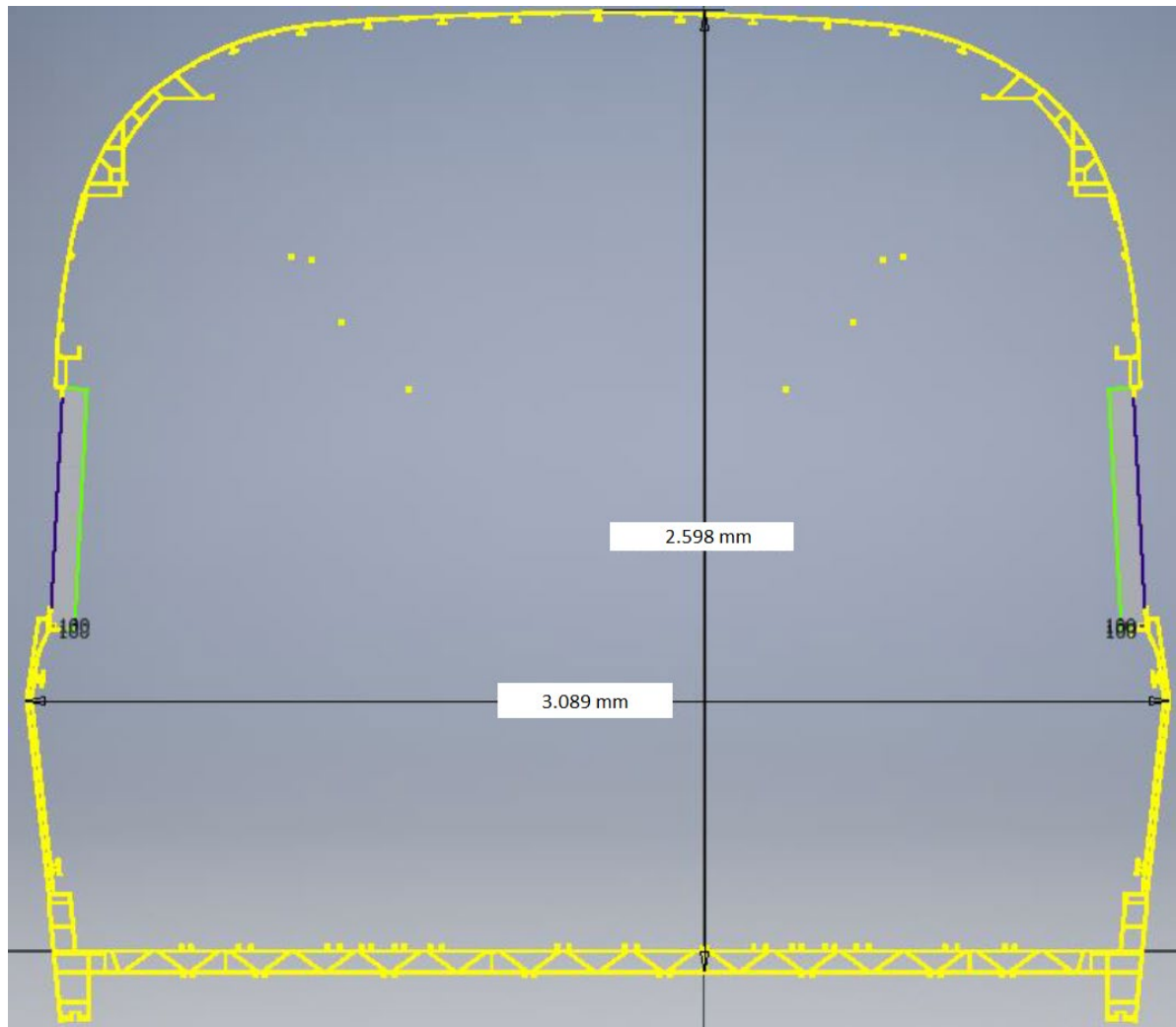


Abbildung 41: Querschnittszeichnung des Wagenkastens eines ICE-1-Mittelwagens (Bemaßung in mm)

Für die nachfolgend aufgeführten Berechnungen mittels ABAQUS wird dem ICE-1-Mittelwagenkastenmodell eine vereinfachte Frontstruktur modelliert, um das Modell an einen Triebwagen des Regionalverkehrs anzunähern (siehe z. B. DB-Baureihe 425).

Die Frontstruktur wird mit einer Länge von 0,60 m modelliert. Diese vereinfachte Frontstruktur dient im Modell neben der vereinfachten Darstellung eines Triebwagens dazu, einen direkten Erstkontakt zwischen dem Wagenkastenschalenmodell und der Stahlbetonwand zu vermeiden, da es insonderessen zu numerischen Instabilitäten und daher zu verfälschten Kraftwerten an der Anprallstelle kommt.

Die verformbare Frontstruktur dient auch dazu, Energie zu absorbieren. Auch neuere Lokomotiven wie die bereits angesprochene TRAXX von Bombardier besitzen verschiedene crashabsorbierende Elemente, welche einen gewissen Teil der kinetischen Energie durch kontrollierte Deformation aufnehmen sollen, bevor der steifere Wagen- bzw. Lokkasten in Kontakt mit dem gestoßenen Bauwerk trifft. Die hier verwendete Frontstruktur wurde mit einer konstanten Schalendicke von 9 mm modelliert. Durch die gekrümmte Form und die einwandige Ausführung kann sich diese Frontstruktur bereits bei einer deutlich geringeren Kraft als der Wagenkasten verformen, sodass sie als energieabsorbierendes Element wirkt.

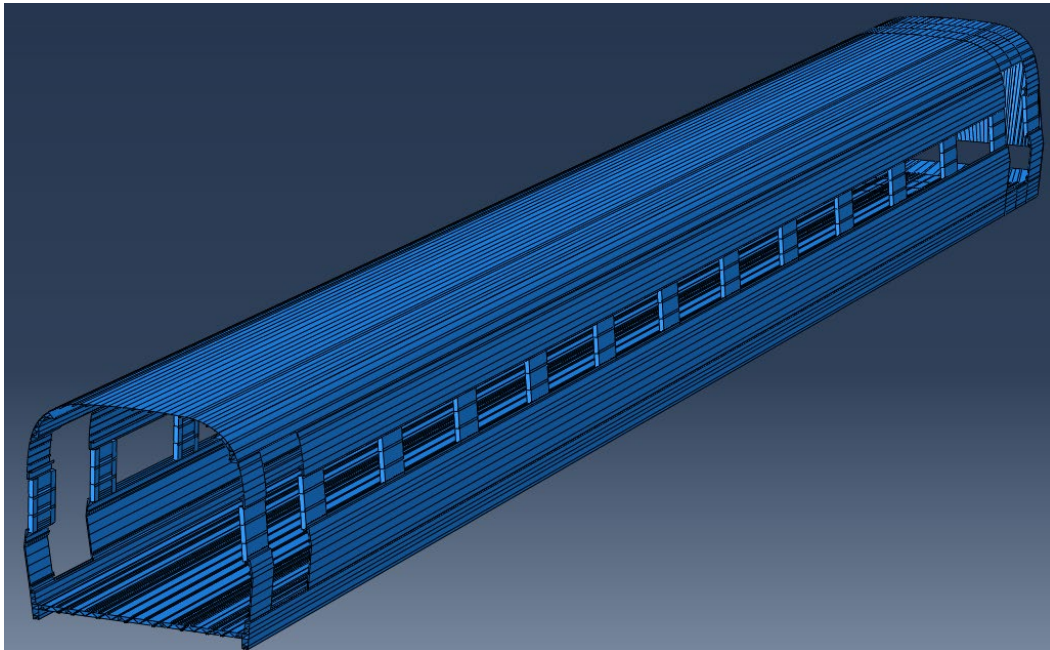


Abbildung 42: Ansicht des ICE-1-Wagenkastenmodells – Abaqus

Als Material wird im Modell dieselbe Aluminiumlegierung verwendet, die auch für den realen Wagenkasten des ICE 1 zum Einsatz kam. Die Frontstruktur und der vordere Bereich des Wagenkastens werden im Modell feiner vernetzt, während die Vernetzung entlang des Wagenkastens gröber wird, da der Einfluss der Elementgröße im weiteren Wagenkastenbereich durch eine Parameterstudie als unwesentlich gering betrachtet werden konnte. Die Frontstruktur und der vordere Teil des Wagenkastens sind in Abbildung 43 dargestellt.

Um die Steifigkeit des Wagenkastenmodells zu ermitteln, wird dieses im quasistatischen Druckversuch in ABAQUS bis zum Versagen belastet. Bis zum Versagen bedeutet, dass der Kraft-Verschiebungs-Verlauf gemessen wird und die Belastung über die maximale Kraft-Antwort des Wagenkastens hinaus erfolgt. In Abbildung 44 ist der Kraft Verschiebungs-Verlauf eines solchen quasistatischen Druckversuchs dargestellt. Am Kraft-Verschiebungs-Verlauf ist gut zu erkennen, dass der modellierte Wagenkasten eine große Längssteifigkeit besitzt und eine maximale Belastung von 8,75 MN aufnehmen kann. Beim Wagenkasten deformiert sich zuerst der Dachbereich in Form von lokalem Beulen. Die Dachbleche beulen mit steigender Verschiebung stärker, die Seitenwände beginnen ebenfalls auszubeulen. Der steife Bodenbereich des Wagenkastens beult aufgrund seiner doppelwandig mit Querverstrebungen ausgeführten Strangpressprofile nicht so schnell aus, sondern beginnt erst bei größeren Verformungen lokal zu beulen. Anschließend beginnt der Bodenbereich etwa bei der maximalen Last senkrecht zur Bodenfläche auszuknicken, sodass es infolge dessen zu einem Kraftverlust kommt und sich der Wagenkasten auf geringerem Kraftniveau weiter deformiert.

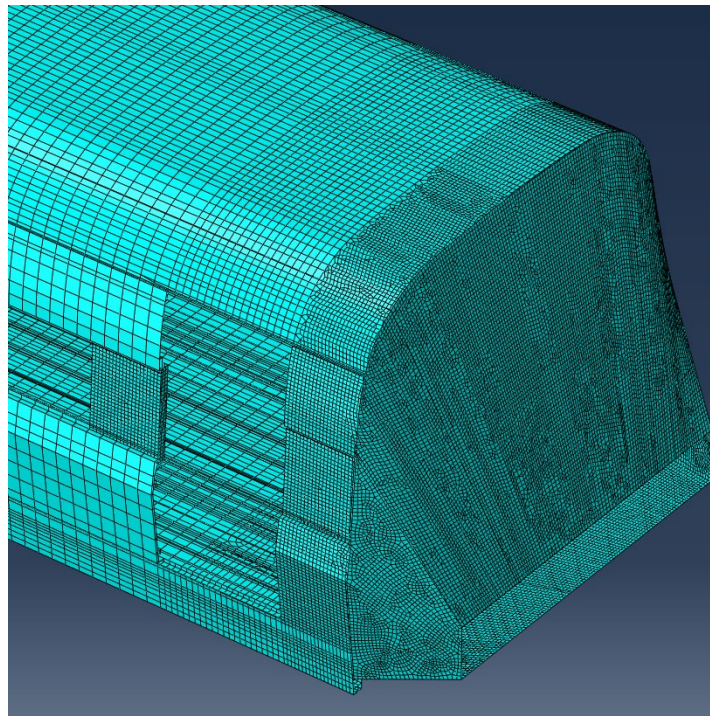


Abbildung 43: Frontstruktur des Schienenfahrzeugmodells – Abaqus

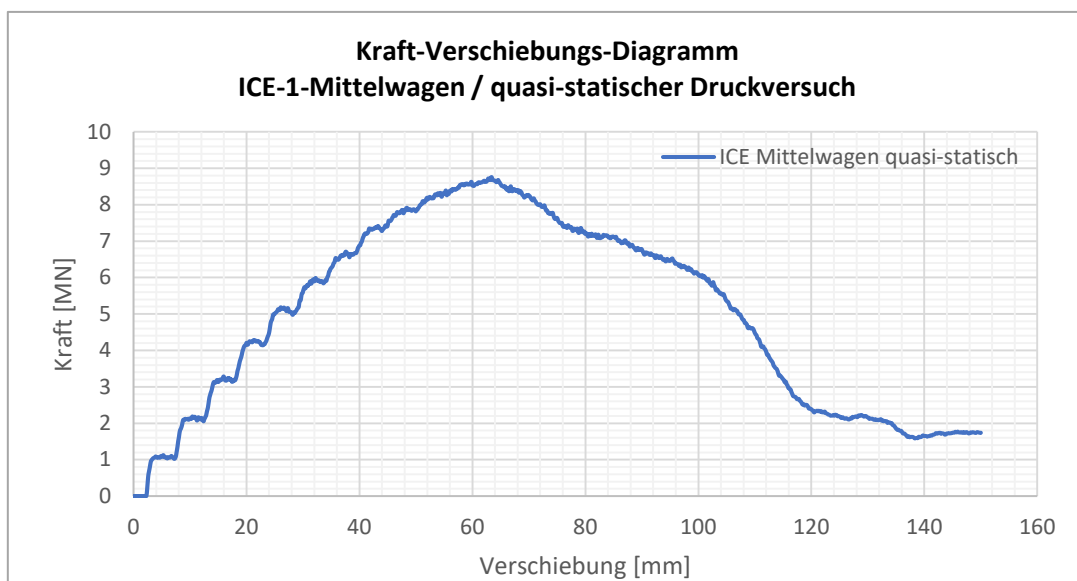


Abbildung 44: Quasistatischer Druckversuch des ICE 1 Mittelwagenkastens ohne Frontstruktur – Abaqus

Das Ergebnis des quasistatischen Druckversuchs ergibt eine nichtlineare Federkennlinie. Daraus ergibt sich eine Kraft-Verschiebungs-Funktion des Wagenkastens, welche im weiteren Verlauf in das MATLAB-Modell integriert wird. Es werden zudem verschiedene quasistatische Druckversuche durchgeführt, bei denen die einzelnen Fahrzeugabschnitte getrennt untersucht werden, um die unterschiedlichen Steifigkeiten infolge der Querschnittsschwächungen (z. B. durch Fenster oder Türen) zu berücksichtigen.

TABELLE 23: MASSEN IM FE-MODELL DES ICE-1-MITTELWAGENKASTENS

Eigenmasse Modell [t]	Bodenbereich [t]	Wandbereich [t]	Dachbereich [t]	Frontbereich [t]
5,30	33,49	jeweils 4,16	3,31	1,00

Die Wagenmasse der Tragstruktur beträgt im Modell etwa 5,3 t. Um die Masse einem realen Schienenfahrzeug anzunähern, wird die Masse des Modells durch nicht strukturelle Massen erhöht, welche »verschmiert« entlang des Wagenkastens angebracht werden. Die nicht strukturelle Masse entspricht einer »verschmierten« Masse, welche hier vereinfachend für die Ausstattung und Hilfsausrüstung des Wagenkastens sowie den Massen der Drehgestelle und weitere am Schienenfahrzeug angebrachter Komponenten angesetzt wird. Dadurch lässt sich die Masse künstlich erhöhen, ohne Material- oder Steifigkeitseigenschaften zu verändern. Die Anordnung der zusätzlichen Massen orientiert sich an den vorhandenen Angaben zum ICE 4, sodass die Massen in den Bereichen Frontstruktur, Untergestell, Seitenwände und dem Dach des Wagenkastens getrennt »verschmiert« werden. Anhand der vorhandenen Daten des ICE 4, welche auf die Gesamtmasse eines ICE 1 angepasst werden, ergibt sich eine Gesamtmassenerhöhung um 46,1 t, sodass das untersuchte Modell eine Anprallmasse von insgesamt 51,4 t besitzt. Die Massenerhöhung im Untergestell ist dabei deutlich am größten, was auf die Drehgestelle und Anbauten am Untergestell zurückzuführen ist. Die Verteilung der einzelnen Massen im Modell ist in Tabelle 23 aufgelistet, wobei sich die Massen im Boden-, Wand- und Dachbereich auf die hinzugefügte nichtstrukturelle Masse beziehen.

4.2 Kraft-Verformungs-Funktionen von Anprallelementen/Anprallkräften verschiedener Anprallsituationen

Als Anprallelemente werden Stahlbetonwände betrachtet. Dabei wird zwischen dem Anprall an den Wandkopf oder die Wandseite unterschieden. Beim Anprall an den Wandkopf erfolgt die Beanspruchung der Wand vorwiegend als Scheibe und beim Anprall an die Wandseite vorwiegend als Platte. Demnach ist die Steifigkeit des Bauteils in Anprallrichtung für einen Anprall an den Wandkopf deutlich höher als für den Anprall an die Wandseite. Mithilfe des FE-Programms ABAQUS lassen sich für die verschiedenen Anprallszenarien Kraft-Verformungs-Funktionen der gestoßenen Stahlbetonwände ermitteln, welche nachfolgend genauer erläutert werden.

Zur eindeutigen Definition der Anprallrichtungen wird nachfolgend ein Koordinatensystem verwendet, in dem der Anprall an den Wandkopf dem Anprall in x-Richtung entspricht und dem Anprall unter einem Anprallwinkel von 0°. Die vertikale Richtung entspricht der z-Richtung. Für den Anprall senkrecht an die Wandseite ist demnach der Geschwindigkeitsvektor des Schienenfahrzeuges in y-Richtung gerichtet, dies entspricht dem Anprall unter einem Anprallwinkel von 90°. Dies soll anhand der beiden nachfolgend dargestellten Modelle verdeutlicht werden.

4.2.1 Betonmodellierung

Die Betonmodellierung ist eine wesentliche Aufgabe im Zuge der FE-Modellierung des Anprallereignisses. Für die weiteren Simulationen wird das Concrete-Damage-Plasticity-Modell (CDP) aus ABAQUS verwendet, da es durch seine Schädigungsplastizität für dynamische Beanspruchungen geeignet ist.

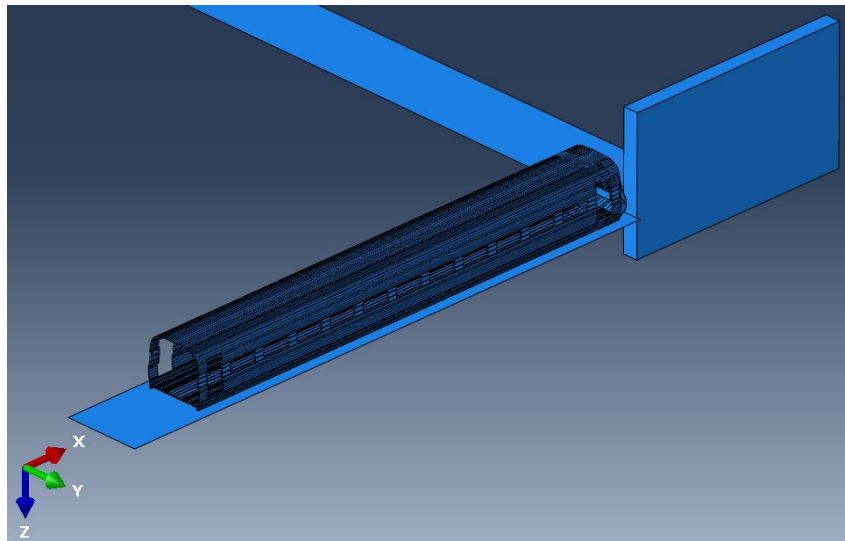


Abbildung 45: Der Anprall an den Wandkopf entspricht dem Anprall in x-Richtung bzw. einem Anprallwinkel von 0°

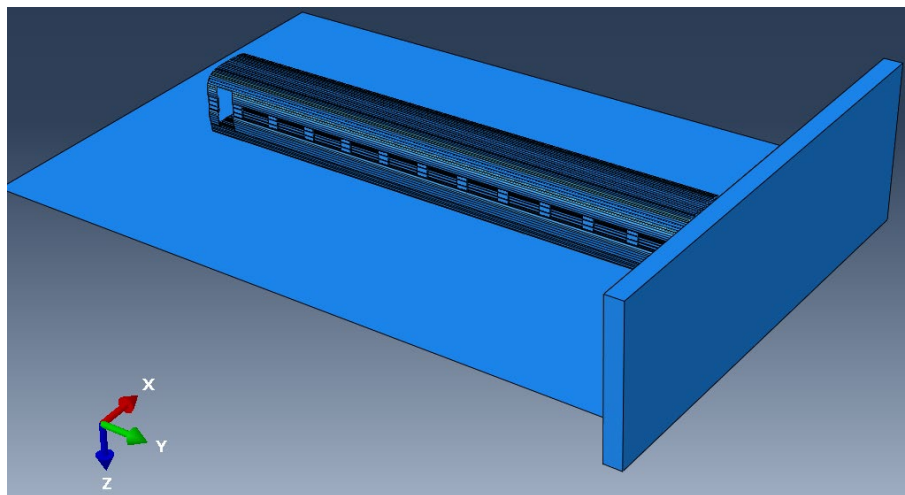


Abbildung 46: Der Anprall an die Wandseitenfläche entspricht dem Anprall in y-Richtung bzw. einem Anprallwinkel von 90°

4.2.1.1 Dehnratenabhängigkeit des Betons

Die Dehnratensensitivität von Beton wurde bereits durch zahlreiche Nachforschungen bestätigt und gilt als allgemein bekannt. Verschiedene Untersuchungen beschäftigten sich mit dem Verhalten von Beton unter quasistatischen bis hin zu hochdynamischen Ereignissen wie Explosionen. Dabei sollten vor allem Erkenntnisse zum DIF (Dynamic Increase Factor) gewonnen werden, der die Festigkeitssteigerung durch Dehnrateneffekte im Vergleich zur statischen Belastung beschreibt. Der DIF ist definiert als [243]:

$$\text{DIF}(\dot{\epsilon}) = \frac{\Gamma(\dot{\epsilon})}{\Gamma(\dot{\epsilon}_s)} \quad (18)$$

Hierbei ist $\Gamma(\dot{\epsilon}_s)$ die mechanische Eigenschaft in konventionellem Beton und $\Gamma(\dot{\epsilon})$ die mechanische Eigenschaft bei einer gegebenen Dehnrate $\dot{\epsilon}$.

In Abbildung 47 und Abbildung 48 sind die Ergebnisse verschiedener experimenteller Versuche zur Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Dehnrates abgebildet.

Anhand Abbildung 47 wird deutlich, dass die Festigkeitssteigerung unter Druckbeanspruchung bis zu einer Dehnrates von etwa 10 s^{-1} einen moderaten Anstieg bis zu einem DIF von ca. 1,8 besitzt. Nachdem die Festigkeit im Bereich einer Dehnratesbeanspruchung zwischen 10 s^{-1} und 100 s^{-1} verringert ist, zeigt sich ab einer Dehnrates von 100 s^{-1} ein deutlich stärkerer Zuwachs der Festigkeit bei zunehmender Dehnrates. Der Bereich, ab dem eine stärkere Festigkeitssteigerung stattfindet, nennt sich Übergangsdehnrates. Einige Autoren sehen diese Übergangsdehnrates im Bereich von 60 bis 80 s^{-1} , während diese in [196] bei einem Wert von etwa 10 s^{-1} angesetzt wird, wie in Abbildung 48 zu erkennen.

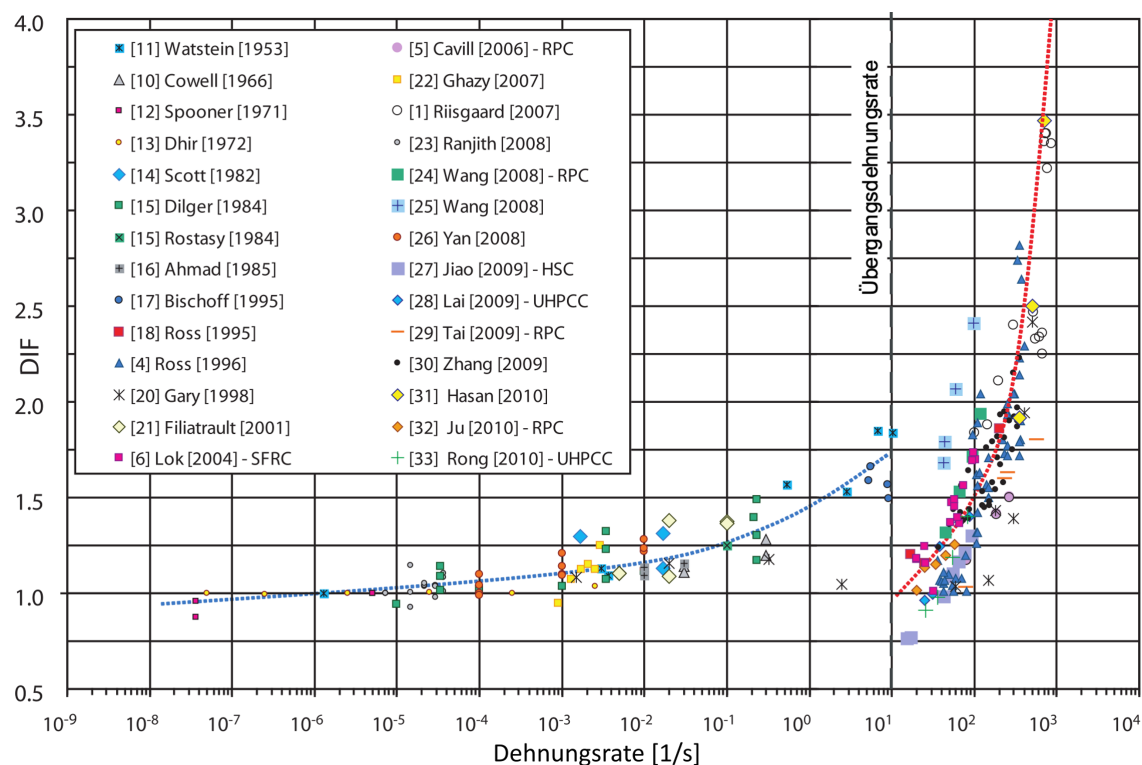


Abbildung 47: Dehnrateseffekt auf die Druckfestigkeit von Beton [196]

Die Festigkeitssteigerung von Beton mit steigender Dehnratesbeanspruchung unter Zugbeanspruchung ist deutlich stärker ausgeprägt als unter Druckbeanspruchung. Unter Zugbeanspruchung ist keine klare Übergangsdehnrates zu erkennen. Zu beachten ist, dass sich große Streuungen in den Ergebnissen zeigen und sich unterschiedliche Testmethoden auf die Resultate auswirken. Gerade im Druckbereich wirkt sich der erzeugte Spannungszustand (einaxial, dreiaxial) stark auf das Resultat aus. [196]

Die Ursachen für die Dehnratesabhängigkeit von Beton sind nicht abschließend geklärt, wobei verschiedene Effekte dafür verantwortlich sein können. In [66] wird davon ausgegangen, dass bis zu einer Dehnrates von 10^{-1} s^{-1} Effekte wie eine wachsende Anzahl an Querrissen in der Gesteinskörnung oder der Feuchtegehalt bestimmend sein können. Bei höheren Dehnrates können u. a. Trägheitskräfte dafür verantwortlich sein [66].

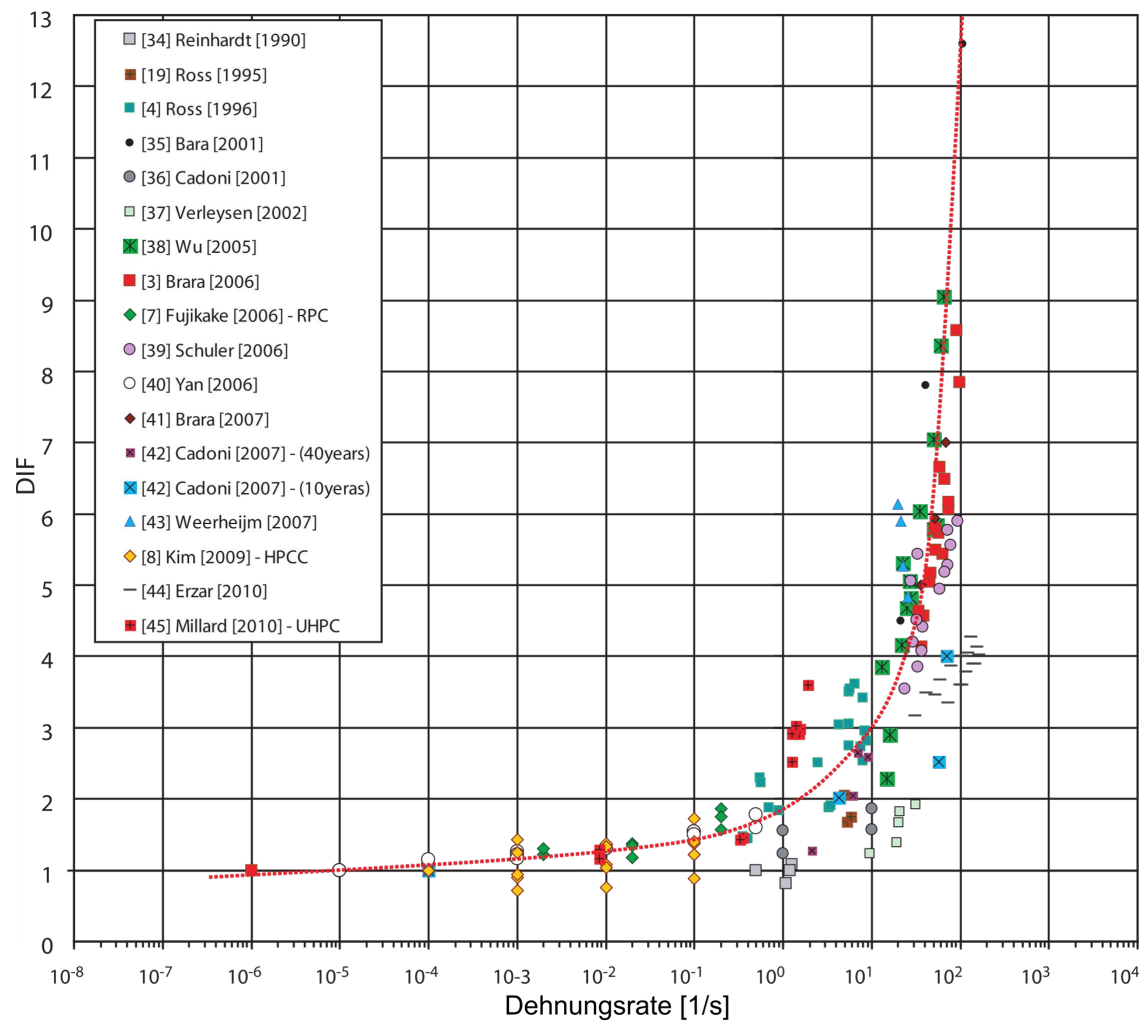


Abbildung 48: Dehnrateneffekt auf die Zugfestigkeit von Beton [196]

Typische Dehnraten bei unterschiedliche Belastungsbedingungen sind in der folgenden Abbildung dargestellt:

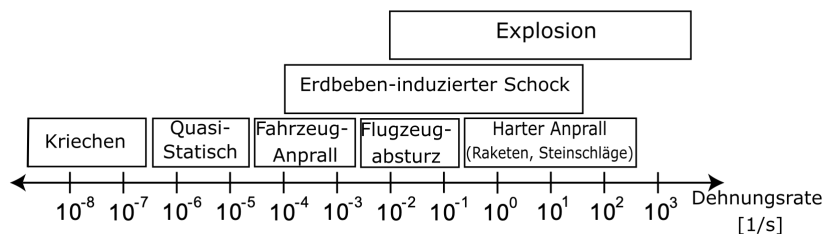


Abbildung 49: Typische Dehnraten bei verschiedenen Belastungen [107]

Hieraus wird ersichtlich, dass der Fahrzeuganprall vorwiegend in einem Bereich stattfindet, in dem es eine eher geringe Festigkeitssteigerung im Beton gibt. In dieser Arbeit wird auf eine Berücksichtigung des Dehnrateneffekts im Beton verzichtet, da die Berechnungen dadurch auf der sicheren Seite liegen.

4.2.1.2 Concrete-Damage-Plasticity-Modell (CDP)

Das CDP-Modell ist eines der in ABAQUS/Explizit verfügbaren Materialmodelle für Beton und andere Materialien mit quasisprödem Verhalten. Das inelastische Verhalten des Betons wird hier über das Konzept der isotropen Schädigungselastizität in Kombination mit isotroper Zug- und Druckplastizität berücksichtigt, um die irreversible Beschädigung zu beschreiben. Dieses Modell, in dem von isotroper Schädigung ausgegangen wird, wurde für Anwendungen entwickelt, bei denen das Material Stahlbeton verschiedenen Belastungen ausgesetzt ist, u. a. zyklischen und dynamischen Belastungen unter gleichzeitig wirkendem geringem mehraxialem Druck. In diesem Modell wird die Verringerung der elastischen Steifigkeit berücksichtigt, welche durch die plastische Dehnung in Druck- und in Zugrichtung ausgelöst wird. [230]

Die Dehnratenabhängigkeit kann im CDP-Modell berücksichtigt werden. Das CDP-Modell basiert auf den Modellen nach [168] und [174] und wird im Folgenden detaillierter beschrieben.

4.2.1.2.1 Mechanisches Verhalten

Das Modell ist ein plastizitätsbasiertes Schädigungsmodell für Beton und geht von zwei wesentlichen Versagensmechanismen aus. Der Beton kann zum einen durch Zugrissbildung oder durch Druckkompression versagen, was im CDP-Modell in einem allgemeinen Bruchkriterium (siehe Abbildung 52 und Abbildung 53) zusammengefasst ist. Das Bruchkriterium basiert auf der Drucker-Prager-Fließbedingung und wurde von Lubliner et al. [174] und Lee und Fenves [168] erweitert. [230]

Im CDP-Modell wird davon ausgegangen, dass das einachsige Verhalten unter Zug- und Druckbelastung durch Schädigungsplastizität charakterisiert ist, wie in Abbildung 50 und Abbildung 51 dargestellt.

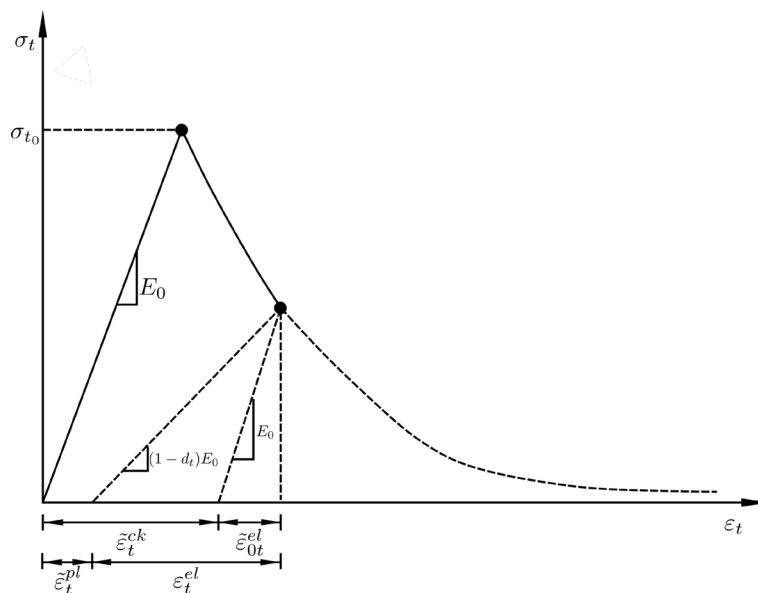


Abbildung 50: Betonverhalten unter einachsiger Zugbeanspruchung [230]

Unter einachsiger Zugbeanspruchung folgt der Beton einem linear elastischen Pfad bis die Bruchspannung σ_{t0} erreicht wird. Die Bruchspannung ist gleichbedeutend mit dem Beginn des Auftretens von Mikrorissen im Beton. Nach dem Erreichen der Bruchspannung wird die Formation der Mikrorisse makroskopisch mit einer entfestigten Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt, was die Dehnungslö-

kalisierung im Beton beinhaltet. Der Schädigungsparameter d_t ist u. a. von der plastischen Dehnung abhängig und berücksichtigt die Steifigkeitsherabsetzung des Materials im Entfestigungsbereich. Beim Entlasten des Materials im nichtlinearen Bereich wird das Entlastungsverhalten bei sinkenden Spannungswerten weicher. Somit wird die Steifigkeit des Materials herabgesetzt. Der Schädigungsparameter d_t ist in den Grenzen von 0 (unzerstörtes Material) bis 1 (komplett zerstörtes Material) eingeteilt. Die Dehnungen ε_t^{el} und ε_t^{pl} beschreiben die elastischen bzw. äquivalenten plastischen Dehnungen unter Zugbeanspruchung. [230]

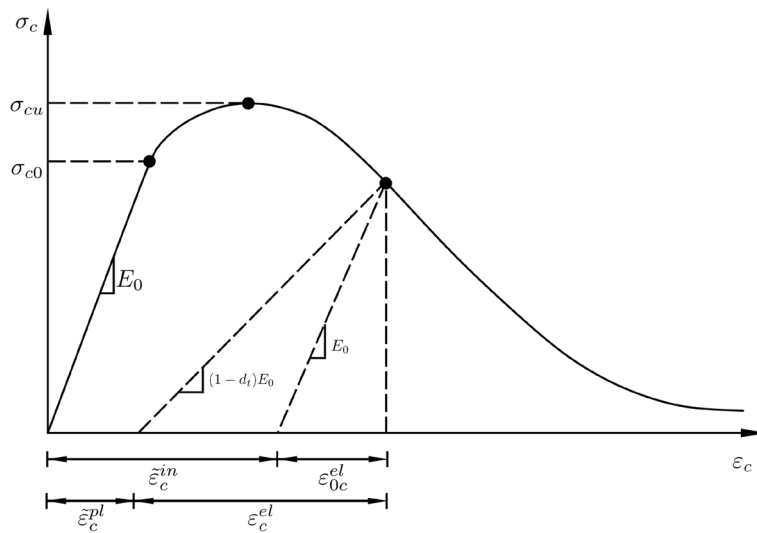


Abbildung 51: Betonverhalten unter einachsiger Druckbeanspruchung [230]

Unter einachsiger Druckbelastung verhält sich der Beton bis zum Beginn des Fließens bei σ_{c0} linear. Im plastischen Zustand ist die Reaktion typischerweise durch Spannungserhöhung, gefolgt von mechanischer Entfestigung nach Erreichen der maximalen Druckfestigkeit σ_{cu} gekennzeichnet. Hier gelten für den Schädigungsparameter d_c die gleichen Rahmenbedingungen wie auch für d_t . Dabei sind ε_c^{el} und ε_c^{pl} die elastische bzw. äquivalente plastische Dehnung unter Druckbeanspruchung. [230]

Die Fließfläche des Modells basiert auf der Fließfunktion in [174] und Anpassungen in [168], welche die Unterschiede in der Festigkeitsentwicklung im Zug- und Druckbereich berücksichtigen. Die Fließfläche wird durch Gleichung (19) beschrieben [230]:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) \cdot (\bar{\sigma}_{max}) \right) - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (19)$$

Mit [230]:

$$\beta(\bar{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})} \cdot (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (20)$$

Dabei ist $\bar{\sigma}_{max}$ die maximale effektive Hauptspannung (algebraisch maximaler Eigenwert von $\bar{\sigma}$), $\bar{\sigma}_t(\bar{\varepsilon}_t^{pl})$ die effektive Zug-Kohäsionsspannung und $\bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl})$ die effektive Druck-Kohäsionsspannung.

Die Fließfläche wird von den Plastizitätsvariablen ε_t^{pl} und ε_c^{pl} kontrolliert. Die Parameter α und γ sind dimensionslose Materialparameter. Der mehraxiale Druck wird durch Gleichung (21) gekennzeichnet [230]:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \cdot \frac{\bar{\sigma}}{I} \quad (21)$$

Die äquivalente Von-Mises-Vergleichsspannung ist gegeben durch [230]:

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot (\bar{S} : \bar{S})} \quad (22)$$

Der deviatorische Teil des effektiven Spannungstensors $\bar{\sigma}$ ermittelt sich wie folgt [230]:

$$\bar{S} = \bar{p} \cdot I + \bar{\sigma} \quad (23)$$

Im zweiaxialen Druckspannungszustand mit $\bar{\sigma}_{max} = 0$ wird Gleichung (19) auf die Drucker-Prager-Fließbedingung reduziert.

Das CDP-Modell setzt nicht assoziatives potenziales plastisches Fließen mit dem Fließpotential G voraus, welches der hyperbolischen Drucker-Prager-Funktion folgt [230]:

$$G = \sqrt{(e \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan(\psi))^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan(\psi) \quad (24)$$

Darin ist ψ der Dilatationswinkel; σ_{t0} die aus definierten Zugversteifungswerten (Tension Stiffening) ermittelte einaxiale Zugspannung beim Versagen und e ein Parameter, der für die Exzentrizität steht.

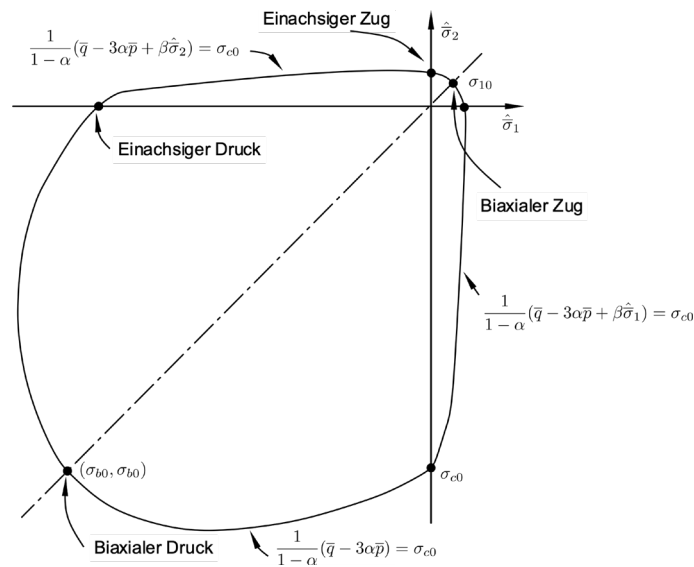


Abbildung 52: Fließfläche (Bruchkriterium) im ebenen Spannungszustand [230]

Der Parameter α ist abhängig von dem Verhältnis σ_{b0}/σ_{c0} , also den Streckgrenzen unter zweiaxialem und einaxialem Druck. Standardwerte aus experimentellen Versuchen liegen für dieses Verhältnis zwischen 1,10 und 1,16 [174]. Daraus ergibt sich der Wert α wie folgt [230]:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}{2 \cdot \left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right) - 1}, \quad 0 \leq \alpha \leq 0,5 \quad (25)$$

Mit dem angegebenen Verhältnis von σ_{b0}/σ_{c0} liegen die Werte für α zwischen 0,08 und 0,12 [174].

Der dimensionslose Parameter γ ist definiert als [230]:

$$\gamma = \frac{3 \cdot (1 - K_c)}{2 \cdot K_c - 1} \quad (26)$$

Dabei gibt K_c das Verhältnis der zweiten Spannungsinvariante des Zug-Meridians ($q(TM)$) zum Druck-Meridian ($q(CM)$) beim anfänglichen Fließen für einen gegebenen Wert der Druckinvariante p an, sodass die maximale Hauptspannung negativ ist ($\sigma_{\max} < 0$), siehe Abbildung 53 [79].

Der Koeffizient γ tritt erst in Kraft, wenn es sich um einen dreiaxialen Druckspannungszustand mit $\sigma_{\max} < 0$ handelt. Dieser Koeffizient wird durch einen Vergleich der Fließbedingungen entlang des Druck- und Zug-Meridians ermittelt. Für K_c muss die Bedingung $0,5 < K_c < 1,0$ erfüllt sein, wobei der Standardwert für K_c bei $2/3$ liegt [230]. Mit einem Wert von $K_c = 2/3$ ergibt sich für γ ein Wert von 3.

Der Dilatationswinkel ψ wird in der p - q -Ebene bei hohem mehraxialem Druck gemessen. Er beschreibt das Verhalten des Betons unter gemischten Spannungen, d. h. der Dilatationswinkel ist der Neigungswinkel der Versagensfläche zur hydrostatischen Achse, gemessen in der Meridianebene. Physikalisch wird der Dilatationswinkel ψ als innerer Reibungswinkel des Betons interpretiert. In Simulationen werden für diesen meist Werte zwischen 36° und 40° angesetzt. [159]

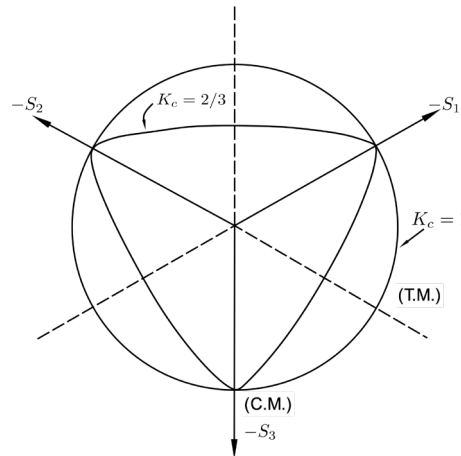


Abbildung 53: Einfluss von K_c auf das Bruchkriterium in der deviatorischen Ebene [230]

Die plastische Drucker-Prager-Fließfunktion des CDP-Modells ist eine hyperbolische Funktion. Die Exzentrizität e definiert, in welchem Verhältnis sich die Funktion an die Asymptote der Fließbedingung annähert. Das Fließpotential wird zu einer Geraden, wenn der Wert für die Exzentrizität e gegen Null geht (klassisches Drucker-Prager-Modell). Der Standardwert für e liegt bei 0,1, was bedeutet, dass der Dilatationswinkel des Materials über weite Strecken der mehraxialen Spannungswerte konstant ist [230]. Nach [151] kann e durch das Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit ermittelt werden. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird der in [230] empfohlene Wert von 0,1 verwendet.

4.2.2 Betoneigenschaften im Modell

Mit den im Abschnitt 4.2.1 definierten Zusammenhängen ist es möglich, das Betonverhalten unter Zug- und Druckbeanspruchung getrennt zu definieren.

Zur Bestimmung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs unter Zug- und Druckbeanspruchung sowie der Bestimmung der Zug- und Druck-Schädigungsparameter gibt es verschiedene Ansätze. Es werden drei verschiedene Ansätze verglichen und die weiteren Simulationen mit einer dieser Methoden durchgeführt. In einer Vergleichsrechnung zwischen den einzelnen Modellierungsvarianten wird ein Beton C40/50 betrachtet.

Da eine diskrete bzw. eingebettete Modellierung der Bewehrung aufgrund der wechselnden Bewehrungsgehalte, der aufwendigen Verbundbedingungen und des dadurch komplexeren FE-Modells zu aufwendig wäre und nicht das Ziel der Untersuchungen dieser Arbeit ist, wird für die Simulationen in diesem Kapitel auf eine »verschmierte« Modellierung der Bewehrung zurückgegriffen, sodass diese über eine Erhöhung des E-Moduls und eine Anpassung der Festigkeitskennwerte berücksichtigt wird und somit auch Einfluss auf die Schädigungsparameter nimmt. Eine detaillierte Beschreibung der in der Parameterstudie verwendeten »verschmierten« Bewehrung ist in Abschnitt 4.4.1 wiedergegeben. In Kapitel 5 folgt eine eingebettete Modellierung der Bewehrung und die Erläuterung dazu.

4.2.2.1 Verwendete Betonparameter – detaillierte Parameterberechnung

Im Folgenden wird diese Berechnungsmethode als Variante 1 bezeichnet.

Zur Berechnung der Druck- und Zugparameter des Betons ist es notwendig, das Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu berücksichtigen.

In Abbildung 54 sind die drei Bereiche des Spannungs-Dehnungs-Diagramms unter Druckbeanspruchung zu erkennen. Der erste Abschnitt bis $0,4 \cdot f_{cm}$ kennzeichnet den linear elastischen Bereich, der sich über die lineare Steigung des E-Moduls definieren lässt als [36]:

$$\sigma_c^{(1)} = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (27)$$

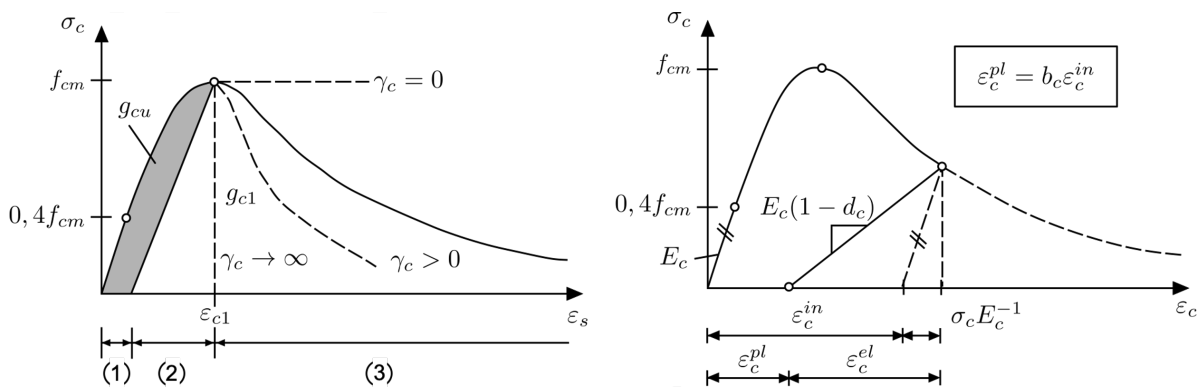


Abbildung 54: Ermittlung des Betonverhaltens unter Druckbelastung [36]

Für den weiteren ansteigenden Ast bis zur maximalen Festigkeit f_{cm} folgt [36]:

$$\sigma_c^{(2)} = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (28)$$

Dazu berechnet sich der modifizierte E-Modul E_{ci} nach Gleichung (29) [36], [178]:

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_c} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 - \frac{4 \cdot f_{cm}}{3 \cdot \varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3} \cdot E_c \quad (29)$$

Der abfallende Ast in Bereich drei ermittelt sich nach Gleichung (30) [18]:

$$\sigma_c^{(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \cdot \varepsilon_c^2}{2 \cdot \varepsilon_{c1}} \right)^{-1} \quad (30)$$

Das Verhalten des abfallenden Astes ist somit von der Funktion γ_c abhängig. Die Funktion γ_c kontrolliert die Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Kurve und ist wie folgt definiert [162]:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \left[g_{c1} - \frac{f_{cm}}{2} \cdot \left(\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0 \quad (31)$$

Bei Annahme einer konstanten Bruchenergie G_{c1} nach [207] kann man über Gleichung (32) den Wert für g_{c1} bestimmen zu [162]:

$$g_{c1} = \frac{G_{c1}}{l_c} \quad (32)$$

Dabei bezeichnet l_c die charakteristische Länge, die von einigen Faktoren wie der Netzstruktur oder der Elementwahl abhängt [162]. In [162] wurde für alle Simulationen die Höhe der Probe als charakteristische Länge gewählt, sodass in der vorliegenden Arbeit ebenfalls die Höhe bzw. Dicke der Probe angesetzt wird. Für b_c wird entsprechend [18] ein Wert von 0,7 angesetzt. Für die Bruchenergie G_{c1} existiert in der Literatur eine breite Spanne an Werten. In [250] wurden Werte zwischen 10 kN/m und 25 kN/m für die Bruchenergie ermittelt, für den Betonvergleich in dieser Arbeit wird ein Wert von 25 kN/m verwendet, da für Bauwerke in Schienennähe von einer hohen Betonfestigkeitsklasse ausgegangen wird.

Um den Schädigungsparameter d_c bestimmen zu können, muss die inelastische Dehnung ε_{c1}^{in} mit dem Faktor b_c multipliziert werden, um den Wert der plastischen Dehnung ε_{c1}^{pl} zu bestimmen [18]. Damit ergibt sich für den Schädigungsparameter d_c [18]:

$$d_c = \frac{\sigma_c \cdot E_c^{-1}}{\tilde{\varepsilon}_c^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c \cdot E_c^{-1}} \quad (33)$$

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter Zugbeanspruchung lässt sich in zwei Bereiche einteilen. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit kann das Verhalten durch einen linearen Anstieg beschrieben werden. Nach Erreichen der Zugfestigkeit kann der abfallende Ast über die Geometrie des Bauteils und der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach [113] bestimmt werden:

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_t} = \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_{cr}} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_{cr}}} - \frac{w}{w_{cr}} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (34)$$

Diese Beziehung basiert auf dem fiktiven Rissmodell nach [108]. Nach diesem Modell wird die Rissöffnungsweite w durch das Produkt der inelastischen Dehnung ε_t^{in} und einem internen Längenparameter l_t ersetzt, der die Elementlänge eines Elements der Betonwand widerspiegelt [18]. Dadurch ergibt sich für die Zugspannung σ_t [18]:

$$\sigma_t = \sigma_t(w = l_t \cdot \tilde{\varepsilon}_t^{in} = l_t(\varepsilon_t - \sigma_t \cdot E_c^{-1})) \quad (35)$$

Für die Konstante c_1 gilt ein Wert von 3 und für c_2 von 6,93 [113]. Für die Rissöffnungsverschiebung w_{cr} gilt [113]:

$$w_{cr} = 5,14 \cdot \frac{G_f}{f_t} \quad (36)$$

Nach [36] kann die Bruchenergie G_f über den Basiswert der Bruchenergie G_{f0} nach Gleichung (37) ermittelt werden:

$$G_f = G_{f0} \cdot (0,1 \cdot f_{cm})^{0,7} \quad (37)$$

Der Basiswert der Bruchenergie ist abhängig von der Größe der Gesteinskörnung des Betons. Nach [36] kann die Bruchenergie über Gleichung (38) ermittelt werden:

$$G_f = (0,0469 \cdot d_a^2 - 0,5 \cdot d_a + 26) \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0,7} \quad (38)$$

Darin bezeichnet d_a die größte Abmessung der Gesteinskörnung. In [255] sind die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zur Ermittlung der Bruchenergie unter verschiedenen Einflussfaktoren aufgeführt. Dabei ist u. a. zu erkennen, dass die Bruchenergie erst bei hohen Dehnraten wesentlich ansteigt.

Für den Schädigungsparameter d_t gilt [18]:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t \cdot E_c^{-1}}{\tilde{\varepsilon}_t^{pl} \cdot \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t \cdot E_c^{-1}} \quad (39)$$

Der dazu benötigte Parameter b_t wurde in [216] experimentell zu 0,1 bestimmt. Die plastische Dehnung ε_t^{pl} lässt sich über die inelastische Dehnung ε_t^{in} multipliziert mit b_t berechnen.

TABELLE 24: ALLGEMEINE EIGENSCHAFTEN EINES C40/50 UND PARAMETER FÜR DAS CDP-MODELL – VARIANTE 1

E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Dichte [kg/m ³]	Dilatations- winkel	Exzentri- zität [-]	f_{b0}/f_{c0} [-]	K_c [-]
35.000	0,20	2.400	38°	0,10	1,16	0,667

Mit den vorgestellten Zusammenhängen lassen sich die Eigenschaften des Betons der Modellierungsvariante 1 ermitteln. In Tabelle 24 sind die allgemein notwendigen Parameter aufgeführt und in Anhang 2 die Zug- und Druckeigenschaften.

4.2.2.2 Verwendete Betonparameter – vereinfachte Parameterberechnung

Im Folgenden wird diese Berechnungsmethode als Variante 2 bezeichnet.

Zur Bestimmung der Kennwerte unter Zugbeanspruchung ohne experimentelle Daten gibt es verschiedene Ansätze, wobei zur Modellierung für Betonvariante 2 auf den Ansatz aus [252] zurückgegriffen wird. Hier erfolgt die Bestimmung der Zugspannungen und zugehörigen Zugdehnungen nach den in Abbildung 55 dargestellten Zusammenhängen. Dieses Modell geht auf ein Modell aus [190] zurück und kann sowohl für Stahlbeton als auch faserbewehrten Beton verwendet werden. Dieses Modell basiert auf der homogenisierten Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die in [90] entwickelt wurde und Zugversteifung, Zugentfestigung sowie lokale Verbundspannungseffekte berücksichtigt.

Aus diesem Modell ergeben sich vier Bereiche, welche durch Definition der vier Eckwerte in ABAQUS beschrieben werden können.

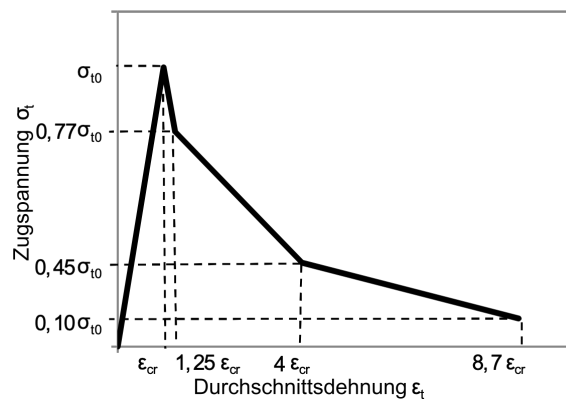


Abbildung 55: Spannungs-Dehnungs-Modell für Beton unter Zugbeanspruchung [252]

Die Ermittlung der Druckeigenschaften des Betons erfolgt nach [115], wobei eine experimentell verifizierte Methode verwendet wird. Mit diesem Modell ist es möglich, die Eigenschaften des Spannungs-Dehnungs-Diagramms des Betons unter einaxialer Druckbeanspruchung bis zu $0,3 \cdot f_{cm}$ beim absteigenden Ast nur über das Bekanntsein der Druckfestigkeit σ_{cu} zu bestimmen. Das zugehörige Spannungs-Dehnungs-Diagramm ist in Abbildung 56 dargestellt.

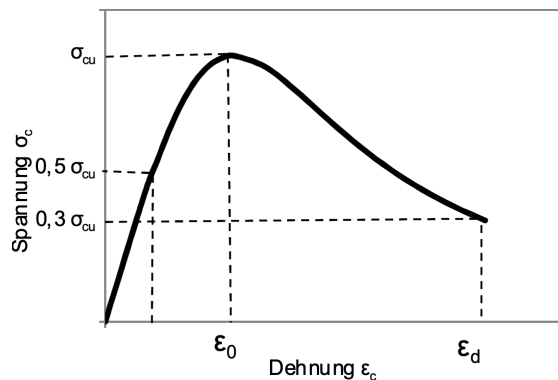


Abbildung 56: Spannungs-Dehnungs-Modell für Beton unter Druckbeanspruchung [252]

Bis zu einer Spannung von $0,5 \sigma_{cu}$ verhält sich der Beton linear nach dem Hooke'schen Gesetz. Nach Erreichen der Fließgrenze bei $0,5 \sigma_{cu}$ kann die Betonspannung bis zu $0,3 \sigma_{cu}$ über Gleichung (40) berechnet werden [252]:

$$\sigma_c = \left(\frac{\beta(\varepsilon_c/\varepsilon_0)}{\beta - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_0)^\beta} \right) \cdot \sigma_{cu} \quad (40)$$

Der Parameter β ermittelt sich nach Gleichung (41) [252]:

$$\beta = \frac{1}{1 - [\sigma_{cu}/(\varepsilon_0 \cdot E_0)]} \quad (41)$$

Die Dehnung ε_0 ist die Dehnung bei der maximalen Spannung σ_{cu} und ermittelt sich wie folgt [252]:

$$\varepsilon_0 = 8,9 \cdot 10^{-5} \sigma_{cu} + 2,114 \cdot 10^{-3} \quad (42)$$

Bei diesen Formeln ist zu beachten, dass die Werte für σ_c , σ_{cu} und E_0 in kip/in² angegeben sind und umgerechnet werden müssen ($1 \text{ N/mm}^2 = 0,145037743 \text{ kip/in}^2$).

Die Schädigungsparameter d_c und d_t werden über folgenden Zusammenhang ermittelt [64]:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}}; \quad d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \quad (43)$$

Mit den angegebenen Gleichungen lassen sich die Druck- und Zugeigenschaften für einen Beton C40/50 entsprechend Anhang 3 bestimmen.

Die verwendeten allgemeinen Materialeigenschaften für das CDP-Modell sind in Tabelle 25 dargestellt.

TABELLE 25: ALLGEMEINE EIGENSCHAFTEN EINES C40/50 UND PARAMETER FÜR DAS CDP-MODELL – VARIANTE 2

E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Dichte [kg/m ³]	Dilatations- winkel	Exzentri- zität [-]	f_{b0}/f_{c0} [-]	K_c [-]
35.000	0,20	2.400	38°	0,10	1,16	0,667

4.2.2.3 Verwendete Betonparameter – Vergleichsvariante aus Literatur

Im Folgenden wird diese Berechnungsmethode als Variante 3 bezeichnet.

Da es in der Literatur bereits Arbeiten gibt, bei denen Anpralluntersuchungen mit dem CDP-Betonmodell durchgeführt wurden, wird als Vergleich ein Beton aus [152] verwendet. Dort ist die generelle Berechnung der Betoneigenschaften angegeben. Verwendet wurde ein Beton B50, der in seinen Eigenschaften etwa dem eines C40/50 entspricht. Die Materialparameter gestalten sich entsprechend Tabelle 26 und Anhang 4.

TABELLE 26: ALLGEMEINE EIGENSCHAFTEN EINES C40/50 UND PARAMETER FÜR DAS CDP-MODELL – VARIANTE 3 NACH [152]

E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Dichte [kg/m ³]	Dilatations- winkel	Exzentri- zität [-]	f_{bo}/f_{co} [-]	K_c [-]
19.700	0,19	2.400	38°	0,10 (nicht angegeben)	1,12	0,666

4.2.3 Auswertungsmethode der Simulationsergebnisse

Der Berechnungszeitraum des Anprallvorgangs wird für die nachfolgenden Simulationen bei 0,2 s angesetzt, da innerhalb dieses Zeitfensters – je nach Steifigkeit und Masse – der Großteil der kinetischen Energie in plastische Verformungsenergie umgewandelt und somit ein Großteil des Anprallvorgangs abgeschlossen ist. Durch einen größeren Berechnungszeitraum wird die Rechenzeit unverhältnismäßig verlängert, ohne relevante Ergebnisse daraus gewinnen zu können. Die Kraft wird in der Output-Datei innerhalb des Berechnungszeitraums in 20.000 Schritten ausgegeben, sodass alle 10^{-5} s ein Wert in die Output-Datei geschrieben wird. Dadurch ist es möglich, die Peaks der Last-Zeit-Funktionen zu berücksichtigen. Zu Beginn des Crashereignisses kommt es bei manchen Szenarien zu starken Oszillationen im Kraftniveau. Diese beruhen auf der numerischen Instabilität zu Beginn des Kontakts zwischen den Kanten der Schalenelemente und der steifen Stahlbetonwand. Daher ist es notwendig, die Last-Zeit-Verläufe zu filtern. Filter zur Verarbeitung von gemessenen Daten werden u. a. auch bei Full-Scale-Tests angewandt, um die von Beschleunigungssensoren gemessenen Werte zu bearbeiten. Auch in numerischen Simulationen kommen Filter zum Einsatz, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten. In der Richtlinie SAE J211-1 [231] werden Anhaltswerte zur Auswertung und Instrumentation von Anpralltests gegeben. Diese Informationen für Anpralltests können auf Anprallsimulationen übertragen werden. In der SAE J211-1 [231] werden u. a. Anhaltswerte für die CFC (Channel Frequency Class) gegeben, die zur Datenauswertung verwendet werden können. Dort wird für die Auswertung der Anprallkraft mindestens ein CFC-60-Filter empfohlen. Zusätzlich sollte die Abtastfrequenz (Sampling Rate) mindestens das zehnfache der Filterfrequenz betragen. Über diese Abtastfrequenz ergibt sich für einen CFC-60-Filter eine Mindestabtastfrequenz von 600 Hz. Unter anderen wurden in [185], [208], [237] und [247] CFC-Filter nach SAE zur Datenauswertung verwendet, wobei meist ein CFC-60-Filter zur Anwendung kam.

In ABAQUS ist es im Post-Processing möglich, auf verschiedene implementierte Filter zurückzugreifen. In dieser Arbeit werden die Anprallkräfte mit einem SAE-CFC-60-Filter und einer minimalen Abtastfrequenz von 600 Hz ausgewertet. Die Grenzfrequenz für diese Einstellung beträgt 1.000 Hz. Oberhalb dieser Grenzfrequenz erfolgt eine Dämpfung der Werte, sodass zu starke Oszillationen ausgeglichen werden können. Dieser Filter führt eine Doppeldurchlauf-, Butterworth-Filterung zweiter Ordnung ohne Phasenverschiebung durch [230]. Für einzelne Details der Filterung wird auf die SAE J211-1 [231] verwiesen.

Durch die Filterung werden die numerischen Instabilitäten geglättet, ohne die Kraft-Peaks zu vernachlässigen. Die Filterung der Ergebniswerte ist außerdem meist nur innerhalb der ersten 0,005 s des Anprallereignisses von Bedeutung, da anschließend keine starken Oszillationen mehr auftreten und sich die gefilterten und ungefilterten Werte auf nahezu demselben Niveau befinden.

4.2.4 Vergleich der Betonmodelle

Die vorgestellten Betonmodelle werden für den senkrechten Anprall (Anprall in y-Richtung) eines Schienenfahrzeugs an eine Wand mit unterschiedlichen Wandhöhen untersucht. Dazu werden Wandhöhen von 7 m, 8 m und 9 m betrachtet, jeweils mit einer Wandlänge von 20 m und einer Wanddicke von 0,8 m. Für diese Vergleichsberechnung wird vorerst eine Einspannung an der Ober- und Unterseite der Wand angenommen. Für die untersuchte Anprallsituation werden u. a. die Anprallkräfte, die Wandverformungen und die Schädigungsparameter betrachtet. Die Schädigungsparameter DAMAGE-C und DAMAGE-T dienen der Auswertung der Schädigung der einzelnen Betonelemente, auf Basis der festgelegten Schädigungsparameter d_c und d_t . Eine Schädigung wird dabei durch eine Herabsetzung der elastischen Steifigkeit berücksichtigt, sodass sich die Spannungen in die weniger beschädigten Bereiche umlagern. Die Schädigungsparameter wurden zur Gewährleistung der numerischen Stabilität und aufgrund der unterschiedlichen Parameterberechnung der verwendeten Modelle nicht bis zu einer Schädigung von 100 % (d_t bzw. $d_c = 1$) definiert. Die Schädigungsparameter mit den zugehörigen Dehnungen sind in Anhang 2 bis Anhang 4 dargestellt. Demnach ist für die vorgestellte Berechnungsvariante 2 im Druckbereich eine maximale Schädigung von 70 % und im Zugbereich von 90 % möglich, was jedoch auf Basis der Definition in diesem Modell einer vollständigen Schädigung dieser Elemente entspricht.

4.2.4.1 Vergleich der Last-Zeit-Funktionen

Die Anpralluntersuchung wird mit dem bereits erläuterten Schienenfahrzeugmodell durchgeführt. Zum Vergleich der Anprallkräfte sind in Abbildung 57 und Abbildung 58 beispielhaft die Last-Zeit-Funktionen für Anprallgeschwindigkeiten von 50 km/h und 120 km/h für die drei vorgestellten Betonmodellierungsvarianten dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass sich die Kräfte an der Anprallstelle für die unterschiedlichen Modelle nur sehr gering unterscheiden. Da dies bei den weiteren betrachteten Geschwindigkeiten und Anprallsituationen identisch ist, werden diese hier nicht weiter aufgeführt.

An den Ergebnissen der Anpralluntersuchungen ist gut zu erkennen, dass die Wahl des Betonmodells auf den resultierenden Last-Zeit-Verlauf keinen wesentlichen Einfluss besitzt. Für die unterschiedlichen Betonvarianten werden daher die Verformungen und Schädigungsparameter betrachtet.

4.2.4.2 Vergleich der Schadensbilder (DAMAGE-C, DAMAGE-T)

Die Berechnung der Schädigungsparameter d_c und d_t wurde bereits erläutert. Unter Berücksichtigung der definierten Schädigungsparameter kommt es in Abhängigkeit von der plastischen Dehnung des Betons zu einer unterschiedlich stark ausgeprägten Schädigung, welche sich durch eine Herabsetzung der elastischen Steifigkeit definiert.

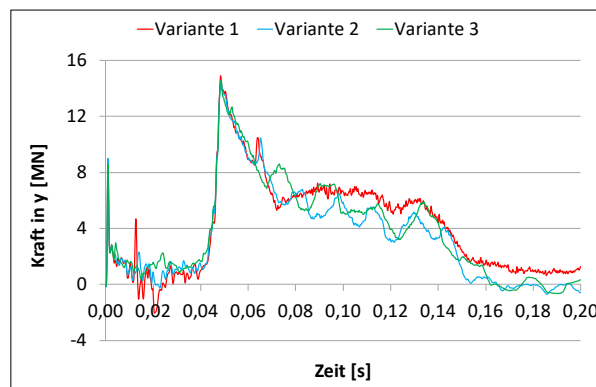


Abbildung 57: Last-Zeit-Diagramm für den Anprall mit 50 km/h für die drei betrachteten Betonvarianten in Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei einer Wandhöhe von 7 m, Wanddicke von 0,8 m und Wandlänge von 20 m – Abaqus

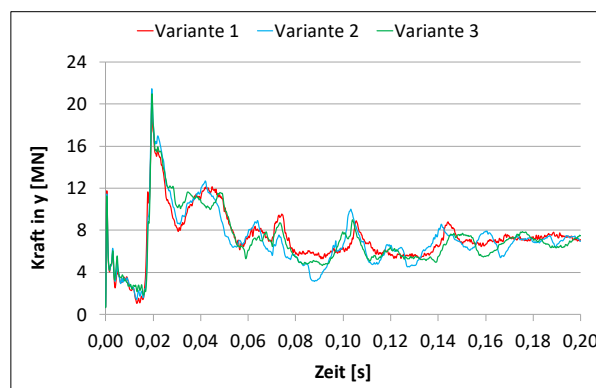


Abbildung 58: Last-Zeit-Diagramm für den Anprall mit 120 km/h für die drei betrachteten Betonvarianten für die Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei einer Wandhöhe von 7 m, Wanddicke von 0,8 m und Wandlänge von 20 m – Abaqus

Die Steifigkeitsabminderung wird durch eine Verringerung des E-Moduls in Abhängigkeit von dem Schädigungsparameter d und dem ursprünglichen E-Modul (E_0) jeweils für den Druck- und Zugbereich definiert als:

$$E = (1 - d) \cdot E_0 \quad (44)$$

Ein Vergleich der Schädigungsausprägung aufgrund der unterschiedlichen Definition des Betons ist in den folgenden Abbildungen wiedergegeben. Zuerst werden die Schädigungsparameter für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit einem Anprallwinkel von 90° an die Wandseite mit einer Geschwindigkeit von 120 km/h für Betonvariante 1 betrachtet. Die weiteren Modellabmessungen entsprechen den bereits im vorherigen Abschnitt erläuterten Kenndaten. Die Legenden der Abbildungen beziehen sich jeweils auf die definierten Schädigungsparameter, welche für die verschiedenen Betonvarianten im Anhang dargestellt sind.

Es werden nachfolgend nur die Ergebnisse für eine Wandhöhe von 7 m dargestellt, da sich die Ergebnisse für unterschiedliche Wandhöhen kaum unterscheiden.

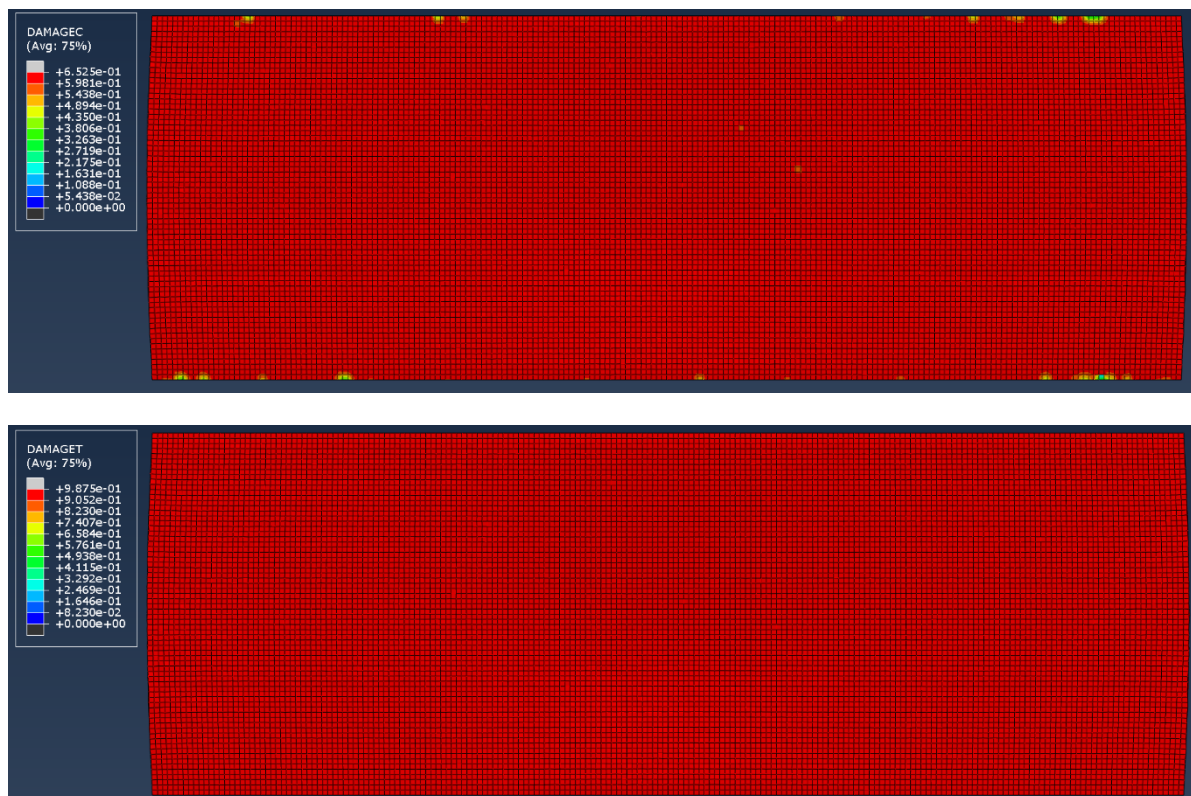


Abbildung 59: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 1; oben: DAMAGE-C (Druck-Schädigung); unten DAMAGE-T (Zug-Schädigung); Wandvorder- und Wandrückseite quasi-identisch; Wandhöhe 7 m – Abaqus

Die Ergebnisse der Schädigung für Betonvariante 1 zeigen bei einer Anprallgeschwindigkeit von 120 km/h eine komplette Schädigung der Betonwand, auf Basis der definierten Parameter d_c und d_t . Unabhängig von der Wandhöhe unterscheiden sich diese Ergebnisse kaum. Die komplette Schädigung deutet auf ein Problem mit den Eigenschaften des Betons hin. Aufgrund der kompletten Schädigung des Betons wird auf diese Betonvariante nicht weiter eingegangen.

Als Nächstes wird der Anprall für Betonvariante 2 unter denselben Anprallbedingungen betrachtet. Die Ergebnisse sind in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt.

Für Betonvariante 2 ergibt sich für den Anprall mit einer Geschwindigkeit von 120 km/h erwartungsgemäß ein quasi-identisches Bild der Schädigungsparameter für die unterschiedlichen Wandhöhen. Infolge Druckbeanspruchung ist lediglich eine sehr geringe Schädigung an der Anprallseite der Wand zu erkennen, sodass die Druckbelastung größtenteils geringer als die Druckfestigkeit des Betons ist. Die beschädigten Elemente befinden sich an den Untergestell- und Dachbereichen des anprallenden Schienenfahrzeuges. Im Zugbereich sind die Schädigungen wesentlich ausgeprägter und unterscheiden sich: An der Wandvorderseite zeigen sich die größten Schädigungen im Bereich des Wagenkastens des anprallenden Schienenfahrzeuges. An der Wandrückseite ergeben sich horizontale und vertikale Risse. Dies erscheint aufgrund der Biegebelastung realistisch, sodass sich in den Rissbereichen die Spannungen abbauen und es in den benachbarten Elementen zu keiner Schädigung kommt, sondern erst nach einem gewissen Abstand wieder.

Die Ergebnisse derselben Anprallsituation für Betonvariante 3 sind auf der folgenden Seite dargestellt.

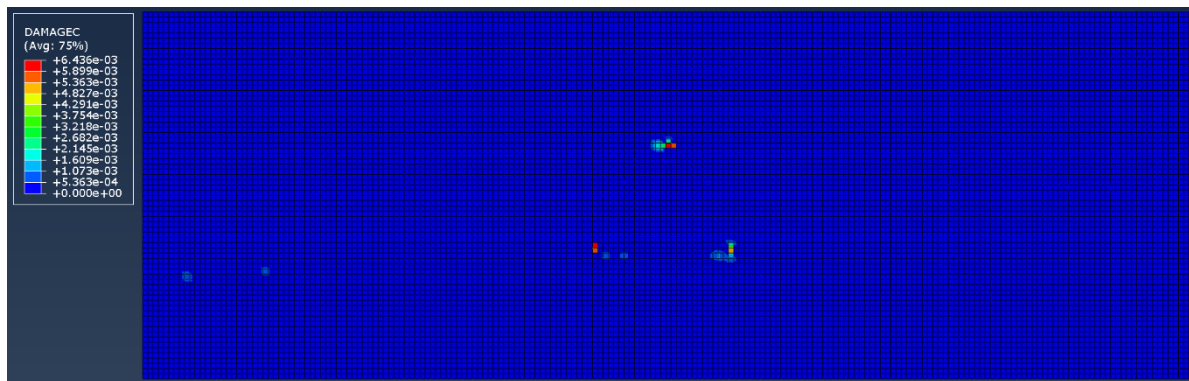


Abbildung 60: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-C (Druck-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

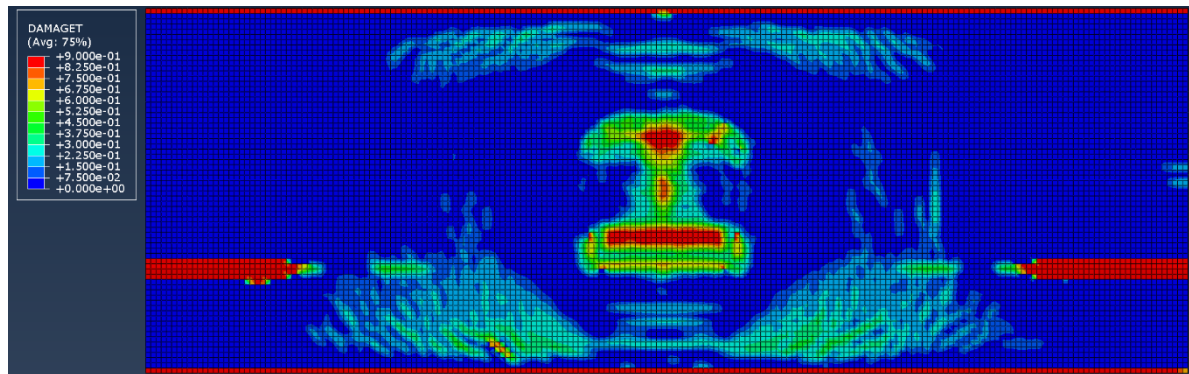


Abbildung 61: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

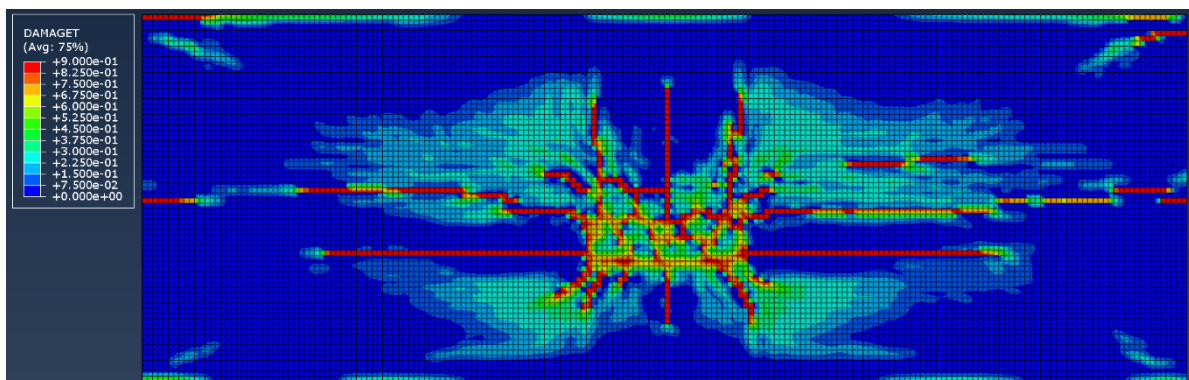


Abbildung 62: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandrückseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

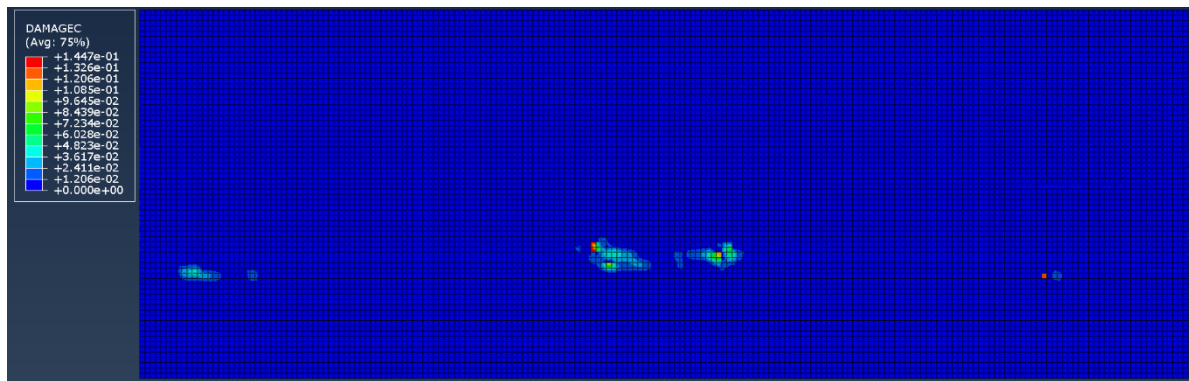


Abbildung 63: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-C (Druck-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

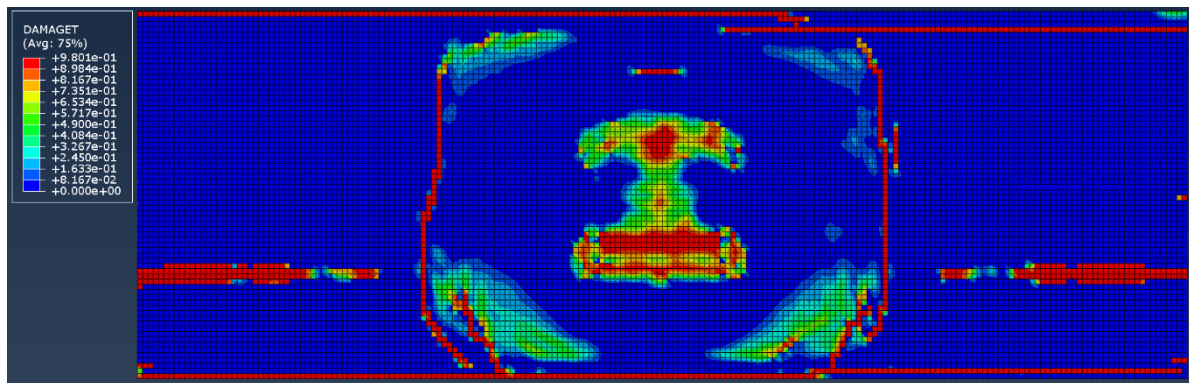


Abbildung 64: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

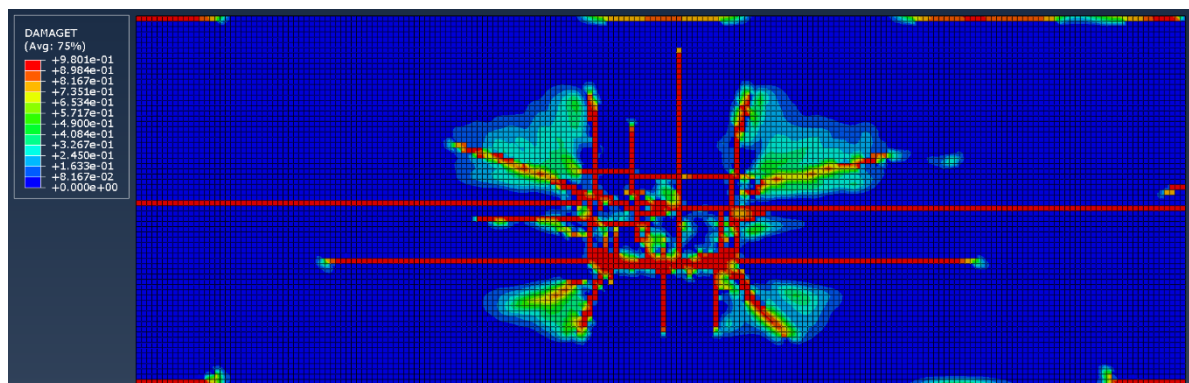


Abbildung 65: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandrückseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus

Die Ergebnisse für die Anpralluntersuchung mit Betonmodell 3 ähneln den Ergebnissen für Betonmodell 2, wodurch zusätzlich bestätigt wird, dass mit Betonmodell 1 erzielten Ergebnisse unrealistisch sind.

Im nächsten Abschnitt wird weiter auf die Verformungen der Betonwand bei den Anpralluntersuchungen für die unterschiedlichen Betonmodelle eingegangen.

4.2.4.3 Vergleich der Verformungs-Zeit-Funktionen

Es werden die Verformungen der Wand an der Anprallseite auf Höhe des Mittelpunktes des anprallenden Wagenkastens ausgewertet. Die Verformungen können mit den einwirkenden Kräften überlagert werden, um die Kraft-Verformungs-Verläufe der Stahlbetonwand zu erhalten. Die Kraft-Verformungs-Verläufe spiegeln die Steifigkeit des Bauteils wider und können somit als nichtlineare Funktion ins Matlab-Modell integriert werden, um auch die Plastizität des Betons zu berücksichtigen.

Anhand der Verschiebungs-Zeit-Funktionen können die Verformungen für die unterschiedlichen Betonmodelle untersucht werden, da beim Last-Zeit-Verlauf kaum Unterschiede für die einzelnen Betonmodelle erkennbar waren.

Da sich bereits herausgestellt hat, dass mit Betonvariante 1 keine nachvollziehbaren Ergebnisse ermittelt werden, wird auf dieses hier nicht weiter eingegangen.

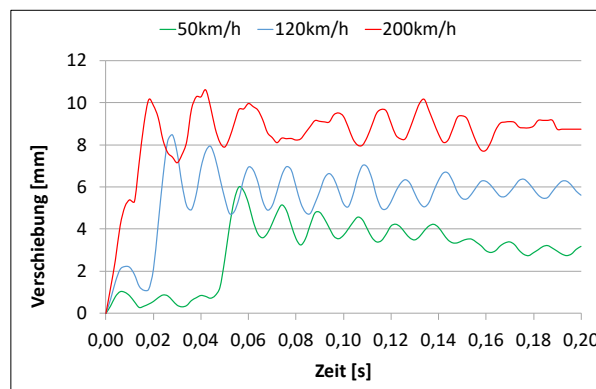


Abbildung 66: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 2 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus

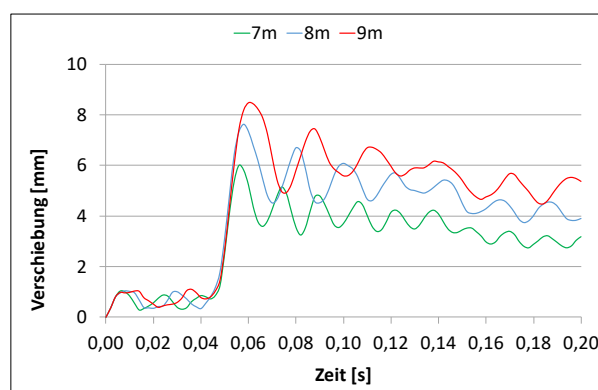


Abbildung 67: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 2 bei 50 km/h Anprallgeschwindigkeit und unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus

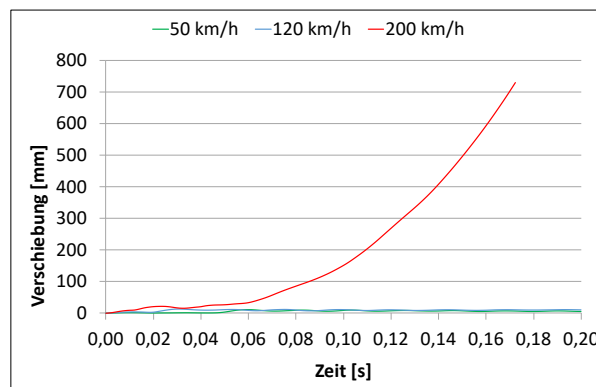


Abbildung 68: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 3 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus

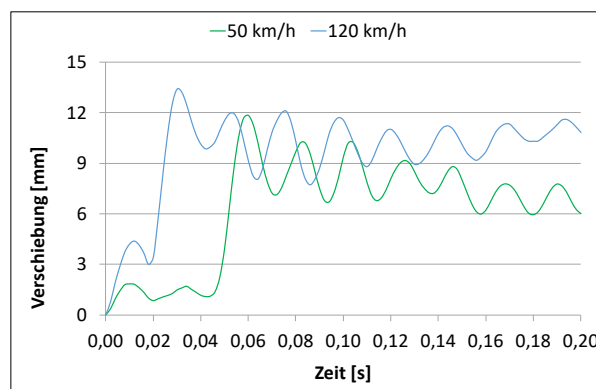


Abbildung 69: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 3 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus

Durch die Anprallsimulationen können verschiedene Erkenntnisse gewonnen werden. Infolge einer vergrößerten Wandhöhe kommt es bei den einzelnen Betonwänden zu einer größeren Durchbiegung, was den Erwartungen aufgrund der größeren Stützweite der Wand entspricht. Ebenso kommt es infolge höherer Anprallgeschwindigkeiten erwartungsgemäß zu größeren Wandverformungen. Bei der Betrachtung des Verformungs-Zeit-Verlaufs für Betonmodell 3, welches für den Schädigungsparameter noch ähnliche Ergebnisse zu Betonmodell 2 lieferte, fällt auf, dass sich die Verformungen bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h zu unrealistischen Ergebniswerten vergrößern. Dies zeigt sich durch eine starke Ausbeulung der Wand, wie sie in der Realität nicht auftreten kann. Lediglich mit Betonmodell 2 erhält man sowohl bei den Verformungen als auch den Schädigungsparametern realistische und plausible Ergebnisse, sodass dieses Modell für die weiteren Simulationen verwendet wird.

4.2.5 Definition der Anprallsituationen/Kraftvergleich

Für den Anprall eines Schienenfahrzeuges an den Wandkopf oder die Wandseite können insgesamt sechs relevante Anprallsituationen definiert werden, welche in Abbildung 70 dargestellt sind. Am Wandkopf kann es zu einem orthogonalen mittigen Anprall des Schienenfahrzeuges kommen (Anprallsituation 1; Anprall in x-Richtung, Anprallwinkel 0°). Des Weiteren kann es zu einem orthogonalen Anprall des Schienenfahrzeuges an den Wandkopf ohne Anprallwinkel kommen, bei dem die Seitenwand des Schienenfahrzeuges auf die Wandmittelachse trifft (Anprallsituation 2; Anprall in x-Richtung, Anprallwinkel 0°). Kommt es zum Anprall an den Wandkopf unter einem Winkel, kann dies zu einem Anprall

führen, bei dem die Mittelachse des Schienenfahrzeuges auf die Mittelachse der Wand zusteuert (Anprallsituation 3; Anprall in x-Richtung unter einem Winkel $> 0^\circ$) oder die Mittelachse des Schienenfahrzeuges auf die Wandaußenkante zusteuert (Anprallsituation 4; Anprall in x-Richtung unter einem Winkel $> 0^\circ$). Alle weiteren denkbaren Anprallmöglichkeiten sind hinsichtlich der Anprallbelastung günstiger und daher für die Bemessung irrelevant. Der Anprall an die Wandseite hingegen kann entweder unter einem beliebigen Winkel $< 90^\circ$ (Anprallsituation 5; Anprall in y-Richtung) oder orthogonal zur Wandseite (Anprallsituation 6, Anprall in y-Richtung, Anprallwinkel 90°) erfolgen.

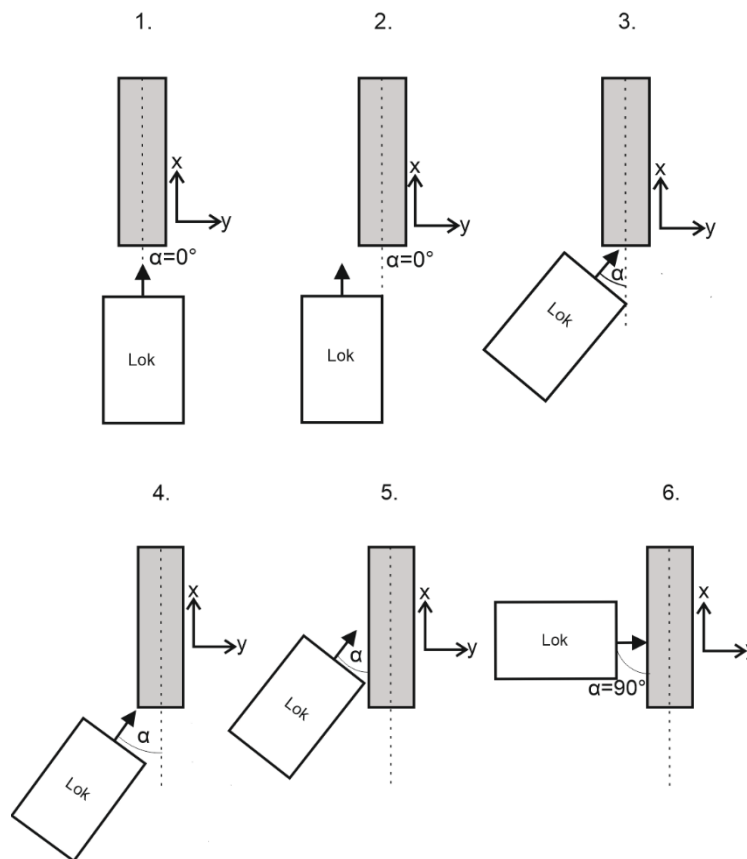


Abbildung 70: Mögliche Anprallsituationen an den Wandkopf (Anprallsituationen 1 bis 4) und an die Wandseite (Anprallsituationen 5 und 6)

Das in Abschnitt 4.1 vorgestellte ICE-1-Mittelwagenkastenmodell mit der vereinfachten Frontstruktur und der erläuterten Massenverteilung wird in den verschiedenen Anprallsituationen betrachtet. Dabei werden zudem unterschiedliche Wanddicken untersucht. In den nachfolgenden Tabellen sind die maximalen Anprallkräfte der einzelnen Anprallsituationen aufgeführt. Die in den nachfolgenden Tabellen aufgelisteten Werte sind jeweils die maximalen Kraftwerte, die sich im simulierten Anprallzeitraum von 0,2 s ergeben, wobei es teilweise zu numerischen Problemen kommt, sodass für diese Simulationen ein kürzerer Anprallzeitraum berechnet wird. Dies ist für die maximalen Anprallkräfte bei Anprallsituation 6 nicht relevant, da diese zu Beginn des Anprallereignisses auftreten. In der Tabelle sind zusätzlich zu den ABAQUS-Berechnungen die Ergebniswerte der MATLAB-Simulationen aufgeführt.

TABELLE 27: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 1 (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB)

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 1					
		Kraft in x-Richtung an Wandkopf [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandkopf [MN]		
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]		
v [km/h]		0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50		4,70	5,10	4,99	0,24	0,31	0,28
		3,17	2,77	3,42	0,35	0,22	0,55
120		7,41	6,40	8,07	0,79	0,52	1,22
		7,41	6,40	8,07	0,79	0,52	1,22
200		9,98	9,98	11,30	1,00	1,00	0,58
		11,12	9,71	11,90	1,21	0,81	1,82

TABELLE 28: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 2 (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB)

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 2				
		Kraft in x-Richtung an Wandkopf [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandkopf [MN]	
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]	
v [km/h]	0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50	5,48	6,00	6,10	0,63	0,67	0,60
	4,11	3,53	3,75	0,58	0,67	0,70
120	9,96	8,36	8,96	1,28	1,48	1,56
	9,96	8,37	8,96	1,29	1,48	1,57
200	13,39	14,12	14,32	2,56	2,68	2,62
	13,56	12,20	12,74	1,92	2,21	2,33

TABELLE 29: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 3 AN WANDSEITE (OBEN) UND AN WANDKOPF (UNTEN) (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB)

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 3					
		Kraft in x-Richtung an Wandseite [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandseite [MN]		
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]		
v [km/h]		0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50		2,21	2,22	1,94	4,37	4,41	4,54
		1,45	1,49	1,63	4,04	4,02	4,06
120		3,20	3,31	3,60	9,77	9,72	9,82
		3,21	3,31	3,61	9,78	9,72	9,82
200		4,69	5,01	4,57	12,80	11,12	12,74
		4,82	4,98	5,43	13,40	13,36	13,45

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 3					
		Kraft in x-Richtung an Wandkopf [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandkopf [MN]		
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]		
v [km/h]		0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50		3,15	3,12	2,76	1,08	1,02	1,07
		2,61	2,72	2,93	0,71	0,95	0,96
120		5,99	6,27	6,81	1,58	2,11	2,12
		5,99	6,28	6,82	1,58	2,12	2,13
200		--- (*)	--- (*)	--- (*)	3,15	3,63	2,36
		9,09	9,52	10,34	2,35	3,16	3,17

* Berechnung in ABAQUS aufgrund numerischer Instabilitäten nicht bis zum Ende des Berechnungszeitraums möglich. Maximalwert in x-Richtung an Wandkopf stellt sich erst nach dem berechneten Zeitraum ein und ist daher nicht vergleichbar. Die maximalen Werte an der Wandseite und der y-Richtung am Wandkopf werden dadurch nicht beeinflusst, da diese zu einem früheren Zeitpunkt auftreten.

TABELLE 30: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 4 AN WANDSEITE (OBEN) UND AN WANDKOPF (UNTEN) (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB)

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 4				
		Kraft in x-Richtung an Wandseite [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandseite [MN]	
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]	
		v [km/h]	0,60	0,80	1,00	0,60
50	2,27	2,22	2,06	3,85	3,99	3,88
	1,53	1,57	1,59	4,04	4,02	5,39
120	3,40	3,49	3,52	9,77	9,72	12,08
	3,40	3,49	3,53	9,77	9,72	12,08
200	5,27	4,37	5,52	--- (*)	--- (*)	--- (*)
	5,12	5,26	5,30	13,40	13,36	15,54

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 4				
		Kraft in x-Richtung an Wandkopf [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandkopf [MN]	
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]	
		v [km/h]	0,60	0,80	1,00	0,60
50	3,55	3,71	3,72	0,89	1,35	1,64
	2,35	2,31	2,70	0,67	0,81	0,92
120	5,32	5,23	6,22	1,49	1,79	2,04
	5,32	5,23	6,22	1,49	1,80	2,04
200	7,41	7,20	8,14	2,79	2,71	3,01
	8,06	7,92	9,44	2,22	2,68	3,05

* Berechnung in ABAQUS aufgrund numerischer Instabilitäten nicht bis zum Ende des Berechnungszeitraums möglich. Maximalwert in x-Richtung an Wandkopf stellt sich erst nach dem berechneten Zeitraum ein und ist daher nicht vergleichbar. Die maximalen Werte an der Wandseite und der y-Richtung am Wandkopf werden dadurch nicht beeinflusst, da diese zu einem früheren Zeitpunkt auftreten.

TABELLE 31: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 5 UNTER EINEM WINKEL VON 45° (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB), AUSGEWERTET AN DER ANPRALLZUGEWANDTEN SEITE

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 5				
		Kraft in x-Richtung an Wandseite [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandseite [MN]	
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]	
v [km/h]	0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50	0,68	0,68	0,71	2,24	2,24	2,34
	0,81	0,73	0,75	2,63	2,37	2,43
120	1,81	1,62	1,67	6,04	5,36	5,53
	1,81	1,62	1,67	6,04	5,37	5,53
200	3,15	3,24	3,18	10,37	10,64	10,49
	2,69	2,42	2,49	9,17	8,13	8,38

TABELLE 32: MAXIMALE ANPRALLKRÄFTE FÜR ANPRALLSITUATION 6 (OBERER WERT: ABAQUS, UNTERER WERT: MATLAB), AUSGEWERTET AN DER ANPRALLZUGEWANDTEN SEITE

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 6				
		Kraft in x-Richtung an Wandseite [MN]			Kraft in y-Richtung an Wandseite [MN]	
		Wanddicke [m]			Wanddicke [m]	
v [km/h]	0,60	0,80	1,00	0,60	0,80	1,00
50	0,41	0,51	0,29	14,60	14,84	14,89
	0,29	0,39	0,41	11,76	11,70	11,72
120	0,67	0,88	0,92	20,27	20,92	20,78
	0,67	0,88	0,92	20,27	20,92	20,78
200	2,59	1,57	2,54	34,27	33,11	34,13
	1,03	1,33	1,39	31,38	32,63	32,39

Anhand der Auswertung der maximalen Anprallkräfte in den unterschiedlichen Anprallsituationen wird deutlich, dass für den Anprall an den Wandkopf (Anprall in x-Richtung) Anprallsituation 2 maßgebend ist. Bei Anprallsituation 1 hingegen prallt nur ein Teil des oberen und unteren Wagenkastenbereichs gegen die Wand, sodass eine geringere Steifigkeit des Wagenkastens aktiviert wird. Die Anprallkräfte bei Anprallsituation 2 sind am Wandkopf zudem größer als in den Anprallsituationen 3 und 4, bei denen aufgrund des Anprallwinkels ein großer Teil der Belastung orthogonal auf die Wandseite wirkt.

Für den Anprall an die Wandseite (Anprall in y-Richtung, Anprallsituation 6) ergeben sich große Anprallkräfte, welche allerdings nur über einen kurzen Zeitraum einwirken, da die Verformung des Wagenkastens nach einer Erstschädigung auf einem geringeren Kraftniveau möglich ist.

Bei den Anprallkräften ergibt sich durch unterschiedliche Wanddicken kein wesentlicher Einfluss. Teilweise etwas geringere oder höhere Kräfte basieren vorwiegend auf der Numerik der FE-Simulationen. Da es bei den klein gewählten Zeitschritten zu Oszillationen der Kraftwerte infolge Konvergenzproblemen kommt, vor allem zu Beginn des Kontakts zwischen Schienenfahrzeug und Bauwerk, lassen sich die geringen Unterschiede in den Anprallkräften dadurch begründen. Betrachtet man die Wandverformungen, kann der Wanddicke aufgrund größerer Steifigkeit ein deutlich größerer Einfluss zugeordnet werden. Die Wandverformungen werden im Zuge der Parameterstudie in Abschnitt 4.4 detaillierter betrachtet.

Ein genauerer Vergleich zwischen den ABAQUS-Simulationen mit den Matlab-Simulationen erfolgt im weiteren Verlauf der Arbeit. Es wird jedoch bereits aus diesen Simulationen deutlich, dass sich die Ergebnisse meist nur geringfügig unterscheiden.

Für die in Abschnitt 4.4 durchgeführte Parameterstudie werden die Anprallsituationen 2 und 6 betrachtet, da sich infolge dieser maßgebende Einwirkungen auf den Wandkopf bzw. die Wandseite ergeben.

4.3 Validierung der Ergebnisse

4.3.1 Grob-Modell

Neben der bekannten FE-Methode kommen häufig Masse-Feder- bzw. Masse-Feder-Dämpfer-Systeme für die Simulation deformierbarer Festkörper zum Einsatz. Die Definition des Modells fängt mit der räumlichen Diskretisierung des Objekts durch Punktmassen an, die durch Federelemente miteinander verbunden sind. Die Federelemente haben meist eine vernachlässigbare Masse und fassen i. d. R. die mechanischen Eigenschaften des modellierten Körpers zusammen. Durch die räumliche Diskretisierung werden die volume-trischen Effekte des Körpers eliminiert. Jeder Massepunkt m_i wird durch einen Ortsvektor x_i und eine Geschwindigkeit v_i oder \dot{x}_i definiert. Dieses Modell kann auf ein Masse-Feder-Dämpfer-System erweitert werden. Dabei werden die Federelemente mit Dämpfungselementen parallel geschaltet. Unter Vernachlässigung der Reibung kann das System kinetische und potenzielle Energie speichern. Daher muss physikalisch gelten, dass die Summe der potenziellen und kinetischen Energie des Systems über die Zeit konstant bleibt (Energieerhaltung).

Wolf et al [256] verwendete ein diskretes Masse-Feder-Modell, um die Last-Zeit-Funktion für den Anprall eines Flugzeugs zu bestimmen. Dabei wird das Flugzeug durch eine, senkrecht zum gestoßenen Tragwerk, gerade angeordnete Kette von konzentrierten Massepunkten modelliert, die mit Federelementen miteinander verknüpft sind. Das Tragwerk wird ebenfalls durch ein Masse-Feder-Dämpfer-System repräsentiert.

Um die Last-Zeit-Funktion für den Anprall eines Zuges zu ermitteln, verwendeten Grob und Hajdin [99] ein diskretes Masse-Feder-Modell. Sie verwendeten dabei ein auf die Untersuchung der Tragstruktur der verschiedenen Zugteile gestütztes Rechenmodell, welches sich aus einer Reihe diskreter Massen- und Federelemente zusammensetzt. Die Federelemente werden dabei mit nichtlinearen Federkennlinien dargestellt, die das nichtlineare Verhalten der Schienenfahrzeugstruktur und die Entfestigung im postkritischen Bereich berücksichtigen können.

Grob und Hajdin [99] gingen davon aus, dass die Tragwerke wegen ihrer relativ hohen Steifigkeit und ihres großen Bruchwiderstandes im Vergleich mit den Zügen nur relativ geringe elastische sowie plastische Deformationen aufweisen. Dementsprechend folgt, dass die gesamte kinetische Energie durch plastische Verformungen des anprallenden Objekts, d. h. des Zuges, aufgenommen wird. Die Autoren sind also von einem weichen Stoß beim Anprall ausgegangen. Somit konnte die Berechnung des Stoßvorgangs mit zwei getrennten dynamischen Untersuchungen durchgeführt werden. Das bedeutet, dass zuerst die dynamische Untersuchung des stoßenden Körpers bzw. des Systems von anprallenden Körpern unter der Annahme eines starren getroffenen Objekts durchgeführt werden kann. Die daraus berechnete Last-Zeit-Funktion der Anpralllast wird danach zur dynamischen Untersuchung des gestoßenen Bauteils verwendet. Durch eine entsprechende Modellierung der Federkennlinien wird die auftretende große plastische Verformung beim Anprall vom Schienenfahrzeug berücksichtigt. Für das Modell wird eine eindimensionale Bewegung aller Kettenglieder in x-Richtung vorausgesetzt.

Durch ein entsprechendes Kraft-Verformungs-Diagramm kann das Verhalten der einzelnen Federelemente definiert werden. Abbildung 4 gibt ein Beispiel für diese Art von Diagramm, wobei F die Kraft der Feder und δ die Verformung bezeichnet. Die reale Form dieser Diagramme ist vom Deformationsverhalten der untersuchten Lokomotiven und der Wagen abhängig. Die Verformung δ_i eines Federelements E_i wird dabei wie folgt berechnet:

$$\delta_i = w_{i+1} - w_i \quad (45)$$

Dabei ist w_i die Verschiebung des Massepunkts m_i und w_{i+1} die Verschiebung des Massepunkts m_{i+1} in x-Richtung, wie in Abbildung 4 dargestellt.

Auf das Massenelement wirken die Federkräfte F_i und F_{i-1} , die eine Funktion der Verschiebung δ sind, siehe Abbildung 5. Die Bewegungs-Differentialgleichung, die zur Beschreibung eines Masse-Feder-Dämpfer-Systems verwendet wird, lautet wie folgt [99]:

$$[M]\ddot{w} + [C]\dot{w} + [K]w = 0 \quad (46)$$

Mit M : Massenmatrix, C : Dämpfungsmatrix, K : Steifigkeitsmatrix, \ddot{w} : Beschleunigung, \dot{w} : Geschwindigkeit und w : Verschiebung.

Grob und Hajdin [99] haben die Dämpfung vernachlässigt. Deswegen entfällt bei der Berechnung von Anpralllasten der zweite Term der Bewegungsgleichung (46). Dadurch lautet die vereinfachte Differentialbewegungsgleichung für einen Knoten i mit einer Masse m_i und Geschwindigkeit v_i :

$$\ddot{w} = \frac{-f(\delta_i) + f(\delta_{i-1})}{m_i} \quad (47)$$

Zur Lösung des Anfangsrandwertproblems in Gleichung (45) sind folgende Anfangsbedingungen notwendig:

$$\begin{aligned} w(t_0) &= 0 \\ w(t_n) &= 0 \\ \dot{w}(t_0) &= v_0 \\ \Delta \dot{w}(t_n) &= \dot{w}(t_n) \end{aligned} \quad (48)$$

Die Berechnung der zeitabhängigen Anprallkraft $F^*(t)$, die auf das starre Tragwerk wirkt, erfolgt schrittweise, wie in Abbildung 5 (rechts) dargestellt. Solange die Geschwindigkeit w_i größer null ist, entspricht die Anprallkraft $F^*(t)$ der Federkraft F_i des Federelements E_i . Sobald die Geschwindigkeit w_i null wird, kommt die Masse m_i zum Stillstand. Dadurch wird das Federelement E_i überbrückt und die Federkraft F_{i-1} direkt auf das Tragwerk übertragen. Durch Einführung eines starren Kupplungsstabes kann beim Anhalten der Massen die Überbrückung der Federelemente berücksichtigt werden. Gleichung (46) mit den Anfangsbedingungen aus (48) lässt sich entweder numerisch oder analytisch lösen. [99]

Grob und Hajdin [99] verwendeten dieses Modell, um die Last-Zeit-Funktion einer Lokomotive des Typs Re 6/6 zu bestimmen, die mit Schnellzugwagen des Typs EW IV verbunden ist. Hierbei haben sie die Federkennlinien über eine Analyse der Tragstruktur der Lokomotive und der Wagen bestimmt. Die Berechnung der Federkennlinien basierte auf einer theoretischen Untersuchung des Deformationsverhaltens der Zugbauteile. Die untersuchte Lok RE 6/6 besitzt eine Masse von 120 t und besteht aus einem komplexen System verschiedener Bauteile, die ein unterschiedliches Deformationsverhalten besitzen. Deswegen gingen die Autoren von einer stark vereinfachten Tragstruktur aus, die sich aus dem Lokrahmen und den drei Drehgestellen zusammensetzt.

Abbildung 20 zeigt die Einteilung der tragenden Struktur – gemäß ihrer Steifigkeit – in drei verschiedene Gruppen. Die erste Gruppe besteht aus leicht deformierbaren Elementen. Zu dieser Gruppe gehören Puffer und Längsträger des Lokrahmens im Bereich der Drehgestelle. Die mittelharten Teile bilden die zweite Gruppe, die aus Querträgern des Lokrahmens, Quer- und Längsträger der Drehgestelle sowie Motorhaltern bestehen. Diese Teile verformen sich erst bei höheren Belastungen. Die Stoßbalken sowie die Antriebsmotoren sind dabei als harte Teile klassiert. Die Stoßbalken sind die äußeren Querträger des Lokrahmens. [99]

Anschließend erfolgte in [99] die Ermittlung der Fließkraft für jedes Bauteil. Dabei wurden das lokale Beulen der Bleche und die mitwirkende reduzierte Querschnittsfläche berücksichtigt. Auf der sicheren Seite liegend, wurde anstatt der üblichen Fließspannung der Stahlgüte Fe 360, die normalerweise 235 N/mm^2 beträgt, eine Fließspannung von 290 N/mm^2 verwendet, die dem 90-%-Quantil entspricht. Dadurch kann eine mögliche Erhöhung der Fließspannung infolge der Dehnratensensitivität berücksichtigt werden. Da sich das Tragverhalten eines Bauteils nach Ausbildung plastifizierter Querschnitte im postkritischen Bereich ändern kann, wurde dieses Verhalten anhand eines vereinfachten Rechenmodells ermittelt (Abbildung 21). Die aus diesem Rechenmodell erhaltenen Kraft-Verformungs-Diagramme wurden unter Ausnutzung der Gleichung (49) als Rechteckdiagramm vereinfacht. Somit wird die Programmierung des Modells für die Berechnung der Anprall-Last-Zeit-Funktion für ein nichtlineares Materialverhalten erheblich erleichtert. [99]

$$F_y \Delta I_R = \int_0^{\Delta l_{max}} F d(\Delta l) \quad (49)$$

Entsprechend des Aufbaus der Lok mit drei Drehgestellen wurde sie in drei Abschnitte zerlegt. Jeder Abschnitt wurde durch einen Massepunkt mit einer Masse von 40 t vereinfacht. Abbildung 21 stellt die ermittelten stufenförmigen Federkennlinien dar, die aus den jeweiligen Anteilen der tragenden Bauteile bestehen. Das lineare Verhalten der Federn bei Entlastung wurde in [99] nicht berücksichtigt, da die Ergebnisse dadurch kaum beeinflusst werden. Die Schnellzugwagen EW IV sind wesentlich weicher als die Lokomotive. Deswegen spielen sie beim Anprallvorgang eine untergeordnete Rolle. Sie wurden als ein Massepunkt mit einer Masse von jeweils 40 t durch die in Abbildung 21 dargestellte Federkennlinie simuliert. Die Ermittlung der Federkennlinie des Wagens wurde ähnlich zu der Ermittlung der Federkennlinie der Lok durchgeführt. Die Überprüfung des gestoßenen Körpers, in diesem Fall die Stütze, wurde mit einem entkoppelten Ein-Massen-Feder-Dämpfer-Modell durchgeführt, siehe Abbildung 21. [99]

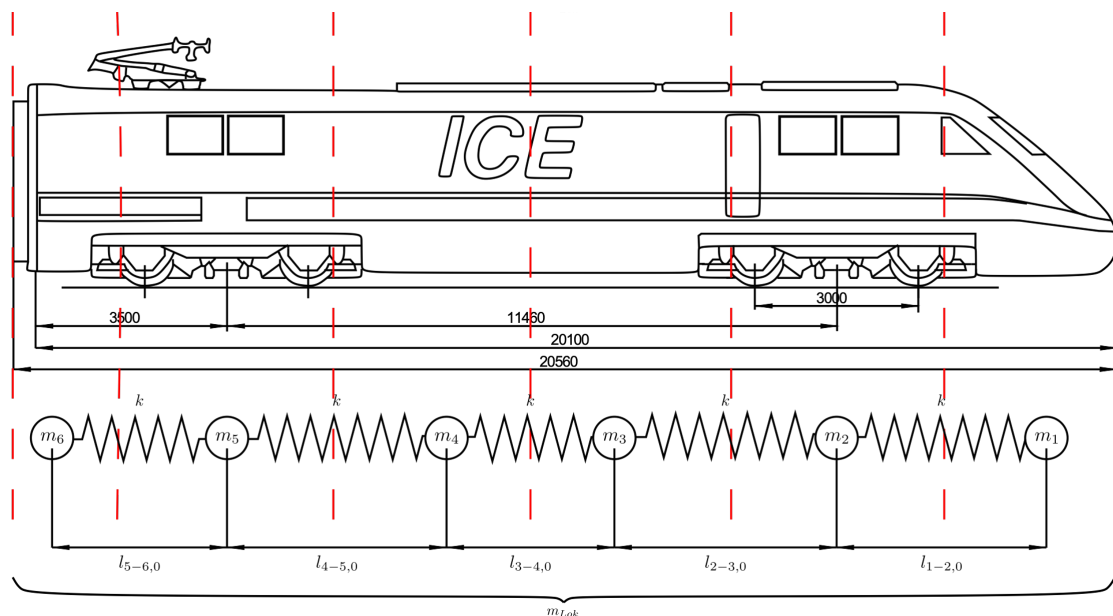
4.3.2 Erstellung eines diskreten Modells

4.3.2.1 Theorie

Wie bereits in Abschnitt 3.3.3 erwähnt, wird in dieser Arbeit ein diskretes Modell entwickelt, um möglichst effizient zu rechnen und dadurch die Rechenzeit zu reduzieren. Das entwickelte Modell basiert auf den Modellen von Grob und Hajdin [99] und Wolf et al. [256]. Diese Modelle sind aufgrund der ähnlichen Anprallereignisse für diese dynamischen Probleme geeignet. Das Modell von Wolf et al. [256] zeigt, dass die Anprallbelastung durch das Modell, verglichen mit einem Full-Scale-Test, vorhergesagt werden konnte. Grob und Hajdin [99] konzentrierten sich in ihrem Modell auf eine gleichwertige Studie wie in dieser Arbeit, auf eine Frontalkollision eines Zuges mit einem Bauteil. Die Definition des Anprallsimulationsmodells beginnt mit der Diskretisierung der zu berücksichtigenden Elemente. Ein Zug mit einer Gesamtmasse M ist definiert als:

$$\sum m_{\text{Lok}} + p \cdot m_{\text{Wagen}} = M \quad (50)$$

Die Masse der Lokomotive m_{Lok} wird (im für diese Arbeit entwickelten Modell) in eine Anzahl von n -Elementen diskretisiert, sodass im 2-D-Fall die Anzahl der Freiheitsgrade $2n$ (beide Horizontalrichtungen) beträgt, um nicht nur den Fall eines Frontalanpralls, sondern auch den seitlichen Anprall unter einem wie in Abschnitt 3.3.3 beschriebenen Winkel α berücksichtigen zu können. Die Anzahl der Wagen ist definiert als p und die Masse jedes Wagens als m_{Wagen} . Bei der Berücksichtigung jeder einzelnen Masse des Zuges werden die Massenkonzentrationspunkte betrachtet. Im nachfolgenden Fall handelt es sich beispielsweise um den Triebkopf eines ICE 1, dessen Masse in Anlehnung an das Triebwagenmodell mit den vorhandenen Kennwerten des ICE-1-Mittelwagens etwa nach Abbildung 71 verteilt ist.



Punkt 6	Punkt 5	Punkt 4	Punkt 3	Punkt 2	Punkt 1	m_w, l_w
$m_6 = 3,13 \text{ t}$	$m_5 = 14 \text{ t}$	$m_4 = 7,19 \text{ t}$	$m_3 = 7,19 \text{ t}$	$m_2 = 14 \text{ t}$	$m_1 = 5,89 \text{ t}$	51,4 t
$l_{6,0} = 1,7 \text{ m}$	$l_{5,0} = 3,7 \text{ m}$	$l_{4,0} = 3,9 \text{ m}$	$l_{3,0} = 3,9 \text{ m}$	$l_{2,0} = 3,7 \text{ m}$	$l_{1,0} = 3,2 \text{ m}$	20,1 m

Abbildung 71: Vorgeschlagene Verteilung der diskreten Massen eines ICE-1-Triebkopfs und Länge der einzelnen Abschnitte

Für diese Massenverteilung wird die Position der schwersten Elemente im Triebkopf berücksichtigt, insbesondere die Massendifferenz in Bereich der Drehgestelle und Motoren. Ausgehend vom Schwerpunkt und der Länge der Drehgestelle wird der ICE-1-Triebkopf in 6 Abschnitte mit unterschiedlichen Massen und Längen diskretisiert. Die ICE-1-Mittelwagen wurden durch nachgeschaltete konzentrierte Einzelmassen berücksichtigt. Für die Praxis und Anprallsimulationen spielt die Anzahl der Wagen bei einer Anprallanalyse jedoch eine untergeordnete Rolle, was in Abschnitt 4.4.5 durch eine Vergleichsrechnung erläutert wird.

Für das verwendete Plastizitätsmodell werden vorerst Daten aus der Literatur entnommen, um grundlegende Daten für die Steifigkeit der einzelnen Wagen zu erhalten. Im Fall von Grob und Hajdin [99] war die Elastizität der Wagen – unter Verwendung geeigneter Annahmen – für die Integration der Bewegungsgleichungen relevant. Aufgrund dieser Annäherungen und der vordefinierten Federkennlinien sind die Last-Zeit-Verläufe von Grob denen der berechneten äquivalenten Federkennlinien ähnlich. Diese Methode und die Verläufe haben Gültigkeit, solange die Verformung der Frontelemente die maximale Verformung in den Hysterese-Verläufen nicht überschreitet. Ein einfaches Modell zur Bestimmung der Hysterese-Verläufe eines elasto-plastischen Materials mit einer nichtlinearen Analyse ohne Beeinträchtigung der Steifigkeit ist das folgende bilineare Modell:

$$F(u) = \begin{cases} k \cdot d & |d| < u_y \\ \text{sign}(d)F_y \cdot \left(\frac{|d|}{u_y}\right)^n, & u_p = u - \text{sign}(d) \cdot u_y \quad |d| \geq u_y \end{cases} \quad (51)$$

$$d = u - u_p \quad (52)$$

Dabei ist u die Gesamtverformung des Elements, u_p die akkumulierte plastische Verformung, k die lineare Steifigkeit, d die effektive Verformung, n eine Konstante und F_y die Streckgrenze. Mit diesem Modell ist kein zusätzlicher Schritt erforderlich, um die Verformung innerhalb derselben Integrationsmethode zu integrieren. Diese Hysterese wird beispielsweise bei einer zyklischen Verformungsfunktion $u(t) = \sin(t/10)/(t/10 + 1)$ für ein Element mit der Steifigkeit $k_0 = F_y/u_y = 8,5 \text{ MN}/64 \text{ mm} = 0,133 \text{ MN/mm}$, wie in Abbildung 72 (links oben) dargestellt, beobachtet. Hierfür wird die elastische Steifigkeit, die aus der quasistatischen Verformungsanalyse der ABAQUS-Simulationen des ICE-1-Aluminium-Fahrzeugmodells gemäß Kapitel 4.1. ermittelt wurde, verwendet.

Die gestoßenen Stahlbetonwände werden durch äquivalente linear elastische Modelle vereinfacht, die aus den statischen Gleichungen abgeleitet werden. Dieser Ansatz ist gültig, da die verwendete effektive Steifigkeit im statischen Fall geringer ist als im dynamischen Fall. Um die Annäherung der Steifigkeit berechnen zu können, wird vereinfachend ein Kragarm verwendet, wie in Abbildung 73 dargestellt, und durch folgende Gleichungen definiert:

$$k_{\text{Bauteil}} = \frac{6 \cdot EI}{x^2 \cdot (3a - x)} \quad (53)$$

$$F(u) = k_{\text{Bauteil}} \cdot u \quad (54)$$

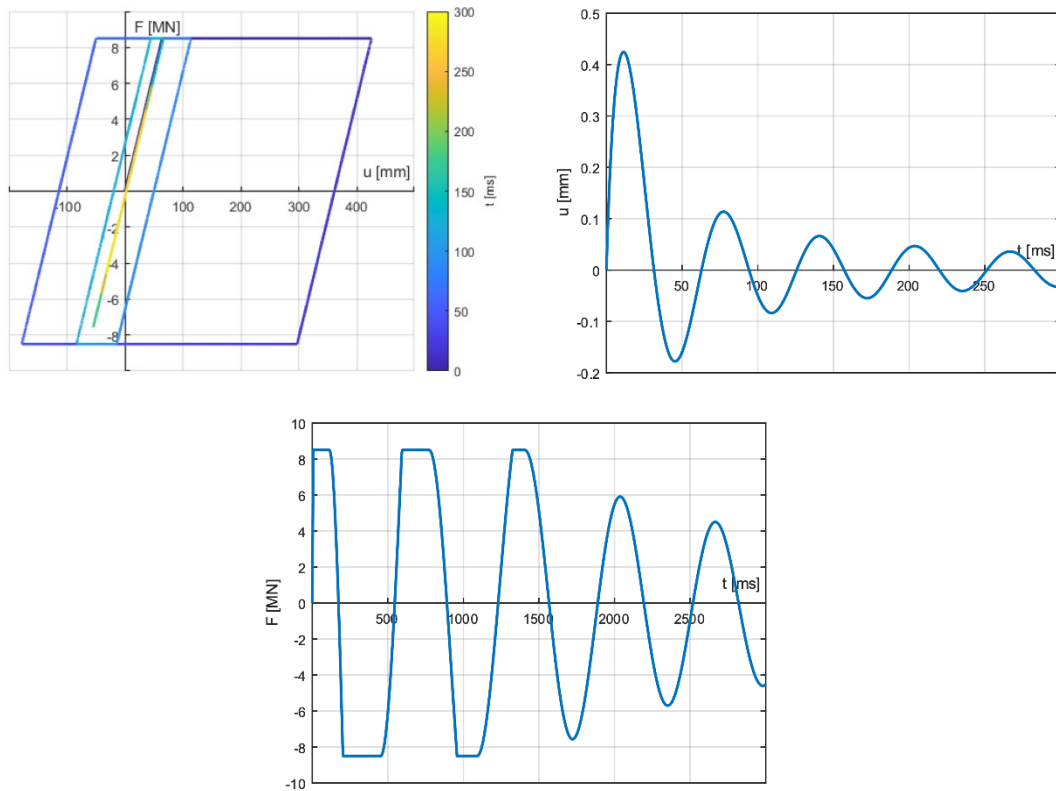


Abbildung 72: Kraft-Verformungs-, Verformungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramm eines zyklisch belasteten ICE-1-Mittelwagens – Matlab

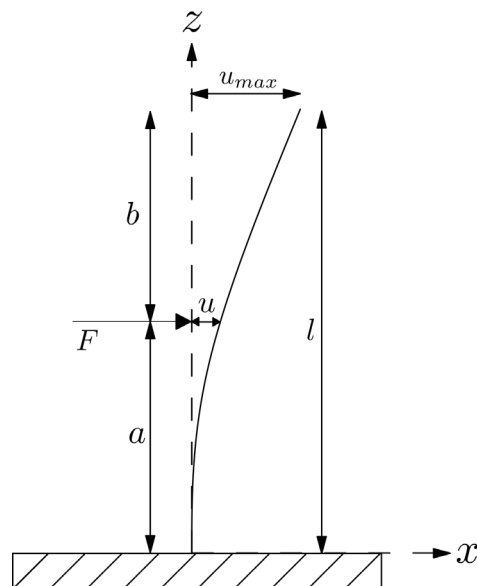


Abbildung 73: Verformung eines Kragträgers mittels einer Kraft F im Abstand a zur Einspannung

Dabei sind E der Elastizitätsmodul, I das Flächenträgheitsmoment, l die Gesamtlänge bzw. -höhe der Stahlbetonwand, a die Höhe des Massenschwerpunkts des anprallenden Zuges und u die Verformung aufgrund der Kraft F . Der E-Modul hängt von verschiedenen Einflussfaktoren, z. B. der Betongüte oder dem Bewehrungsgehalt, ab. Durch den E-Modul des Betons E_C , den Gesamtbewehrungsgehalt ρ_s (Bestimmung über das Verhältnis Stahlvolumen V_s zu Betonvolumen V_c) und den E-Modul des Stahls E_s kann der effektive E-Modul E_{eff} bestimmt werden.

Diese »verschmierte« Berücksichtigung des E-Moduls basiert auf der Verbundwerkstofftheorie und ist definiert als:

$$E_{\text{eff}} = E_C \cdot (1 - \rho_S) + E_S \cdot \rho_S \quad (55)$$

$$\rho_S = V_S/V_C \quad (56)$$

Diese Art der Betrachtung der Steifigkeit des gestoßenen Tragwerks ermöglicht es, nicht nur die Reaktionskraft vom Anprall eines Zuges abzuschätzen, sondern auch diese Art des Anpralls als weichen Anprall zu betrachten, da die Wand eine größere Steifigkeit als der Zug aufweist. Die vorgestellte Art und Weise der Steifigkeitsermittlung ist nur für kleine Maßstäbe und die Validierung des Modells gültig. Die später verwendete Steifigkeit wird anhand der FE-Ergebnisse aus ABAQUS kalibriert.

Nach der Definition der Steifigkeit des Bauteils können die Bewegungsgleichungen, die den Stoß beschreiben, berechnet werden. Es gibt zwei Methoden, mit denen die notwendigen Gleichungen abgeleitet werden können, um die Bewegungen und das Kräftegleichgewicht eines Anpralls zu beschreiben. Die erste Methode besteht aus der Beschreibung der Gleichungen des Kräfteausgleichs und die zweite aus der Beschreibung der Gleichungen von Bewegungen und Kräften durch den Lagrange-Ansatz. Dazu wurden bereits in Abschnitt 3.3.3 einige Zusammenhänge erläutert. Darauf aufbauend werden nun die weiterführenden Gleichungen aufgeführt.

Um diese im Allgemeinen nichtlinearen Gleichungen aus Abschnitt 3.3.3 zu integrieren, muss für den linearen Fall eine Annäherung ihrer Steifheitsmatrix und für den nichtlinearen Fall ein Vektor nichtelastischer interner Kräfte erstellt werden. Ziel ist es eine Gleichung im folgenden Format zu erhalten:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} = -\mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} - \mathbf{K}\mathbf{q} + \mathbf{R} \quad (57)$$

Aufgrund der Nichtlinearität der Gleichung und da die analytische Lösung des Gleichungssystems durch nichtlineare Funktionen zu leistungsintensiv ist, ist für die numerischen Berechnung eine Linearisierung nötig. Daher kann durch Erweitern von Gleichung (12) die folgende Bewegungsgleichung bestimmt werden:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{\mathbf{q}}} - \frac{\partial T}{\partial \mathbf{q}} + \frac{\partial V_S}{\partial \mathbf{q}} + \tilde{\mathbf{Q}}^{(\text{int})} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(\text{ext})} \quad (58)$$

Der erste Term, $d/dt(\partial T/\partial \dot{\mathbf{q}})$ von Gleichung (58) kann wie folgt umgeschrieben werden:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{\mathbf{q}}} = \frac{d}{dt} (\mathbf{M}\dot{\mathbf{q}}) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \dot{\mathbf{M}}\dot{\mathbf{q}} \quad (59)$$

Aus dieser Gleichung kann die Massenmatrix $\mathbf{M}(j, k) = M_{jk}$ als Taylor-Polynom erster Ordnung formuliert werden:

$$M_{jk} = M_{jk}|_0 + \left(\frac{\partial M_{jk}}{\partial q_i} \right)_0 q_i + \vartheta^2(\mathbf{q}) \quad (60)$$

,wobei \mathbf{M}_0 die auf $\mathbf{q} = \mathbf{0}$ bewertete Massenmatrix bezeichnet.

Dabei bezeichnet $(\partial M_{jk}/\partial q_i)_0$ die bei $\mathbf{q} = \mathbf{0}$ oder an ihrer anfänglichen Gleichgewichtsposition bewertete Funktion, während $\vartheta^2(\mathbf{q})$ nichtlineare Terme höherer Ordnung repräsentiert. $\dot{\mathbf{M}} = \dot{M}_{jk} = d/dt (M_{jk})$ kann wie folgt formuliert werden:

$$\dot{M}_{jk} = \frac{\partial M_{jk}}{\partial q_i} \dot{q}_i \quad (61)$$

Nur der folgende Faktor ist linear:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_j} \approx M_{jk} \big|_0 \ddot{q}_k \quad (62)$$

Dieser kann umgeschrieben werden zu:

$$\frac{d}{dt} \frac{\partial T}{\partial \dot{\mathbf{q}}} \approx \mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{q}} \quad (63)$$

Der zweite Term $\partial T/\partial \mathbf{q}$ von Gleichung (58) kann wie folgt reduziert werden:

$$T = \frac{1}{2} M_{jk} \dot{q}_j \dot{q}_k \quad (64)$$

$$\frac{\partial T}{\partial q_i} = \frac{1}{2} \frac{\partial M_{jk}}{\partial q_i} \dot{q}_j \dot{q}_k \quad (65)$$

Diese Gleichung ist nichtlinear, weshalb sie bei der Linearisierung entfällt:

$$\frac{\partial T}{\partial \mathbf{q}} \approx \mathbf{0} \quad (66)$$

Der dritte Term $\partial V_s/\partial \mathbf{q}$ von Gleichung (58), der nur von der Position jedes Elements abhängt, kann als Taylor-Polynom in seinen i-ten Komponenten ausgedrückt werden:

$$\frac{\partial V_s}{\partial q_i} = \left(\frac{\partial V_s}{\partial q_i} \right)_0 + \left(\frac{\partial^2 V_s}{\partial q_i \partial q_j} \right)_0 q_j + \vartheta^2(\mathbf{q}) \quad (67)$$

Damit wird die lineare Annäherung dieser Reihe wie folgt beschrieben:

$$\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \approx \left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \right)_0 + \left(\frac{\partial^2 V_s}{\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T} \right)_0 \mathbf{q} \quad (68)$$

Dabei bezeichnet $(\partial^2 V_s/(\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T))_0$ die Hesse-Matrix der $V_s(\mathbf{q})$ -Funktion, die bei $\mathbf{q} = \mathbf{0}$ evaluiert ist. Der erste Faktor $(\partial V_s/\partial \mathbf{q})_0$ repräsentiert die elastische Anfangsverformung des Systems, welche auf die Freiheitsgrade projiziert wird. Der zweite Faktor stellt den Anstieg der internen Kraft durch die Variation

der Freiheitsgrade dar. Das heißt, dass die Hesse-Matrix in diesem Fall der Steifigkeitsmatrix des Systems entspricht.

Unter Berücksichtigung dieser Zusammenhänge kann Gleichung (58) für die Lösung dieses Problem wie folgt beschrieben werden:

$$\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{q}} + \left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \right)_0 + \left(\frac{\partial^2 V_s}{\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T} \right)_0 \mathbf{q} + \tilde{\mathbf{Q}}^{(int)} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)} \quad (69)$$

Beim Vergleich von Gleichung (69) mit Gleichung (57) können die folgenden Beziehungen festgestellt werden:

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0, \quad \mathbf{K} = \left(\frac{\partial^2 V_s}{\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T} \right)_0, \quad \mathbf{C} = \mathbf{0}, \quad \mathbf{R} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)} - \tilde{\mathbf{Q}}^{(int)} - \left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \right)_0 \quad (70)$$

Dies ermöglicht für eine beliebige Anzahl von diskret angeordneten Massen die explizite Integration von Gleichung (57). Nach der Bestimmung der allgemeinen Form des Problems müssen noch die nichtkonservativen Kräfte definiert werden. Die Kontaktkraft ist dabei im linearen Fall definiert als:

$$\tilde{\mathbf{Q}}^{(Kontakt)}(\mathbf{q}_x) = \mathbf{q}_x k_{Bauteil}, \quad \mathbf{q}_x < \mathbf{0} \quad (71)$$

Reibungskräfte sind definiert als:

$$\tilde{\mathbf{Q}}^{(Reibung)}(\mathbf{q}) = -\text{sign}(\dot{\mathbf{q}}) \mu F_N, \quad \dot{\mathbf{q}} \neq \mathbf{0} \quad (72)$$

Beim Kontakt unter einem Winkel muss zusätzlich zur Normalkraft auch die tangentielle Kraft beachtet werden. Die tangentielle Kraft wird dabei in Form von Reibung auf das Tragwerk übertragen. F_N bezeichnet den auf die Bewegung bezogenen Normalkraft-Vektor. Im Fall einer 2-D-Bewegung entspricht dies der Masse jedes Elements im Falle des Kontakts. Die Reaktionskraft oder Kontaktkraft $\tilde{\mathbf{Q}}^{(Kontakt)}$ entspricht der tangentialen Kraft. Andere Kräfte \mathbf{R} (sowohl externe Kräfte $\tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)}$ als auch interne Kräfte $\tilde{\mathbf{Q}}^{(int)}$) können ebenfalls zu dem durch die Gleichungen (57), (69) und (70) definierten Modell addiert werden.

Mit der Annahme von elasto-plastischen inneren Kräften, ohne Berücksichtigung der linearen Steifigkeit, kann die Funktion (69) definiert werden als:

$$\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{q}} + \left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \right)_0 + \mathbf{F}_K(\mathbf{q}) + \tilde{\mathbf{Q}}^{(int)} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)} \quad (73)$$

Dabei entspricht $\mathbf{F}_K(\mathbf{q})$ dem Ausdruck $(\partial^2 V_s / (\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T))_0 \mathbf{q}$ aus dem linearen Fall. Diese Funktion repräsentiert das elasto-plastische Verhalten des Zuges bei hohen Geschwindigkeiten und bei Frontalzusammenstößen. Bei diesen besitzt die Verringerung der elastischen Reaktionskraft einen erheblichen Einfluss auf die Reaktionskraft der gestoßenen Struktur.

4.3.2.2 Numerische Lösung mittels MATLAB

Für die Berechnung des Anprallereignisses wird das Programm MATLAB verwendet. Dieses Programm ermöglicht die numerische Lösung des Anprallereignisses, basierend auf Multiparadigma-Programmierung. Multiparadigma-Programmierung bedeutet, dass eine Programmiersprache verschiedene Programmierungsstile wie objektorientierte oder strukturierte Programmierung unterstützt. Dies ermöglicht Flexibilität, um Probleme mit unterschiedlicher Komplexität zu lösen [105].

Die zu verwendenden Integrationsmethoden müssen definiert werden, um eine effiziente Lösungsmethode zu programmieren. Aufgrund der Modelldefinition wird das explizite und implizite Newmark-Integrationsverfahren verwendet. Für die betrachtete Situation wird zur Auswertung von Gleichung (73) aufgrund der Abhängigkeit der Funktion $\mathbf{F}_K(\mathbf{q})$ von den Freiheitsgraden die implizite Integrationsmethode verwendet. Eine explizite Lösung des Problems ist aufgrund dieser Abhängigkeit nicht möglich.

Das Newmark-Verfahren ist das klassische Finite-Differenzen-Verfahren, mit dem die Bewegungsgleichungen (73) oder (69) numerisch gelöst werden können. Dieses Verfahren beruht auf den folgenden Annahmen:

$$\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_i + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} \quad (74)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_i + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_i + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} \quad (75)$$

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = -\mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{i+1} - \mathbf{K} \mathbf{u}_{i+1} + \mathbf{R}_{i+1} \quad (76)$$

Dabei kontrollieren die Parameter β und γ die numerische Stabilität des Verfahrens. Um die bedingungslose Stabilität des Verfahrens sicherzustellen, werden üblicherweise der Parameter $\gamma \geq 1/2$ und $\beta > 1/4$ ($\gamma + 1/2$)² gewählt. Häufig wird beim Newmark-Verfahren $\gamma = 1/2$ und $\beta = 1/4$ gewählt. Für $\gamma = 1/2$ und $\beta = 1/4$ entspricht das Verfahren einem konstanten Durchschnittsbeschleunigungsverfahren, das die ursprüngliche Struktur des Newmark-Verfahrens präsentiert. In den nächsten Absätzen wird eine detailliertere Übersicht dazu gegeben.

Das explizite Newmark-Verfahren ist durch die Neuordnung nach Gleichung (77) und Gleichung (78) definiert. Dadurch wird die implizite Natur der Gleichungen (74), (75) und (76) eliminiert und in ein explizites Verfahren umgewandelt. Die Gleichungen lauten dann:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = -\mathbf{C}(\dot{\mathbf{u}}_i + \Delta t(1 - \gamma)\ddot{\mathbf{u}}_i + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{i+1}) - \mathbf{K}\left(\mathbf{u}_i + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_i + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_i + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_{i+1}\right) + \mathbf{R}_{i+1} \quad (77)$$

$$(\mathbf{M} + \gamma \Delta t \mathbf{C} + \beta \Delta t^2 \mathbf{K}) \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = -\mathbf{K} \mathbf{u}_i - (\Delta t \mathbf{K} + \mathbf{C}) \dot{\mathbf{u}}_i - \left[\left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \mathbf{K} + (1 - \gamma) \Delta t \mathbf{C}\right] \ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{R}_{i+1} \quad (78)$$

Wird Gleichung (78) unter Vernachlässigung des Dämpfungsanteils (aufgrund des vernachlässigbaren Einflusses auf die Anpralllast) verwendet, kann die Beschleunigung zu jedem Zeitpunkt $t + \Delta t$ wie folgt berechnet werden:

$$(\mathbf{M} + \beta \Delta t^2 \mathbf{K}) \ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = -\mathbf{K} \mathbf{u}_i - \Delta t \mathbf{K} \dot{\mathbf{u}}_i - \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \mathbf{K} \right] \ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{R}_{i+1} \quad (79)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = (\mathbf{M} + \beta \Delta t^2 \mathbf{K})^{-1} \cdot \left\{ -\mathbf{K} \mathbf{u}_i - \Delta t \mathbf{K} \dot{\mathbf{u}}_i - \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \Delta t^2 \mathbf{K} \right] \ddot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{R}_{i+1} \right\} \quad (80)$$

Die Implementierung des expliziten Newmark-Verfahrens in MATLAB benötigt keinen komplexen Lösungsalgorithmus. Eine Skizze der notwendigen Implementierungsschritte für ein Mehrfreiheitsgrad-System ist in der Tabelle 33 angegeben. Dabei bezieht sich die Bezeichnung (k) auf den betrachteten Massenpunkt, die Bezeichnung (i) auf das zum Zeitpunkt i betrachtete Inkrement.

TABELLE 33: ALGORITHMUS DES EXPLIZITEN NEWMARK-VERFAHRENS

Explizites Newmark-Verfahren: Lineares System	
1.	Anfangsbedingungen <ul style="list-style-type: none"> a. Ermittlung der initialen Verschiebungskraft für \mathbf{u}_0 b. Lösung mit (78) c. Wählen $\Delta t = (t_f - t_0)/n$
2.	Berechnung für jeden Zeitschritt, $i = 0, 1, 2, \dots, n$ <ul style="list-style-type: none"> a. Überprüfung und Anpassung der Reibung des Bodens (\mathbf{R}_{i+1}) b. Überprüfung und Anpassung der Kontaktkräfte und der Reibung des Bauteils (\mathbf{R}_{i+1}) c. Ermittlung $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ d. Ermittlung \mathbf{u}_{i+1} und $\dot{\mathbf{u}}_{i+1}$ e. Ermittlung der linearen Verformung der Elemente $\delta u = \ \mathbf{r}_{k-1}\ - \ \mathbf{r}_k\$
3.	Wiederholung der Schritte 2.a. – 2.e. für den nächsten Zeitschritt $i + 1$

Das implizite Newmark Verfahren ist durch die Gleichungen (74), (75) und (76) definiert. In einem einfachen Fall werden ein Prädiktor-Faktor und eine bestimmte Toleranz gebraucht. Diese Prädiktoren können aber auch durch andere Methoden verbessert werden. Ein Beispiel dafür ist das Newton-Raphson-Verfahren, das die Nullstelle einer Funktion ermittelt und eine äquivalente tangentielle Steifigkeitsmatrix k_t berechnet. Eine Skizze der notwendigen Implementierungsschritte für ein Mehr-Freiheitsgrad-System (MDF-System) ist in der Tabelle 34 angegeben. Dabei bezieht sich die Bezeichnung (k) auf den betrachteten Massenpunkt, die Bezeichnung (i) auf das zum Zeitpunkt i betrachtete Inkrement.

Wenn elasto-plastische Elemente mit dem Steifigkeitsmodell der Gleichungen (51) und (52) berücksichtigt werden, dann wird das implizite Newmark-Verfahren angewendet. In diesem Fall muss $\mathbf{F}_K(\mathbf{q})$ im Schritt 2.d. ermittelt werden.

TABELLE 34: ALGORITHMUS DES IMPLIZITEN NEWMARK-VERFAHRENS

Implizites Newmark-Verfahren: Lineares System

1. Anfangsbedingungen
 - a. Ermittlung der initialen Verschiebungskraft für \mathbf{u}_0
 - b. Lösung mit (78)
 - c. Wählen $\Delta t = (t_f - t_0)/n$
2. Berechnung für jeden Zeitschritt, $i = 0, 1, 2, \dots, n$
 - a. Überprüfung und Anpassung der Reibung des Bodens (\mathbf{R}_{i+1})
 - b. Überprüfung und Anpassung der Kontaktkräfte und der Reibung des Bauteils (\mathbf{R}_{i+1})
 - c. Wahl $\widetilde{\ddot{\mathbf{u}}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{u}}_i$ als Prädiktor
 - d. Für jede Iteration $p = 1..N$, wobei N die Gesamtzahl der Iterationen ist:
 - i. Ermittlung $\widetilde{\mathbf{u}}_{i+1}$ und $\widetilde{\dot{\mathbf{u}}}_{i+1}$ von (74) und (75) mit $\widetilde{\ddot{\mathbf{u}}}_{i+1}$
 - ii. Ermittlung $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ mit $\widetilde{\mathbf{u}}_{i+1}$ und $\widetilde{\dot{\mathbf{u}}}_{i+1}$
 - iii. Falls $\|\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} - \widetilde{\ddot{\mathbf{u}}}_{i+1}\| > \epsilon$, dann werden die Schritte i bis iii wiederholt und $\widetilde{\ddot{\mathbf{u}}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{u}}_{i+1}$ gesetzt.
 - iv. Falls $\|\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} - \widetilde{\ddot{\mathbf{u}}}_{i+1}\| < \epsilon$, dann $p = N$
 - e. Ermittlung der linearen Verformung der Elemente $\delta u = \|\mathbf{r}_{k-1}\| - \|\mathbf{r}_k\|$
3. Wiederholung der Schritte 2.a – 2.e für den nächsten Zeitschritt $i + 1$

4.3.3 Vergleichsberechnung

Um das oben beschriebene Modell zu validieren, wird es mit Modellen aus der Literatur verglichen – in diesem Fall mit dem Grob-Modell. Hierfür wird der Anwendungsgrenzfall des Grob-Modells gewählt, da dabei die größten Belastungen ($F_{\max}=31 \text{ MN}$) auftreten. In diesem Fall werden auch die größte Anzahl von Wagen ($n=10$), die schwersten und steifsten Teile (Stahllokomotiven von ca. 120 t) und die höchste Geschwindigkeit (bis ca. 54 km/h) untersucht. Die effektive Steifigkeit jedes Wagens basiert auf der linear elastischen Steifigkeit, die von Grob mit den technischen Spezifikationen ermittelt wurde, siehe Abbildung 74.

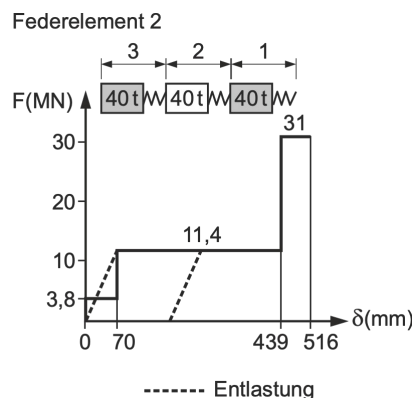
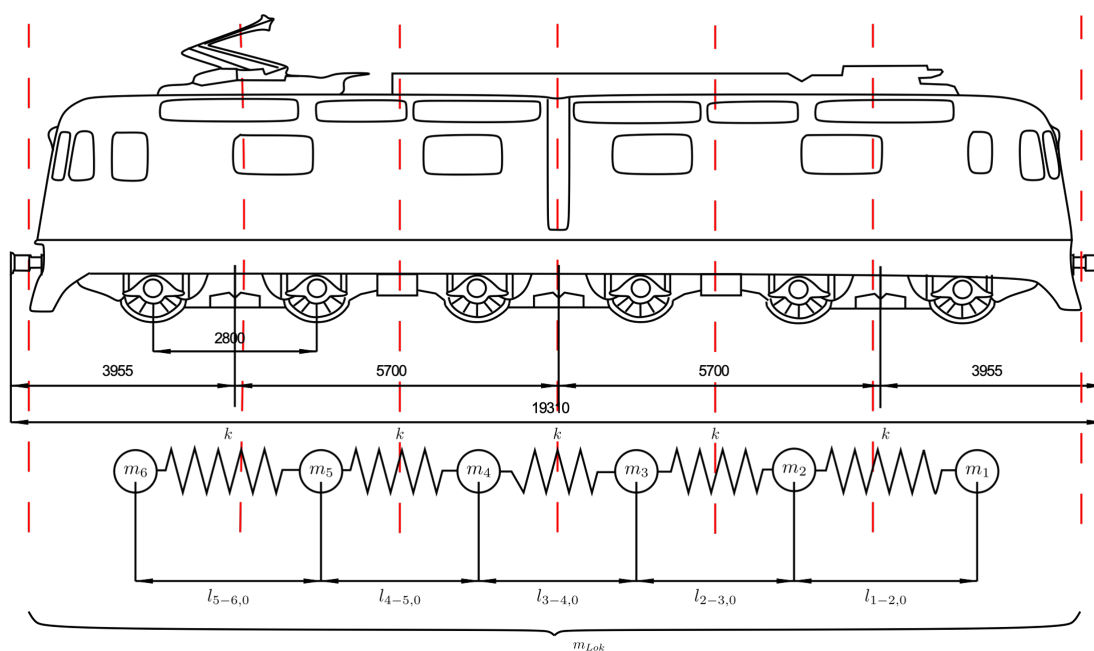


Abbildung 74: Federkennlinien der Lokomotive Re 6/6 [99]

In diesem Fall beträgt die lineare Steifigkeit ungefähr $k_0 = 11,4 \text{ MN} / 70 \text{ mm} = 0,167 \text{ MN/mm}$ und die lineare Verformungsgrenze liegt bei $u_y = 70 \text{ mm}$. Diese Werte werden zusammen mit den Gleichungen (51) und (52) verwendet, um ein konservatives äquivalentes elasto-plastisches Verhalten darzustellen. Dieses elasto-plastische Modell ist mit den von Grob vordefinierten Federkennlinien vergleichbar. In Bezug auf die Steifigkeit des Tragwerks wird das in Gleichung (53) angegebene Steifigkeitskonzept angewendet. Die Höhe des Schwerpunkts der auf das Bauwerk einwirkenden Anprallkraft wird ungefähr bei $1/3$ der Höhe des Zuges angesetzt. Diese Höhe wurde mittels der Klassifikation der tragenden Bauteile des Lokrahmens nach Grob bestimmt, wobei steifere und schwerere Teile eher im unteren Bereich der Lok sitzen. Es wird hier vorerst eine Stahlbetonwand mit einer Dicke von 24 cm und einer Betongüte C25/30 betrachtet. Die effektive Steifigkeit wird mit der anderen kalibrierten effektiven Steifigkeit bestimmt und gilt nur als theoretische Referenz.

Die erste Lok wird in sechs Knoten mit gleichem Gewicht, aber unterschiedlichen Schwerpunkten diskretisiert. Die Lage und Länge der Knoten werden mithilfe der Konstruktionsdaten und der technischen Daten der Lokomotive bestimmt. Die Wagen und die hintere Lokomotive werden jeweils durch eine einzige Gesamtmasse repräsentiert. Diese befinden sich in einem Abstand, welcher der Position ihres Schwerpunkts in Bezug auf den letzten Punkt der vorderen Lok entspricht. Die Diskretisierung für die Lok wird wie in Abbildung 75 zusammengefasst.



Punkt 6	Punkt 5	Punkt 4	Punkt 3	Punkt 2	Punkt 1	m_W, l_W
$m_6 = 20 \text{ t}$	$m_5 = 20 \text{ t}$	$m_4 = 20 \text{ t}$	$m_3 = 20 \text{ t}$	$m_2 = 20 \text{ t}$	$m_1 = 20 \text{ t}$	120 t
$l_{6,0} = 4 \text{ m}$	$l_{5,0} = 2,8 \text{ m}$	$l_{5,0} = 2,8 \text{ m}$	$l_{5,0} = 2,8 \text{ m}$	$l_{5,0} = 2,8 \text{ m}$	$l_{5,0} = 4,0 \text{ m}$	19,2 m

Abbildung 75: Unterteilung einer Lok Re 6/6 in ein Mehrmassen-Feder-Modell

Die zu vergleichende Last-Zeit-Funktion ergibt sich aus dem Anprall von 10 Waggons à 40 t und 2 Lokomotiven à 120 t. Zur Vereinfachung wird für alle Wagen die gleiche effektive Steifigkeit verwendet, was für einen konservativen Fall zweckmäßig ist.

Die Ergebnisse der Simulation mittels expliziter Methode im elastischen Fall und der impliziten Methode im elasto-plastischen Fall sind in Abbildung 77 dargestellt.

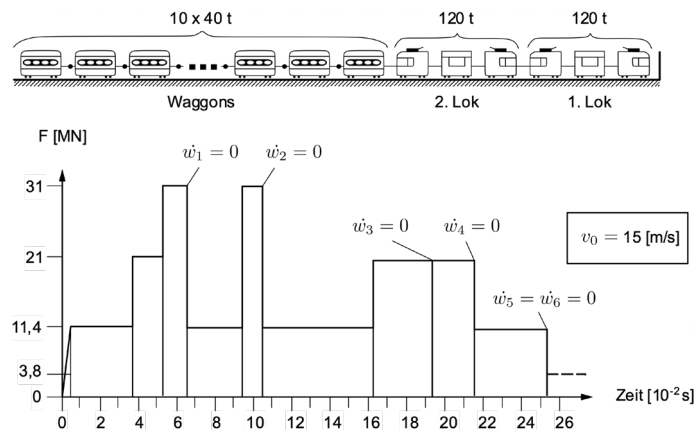
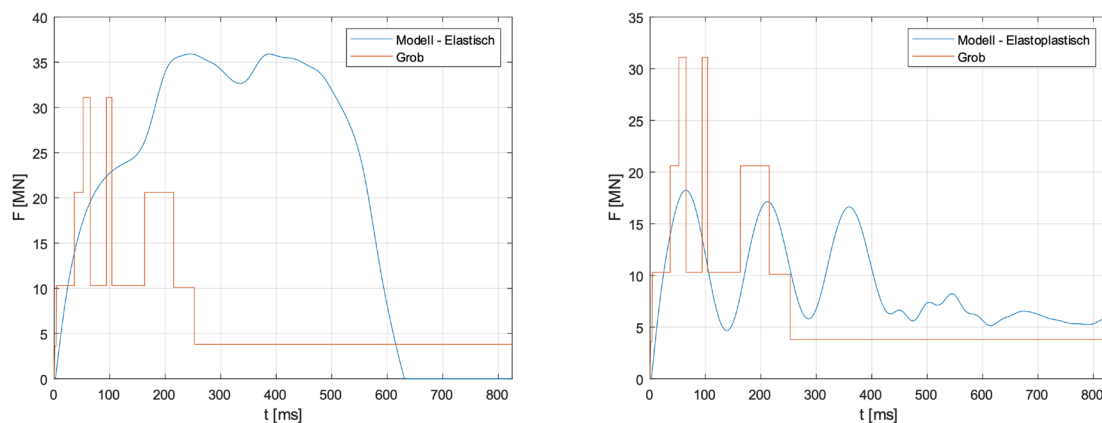
Abbildung 76: Last-Zeit-Funktion (2 Lokomotiven; $v_0 = 54 \text{ km/h}$) [99]

Abbildung 77: Last-Zeit-Diagramme der Wand im Vergleich zum Grob-Modell für elastischen und elasto-plastischen Fall – Matlab

Es ist zu erkennen, dass die elastische Berechnung die Belastungen erheblich überschätzt, da diese die plastische Verformung der vorderen Lokomotive bei einem Anprall auf das Bauwerk nicht berücksichtigt. Die plastische Verformung wirkt auch als Energiedissipationsmechanismus, welcher die resultierende Kraft auf das Bauwerk reduziert. Zudem ist in diesem Fall ein Vergleich schwierig, da Grob trotz der Vereinfachungen der Integrationsmethoden auch die elasto-plastische Verformung berücksichtigt hat.

Mit dem simulierten elasto-plastischen Modell ist es möglich, die Effekte der plastischen Verformungen und der dissipierten Energie vorherzusagen. Die Ergebnisse sind damit mit der Last-Zeit-Funktion von Grob vergleichbar, da die ersten beiden Peaks mit derselben Periode vorhergesagt werden. Die Anzahl der Peaks ist in diesem Fall von der Anzahl der Knoten und der Präzision der Berechnung abhängig, weswegen hier ein Unterschied erkennbar ist. Das Auftreten eines dritten Peaks ist möglicherweise auf die Verwendung des Hooke'schen Ansatzes zur Modellierung der Kontaktkraft zurückzuführen, der den Energieverlust durch Plastizität nach dem Peak nicht berücksichtigt. Aufgrund der elastischen Modellierung der Kontaktkraft ruft der Ansatz einer Hooke'schen Kontaktkraft zu Beginn des Anpralls Schwingungen hervor. Andere Modelle, die später in diesem Bericht beschrieben werden, können die Kontaktkraft auch unter Berücksichtigung des Energieverlusts modellieren. Der Peak der Ergebnisse von Grob besitzt mit ca. 30 MN eine sehr kurze Einwirkungsdauer (0,01 s), sodass die Durchschnittslast bis 0,25 s in beiden Modellen vergleichbar ist. Zudem ist die Gesamtenergie des Anpralls bis zum Zeitpunkt von 0,25 s vergleichbar (Ende des Simulationszeitraums bei Grob). Der weitere Verlauf der Last-Zeit-Funk-

tion ist das Produkt aus der übertragenen potenziellen Energie der anderen Wagen, die zu einem späteren Zeitpunkt auf null abfällt, jedoch ohne die ersten Last-Peaks zu beeinflussen. Eine vereinfachend anzusetzende äquivalente statische Kraft ist somit für diese Fälle vergleichbar.

In Abbildung 78 sind zwei Last-Zeit-Funktionen dargestellt. Die orangefarbene Kurve zeigt die interne Kraft der ersten Feder der Lokomotive, während die blaue Kurve die Reaktionskraft des betroffenen Bauteils auf die vom Zug im Bauteil erzwungenen Verformung zeigt. Diese beiden Diagramme weisen Unterschiede auf, hauptsächlich aufgrund der elasto-plastischen Natur der im Zugmodell verwendeten Federn. Das bedeutet, dass die Kraft nach Erreichen der Fließgrenze über die Zeit »konstant« bleibt, während die gesamte aufgebrauchte Energie in plastische Verformungsarbeit der Feder umgewandelt wird. Daher kann die Reaktionskraft des Bauwerks als die Kraft angesehen werden, die durch die Reaktion des Bauteils entsteht und proportional zur Verformung des Gebäudes ist.

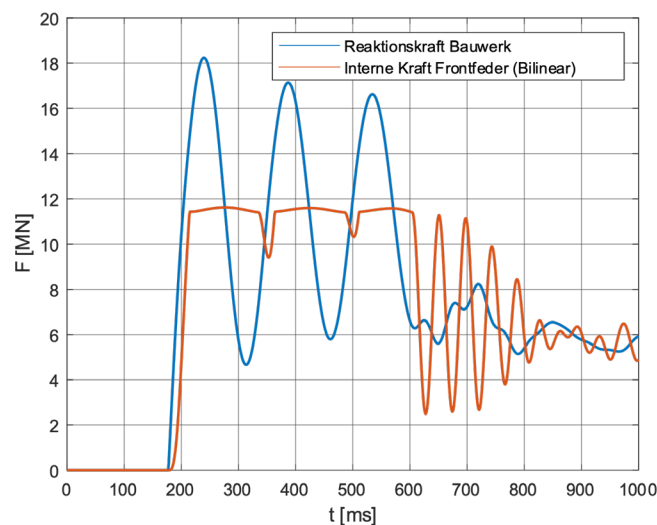


Abbildung 78: Vergleich der Last-Zeit-Funktionen der internen Federkraft des vordersten Elements und der Reaktionskraft des Bauwerks – Matlab

In Abbildung 79 ist die Gesamtverformung des ersten Federelements der vorderen Lokomotive sowie die dementsprechende Hysterese-Kurve dargestellt. Hieran kann man erkennen, dass die Federkraft zuerst elastisch von ca. $u = -50$ mm bis $u = -100$ mm steigt. Dann erreicht die Federkraft vom ersten Federelement die Fließgrenze von ca. 11 MN und bleibt bis zu einer Verformung von ca. 1100 mm (bei ca. 320 ms) konstant. Anschließend ist eine Relaxation in der Hysterese-Kurve zu erkennen, die durch den Reflexionsvorgang der Spannungswellen im Material erzeugt wird. Diese Wellen sind für der Transport der kinetischen und potenziellen Energie in Materialien verantwortlich.

In Abbildung 80 ist die Beschleunigung des ersten Massenpunkts der Lok dargestellt. Diese wird aktiviert, sobald das erste Federelement an die Wand prallt. Diese Funktion kann für eine genauere dynamische Analyse des gestoßenen Bauteils verwendet werden.

Hier ist eine Beschleunigung von ca. 30 g zu erkennen. Diese Beschleunigung ist vergleichbar mit den Ergebnissen von Wolf et al. [256]. Dort werden die Beschleunigungsdiagramme für eine dynamische Analyse des gestoßenen Bauteils verwendet.

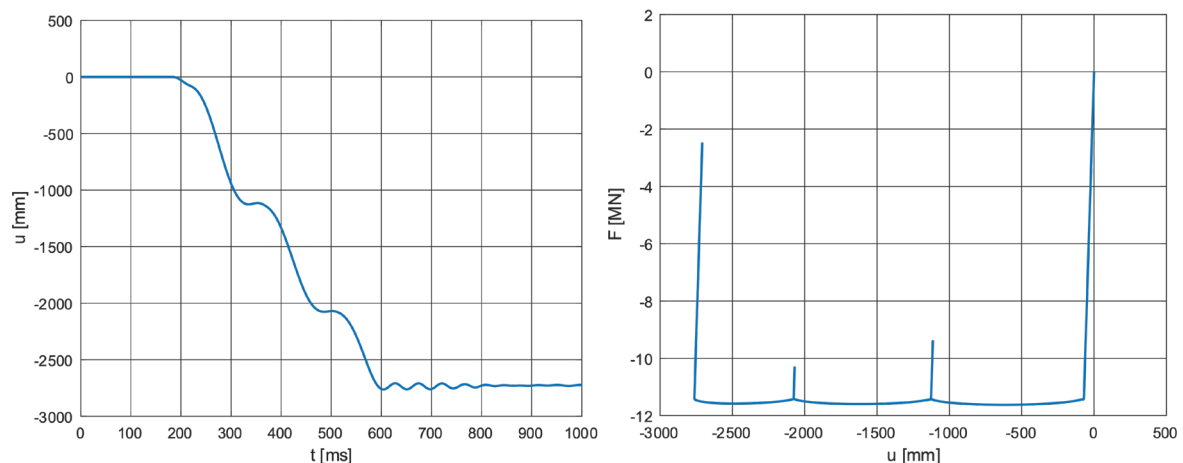


Abbildung 79: Verschiebungs-Zeit-Diagramm des ersten Federelements der Frontlokomotive (links) mit Hysteresekurve (rechts) – Matlab

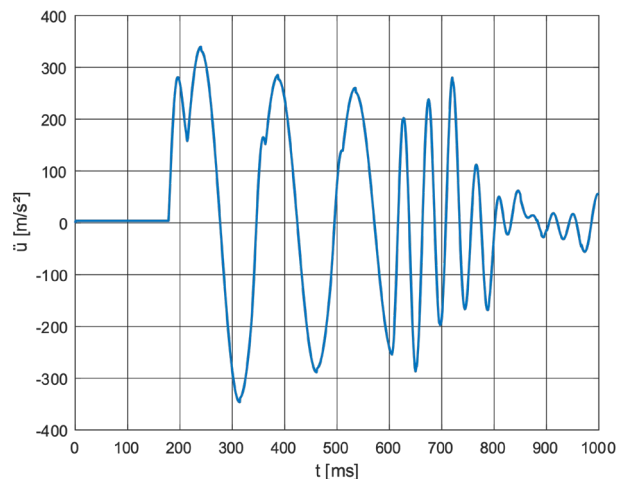


Abbildung 80: Beschleunigungs-Zeit-Diagramm des ersten Federelements der Frontlokomotive – Matlab

4.3.4 Vergleich mit Full-Scale-Testergebnissen

Eine ausführliche Beschreibung der wirkenden Anprallkräfte und Strukturverformungen aus bisherigen Untersuchungen wurde bereits in Abschnitt 3.2.1.6 gegeben. Da dies die einzig bekannten Ergebnisse von realen Anprallereignissen sind, erfolgt ein Vergleich der Anprallkräfte des FE-Simulationsmodells mit denen der Full-Scale-Tests. Vergleicht man die Last-Zeit-Funktionen der Simulationen dieser Arbeit mit den Ergebnissen aus bisherigen Untersuchungen, fällt auf, dass die wirkenden Anprallkräfte infolge des Anpralls des Simulationsmodells etwas höher sind, allerdings in einem ähnlichen Wertebereich liegen. Beim Anprall des untersuchten Simulationsmodells mit einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h ergibt sich ein Kraft-Peak von etwa 15 MN. Dieser Kraft-Peak ist etwas höher als die 12,5 MN, die sich beim Anprall des Budd-Pioneer-Personenwagens im Full-Scale-Test als maximaler Kraftwert ergeben, siehe Abbildung 81. Für die durchgeführten Full-Scale-Tests sind zum Vergleich Kraft-Verformungs-Verläufe vorhanden, jedoch keine Last-Zeit-Verläufe. Allerdings lässt sich die maximale Anprallkraft aus beiden Verläufen bestimmen.

Bei dem verwendeten Simulationsmodell mit einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h und einer Gesamtmasse von 51,4 t beträgt die kinetische Energie vor dem Anprall etwa 4,96 MJ und ist damit etwas höher als in den Full-Scale-Tests mit einem (4,16 MJ) und zwei gekoppelten Personenwagen (4,68 MJ). Dort wurden die Kräfte an der Anprallstelle als Produkt der gemessenen Beschleunigungen des Fahrzeugs und den Massen der Fahrzeuge berechnet [226]. Dies stellt eine vereinfachte Betrachtung im Vergleich zu der numerischen Simulation dar, bei der es zu einer detaillierten Auswertung der Kräfte jedes einzelnen Elements in Form der Auswertung aller Massen und Beschleunigungen der einzelnen Elemente kommt. Bei den Full-Scale-Tests werden die Beschleunigungen nur an ausgewählten Punkten des Fahrzeuges gemessen. Die Positionierung der Beschleunigungssensoren sowie unterschiedliche Filterungen der gemessenen bzw. berechneten Daten, die zur Auswertung verwendet werden, können die Ergebnisse beeinflussen und zu Abweichungen führen.

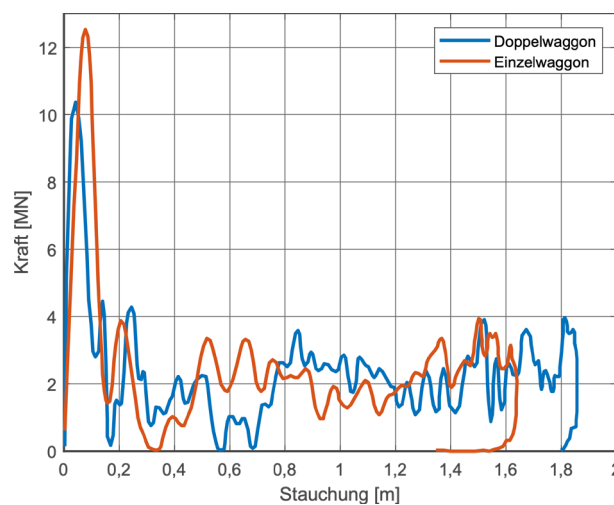


Abbildung 81: Kraft-Verschiebungs-Verlauf der Full-Scale-Tests mit einem Personenwagen und zwei gekoppelten Personenwagen gegen eine starre Wand [226]

4.4 Tabellarische Aufbereitung der Parameterstudie

Mit Kenntnis der bisherigen Untersuchungen werden nun die Parameter festgelegt, welche im Rahmen der weiteren Berechnungen untersucht werden. Da aufgrund der fehlenden Informationsgrundlage lediglich ein Schienenfahrzeugmodell erstellt werden konnte, werden anhand dieses Modells verschiedene Einflussparameter des Anprallvorgangs untersucht. Dazu gehören Eigenschaften der gestoßenen Stahlbetonwand sowie verschiedene Anpralleigenschaften. Die untersuchten Parameter sind in Tabelle 35 aufgelistet.

Zur Untersuchung der einzelnen Parameter wird ein Referenzmodell festgelegt, welches anhand der Kenndaten der Hauptgrößen-Spalte gemäß Tabelle 35 modelliert wird. Für jeden untersuchten Parameter wird das Modell lediglich um einen Parameter verändert, ohne dabei die anderen Eigenschaften zu verändern, um so den jeweiligen Einfluss effektiv auswerten zu können. Die einzelnen Parameter werden für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells an den Wandkopf und an die Wandseite getrennt untersucht. Es ergeben sich somit für jeden betrachteten Parameter mindestens drei Werte.

TABELLE 35: UNTERSUCHTE PARAMETER DES ANPRALLEREIGNISSES

Parameter	Minimum	Hauptgröße	Maximum
Geometrie der Wandscheiben bzw. Wandplatten			
Höhe [m]	5,50	7,00	8,00
Dicke [m]	0,60	0,80	1,20
Länge [m]	6,00	12,00	20,00
Auflast			
Einzellast auf Wandfläche verteilt [MN]	ohne	10	20
Material			
Betongüte	C20/25	C35/45	C50/60
E-Modul [MN/m²]	30.000	34.000	37.000
Bewehrungsgehalt [kg/m³]	200 (davon 60 % in Tragrichtung)	250 (davon 60 % in Tragrichtung)	300 (davon 60 % in Tragrichtung)
Anprall			
Winkel	in Abhängigkeit des jeweiligen Lastfalls, variiert gemäß Abbildung 70		
Geschwindigkeit [km/h]	50	120	200
Anprallhöhe [m]	1,00	2,00	2,00
Masse [t]	30,0	51,4	80,0

4.4.1 Verschmierte Bewehrungsmodellierung für die Parameterstudie

Für die Parameterstudie wird eine »verschmierte« Bewehrungsmodellierung vorgenommen, welche durch eine schichtartige Verschmierung der Bewehrung erfolgt. Im vorliegenden Fall bedeutet dies, dass die Wand aus fünf Schichten, welche fest miteinander verbunden sind und den Verbundwerkstoff Stahlbeton repräsentieren, modelliert wird. Für den Anprall an die Wandseite ergibt sich für die Referenzwand mit 80 cm Stärke ein Aufbau der Wand – von vorne nach hinten betrachtet – wie folgt:

- 5 cm Betonschicht (ohne Bewehrung)
- 5 cm Stahlbetonschicht (gesamte vordere Bewehrung wird in dieser Schicht berücksichtigt)
- 60 cm Betonschicht (ohne Bewehrung)
- 5 cm Stahlbetonschicht (gesamte hintere Bewehrung wird in dieser Schicht berücksichtigt)
- 5 cm Betonschicht (ohne Bewehrung)

In den beiden äußeren sowie der mittleren Schicht wird die Wand durch Materialparameter beschrieben, welche die direkten Kennwerte des jeweiligen Betons, z. B. eines Betons C35/45 im Referenzmodell, beinhalten. Hierin ist keine Bewehrung enthalten, sodass der E-Modul, die Festigkeits- und Scha-

densparameter lediglich auf den Betoneigenschaften beruhen. In den beiden Stahlbetonschichten wird jeweils der komplette Stahlgehalt an der Wandvorder- bzw. der Wandrückseite berücksichtigt. Diese Schichten werden ebenfalls mit dem CDP-Modell modelliert, hier erfolgt jedoch eine Anpassung des E-Moduls, der Festigkeitsparameter sowie der Schadensparameter entsprechend dem vorliegenden Bewehrungsgehalt.

Die vorgestellte »verschmierte« Modellierung wird anhand des Referenzmodells verdeutlicht. Im Referenzmodell ist ein Stahlgehalt von 250 kg/m^3 vorhanden, wobei 60 % dieser Bewehrung in Tragrichtung verlaufen. Bei einer Wanddicke von $0,80 \text{ m}$ bedeutet dies, dass

$$250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,80 \text{ m} \cdot 0,60 = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad (81)$$

an Bewehrung bezogen auf einen Quadratmeter Wand vorhanden sind. Diese Bewehrung wird nun auf die beiden 5 cm starken Stahlbetonschichten, also auf insgesamt 10 cm der Wanddicke, aufgeteilt. Mit einer Rohdichte des Bewehrungsstahls von 7.850 kg/m^3 ergibt sich für die beiden Schichten jeweils ein Volumenanteil der Bewehrung von:

$$120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} / 7.850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \frac{0,80 \text{ m}}{0,10 \text{ m}} = 15,29\% \quad (82)$$

Dies bedeutet, dass innerhalb der beiden Bewehrungsschichten jeweils $15,29 \text{ Vol-\%}$ Bewehrung in Tragrichtung vorhanden sind. Damit lassen sich nun die Eigenschaften der beiden Bewehrungsschichten berechnen, welche mit dem CDP-Modell dargestellt werden. Für den E-Modul ergibt sich:

$$34.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + 0,1529 \cdot \left(200.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} - 34.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 59.381 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (83)$$

Für die mittlere Druckfestigkeit f_{cm} folgt damit:

$$43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (1 - 0,1529) + 0,1529 \cdot 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 112,88 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (84)$$

und für die Zugfestigkeit f_{ctm} ergibt sich:

$$3,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (1 - 0,1529) + 0,1529 \cdot 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 79,16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (85)$$

Mit dem E-Modul und den Festigkeitskennwerten lassen sich die Eigenschaften des CDP-Modells nach Anhang 5 bestimmen.

4.4.2 Kalibrierung der effektiven Steifigkeit für das Matlab-Vorhersagemodell

Wie bereits beschrieben geht die MATLAB-Modell-Hypothese davon aus, dass die Steifigkeit einer Konstruktion als äquivalente lineare Feder ausreichend genau geschätzt werden kann. Diese lineare Feder muss detailliert kalibriert werden, um die verschiedenen Materialien, Formen und sonstigen Einflussparameter der Bauwerke berücksichtigen zu können. Nach der Bestimmung eines äquivalenten effektiven Steifigkeitswertes, der die Unterschiede zwischen jedem möglichen Szenario repräsentiert, können die Last-Zeit-Funktionen anhand dieses Modells genauer berechnet werden.

Daher wurde ABAQUS verwendet, um den Einfluss der Geometrie (Länge, Breite, Höhe) und der Beschaffenheit der Materialien (Betonklasse und Bewehrungsgehalt) auf die maximale Anpralllast und die Bauteilsteifigkeit zu ermitteln. Mit den für jeden Parameter ermittelten Maximalwerten kann eine äquivalente lineare Steifigkeit bestimmt werden. Diese effektive Steifigkeit wird verwendet, um die Wirksamkeit des beschriebenen Modells zu beurteilen und die Anpralllast bei verschiedenen Geschwindigkeiten und verschiedenen Gesamtmassen im Modell zu bewerten. Die mit Matlab ermittelte äquivalente lineare Federsteifigkeit wird in Tabelle 36 und Tabelle 37 zusätzlich zu den ermittelten maximalen Anprallkräften aufgeführt.

4.4.3 Anprallsituation 6 bzw. 5: Anprall in y-Richtung (Anprall an die Wandseite)

Für den Anprall an die Wandseite entspricht der orthogonale Anprall dem Referenzmodell, also der hier festgelegten Definition des Anpralls in y-Richtung bzw. einem Winkel von 90°. Die untersuchte Referenz-Stahlbetonwand besitzt Abmessungen von 12 m Länge, 0,80 m Dicke und 7 m Höhe und besteht aus einem Beton C35/45 mit einem Bewehrungsgehalt von 250 kg/m³, wobei die Bewehrung wie bereits angesprochen »verschmiert« im Modell angesetzt wird. Die Stahlbetonwand ist an der Unterseite eingespannt und oben horizontal starr gelagert, der Anprall erfolgt mittig auf die Stahlbetonwand in einer Höhe, betrachtet von der Unterkante der Wand bis zur Unterkante des Wagenkastens (siehe Anhang 1). Eine Gesamtauflast von 10 MN ist über die gesamte Oberfläche der Wand als Flächenlast verteilt. Die Anprallgeschwindigkeit beträgt 120 km/h. Die Erdbeschleunigung wurde mit einem Wert von 9,81 m/s² in vertikaler Richtung berücksichtigt. Zwischen der Stahlbetonwand und dem anprallenden Wagenkasten wird ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,3$ in tangentialer Richtung gewählt und volle Kraftübertragung in die Normalen-Richtung, wobei der Einfluss des Reibungskoeffizienten unwesentlich ist. Zwischen dem Boden des Wagenkastens und dem starren Untergrund wird vereinfacht ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,7$ verwendet, um eine erhöhte Reibung des Untergrunds nach einer Entgleisung durch z. B. ein Schotterbett oder Gelände zu berücksichtigen. Für den reinen Anprallvorgang ist der Einfluss des Reibungskoeffizienten allerdings sehr gering, da es sich um einen kurzen Betrachtungszeitraum handelt. In den numerischen Simulationen mit ABAQUS ist das Ziel zudem die reine Betrachtung des Anprallereignisses und eine Auswertung der Anprallkräfte sowie der Bauteilverformungen.

Nachfolgend werden die Last-Zeit- und die Verformungs-Zeit-Diagramme für den Anprall in y-Richtung betrachtet. Die ausgewertete Kraft entspricht der integrierten Kontaktkraft an der Wandoberfläche. In vertikaler Richtung (z-Richtung) entstehen durch den Anprall ebenfalls Kräfte, welche jedoch sehr gering sind und im weiteren Verlauf nicht betrachtet werden. Die Verformung der Stahlbetonwand wird an dem Element mit der größten Verformung ausgewertet. Dieses Element befindet sich beim Anprall an die Wandseite, stets ziemlich genau in der Mitte der Stahlbetonwand. Die Auswertung bezieht sich auf die Verformung in Wanddickenrichtung. Im Anhang unter Abschnitt 13.1 sind Ansichten, Schadensbilder – in Druck- (DAMAGE-C) und Zugbereich (DAMAGE-T) getrennt – für die Wandvorderseite (Anprallseite) und die Wandrückseite (anprallabgewandte Seite) sowie die Verformungen in y-Richtung für die einzelnen Anprallsimulationen mit den variierenden Parametern gemäß Tabelle 35 dargestellt. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Last-Zeit- und die Kraft-Verformungs-Funktionen für die untersuchten Parameter dargestellt. Die Anprallkräfte werden dabei getrennt in x-Richtung und y-Richtung betrachtet, die Verschiebungen dagegen nur in y-Richtung. Positive und negative Werte entsprechen der Definition durch das erläuterte Koordinatensystem. In den folgenden Abbildungen sind die Simulationsergebnisse der ABAQUS-Berechnungen dargestellt.

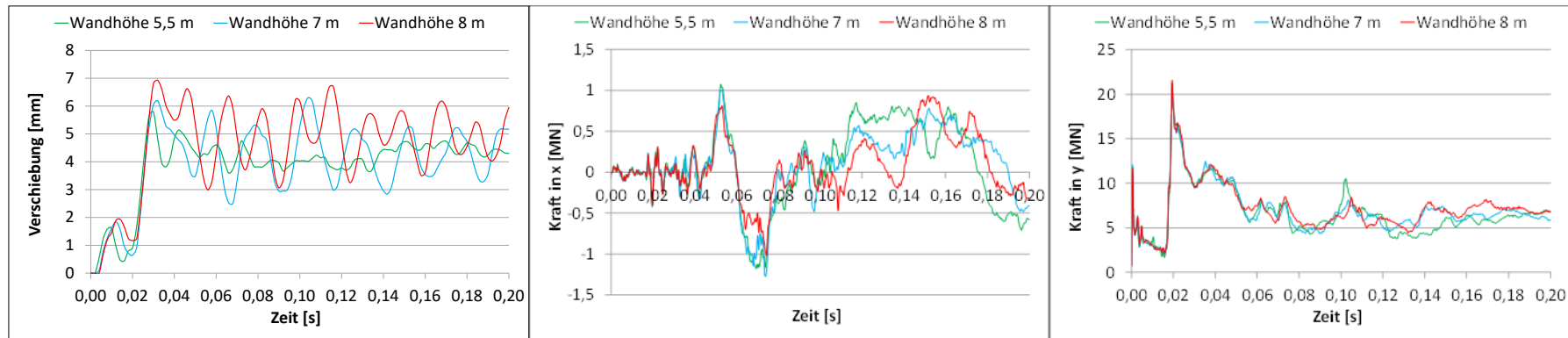


Abbildung 82: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus

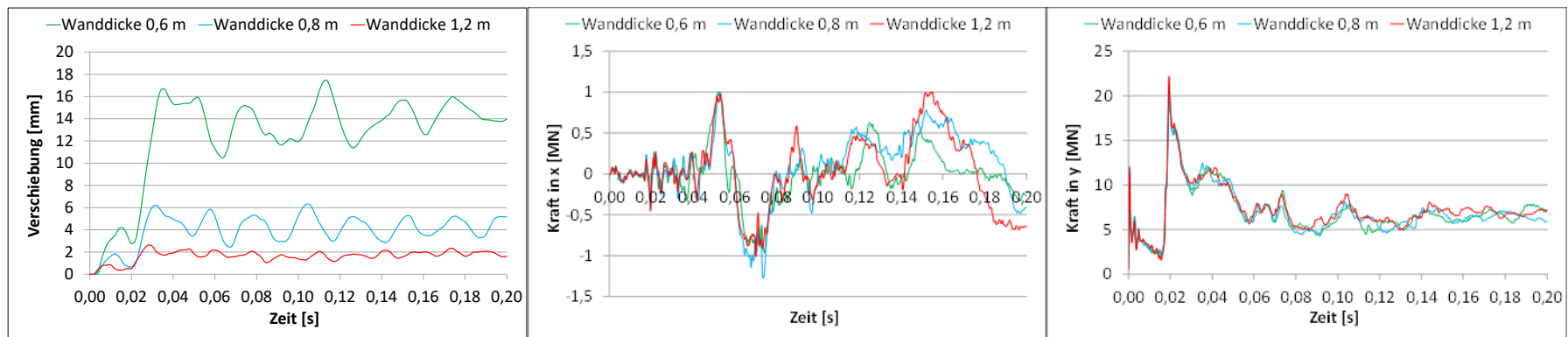


Abbildung 83: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wanddicken – Abaqus

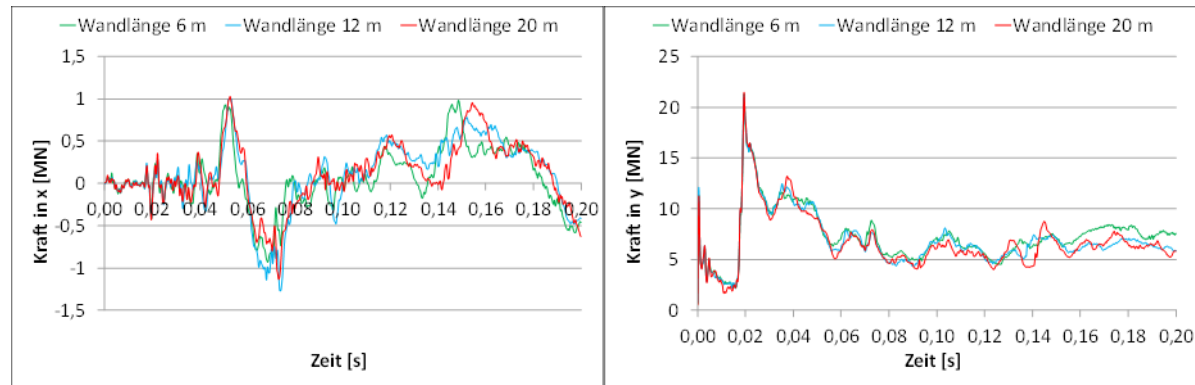


Abbildung 84: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wandlängen – Abaqus

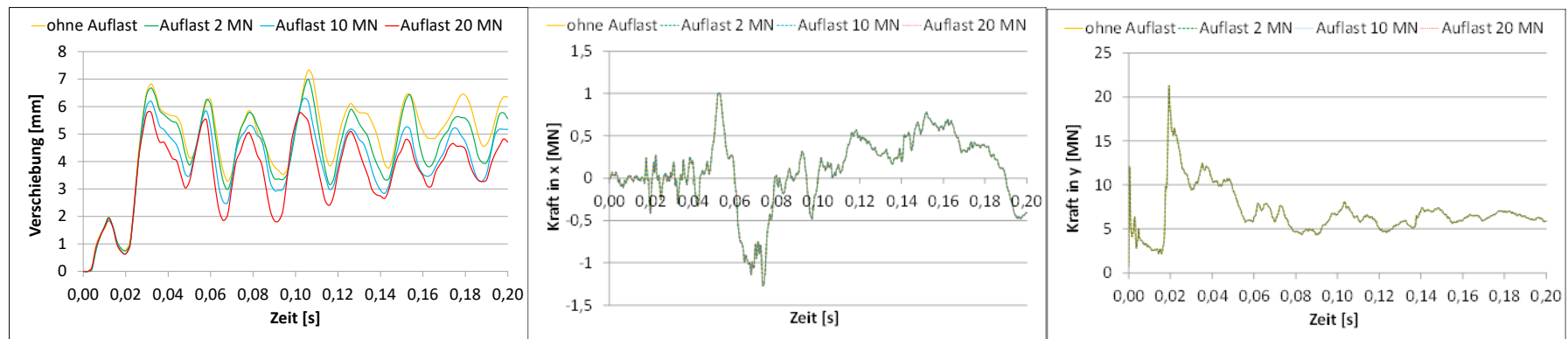


Abbildung 85: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Auflasten – Abaqus

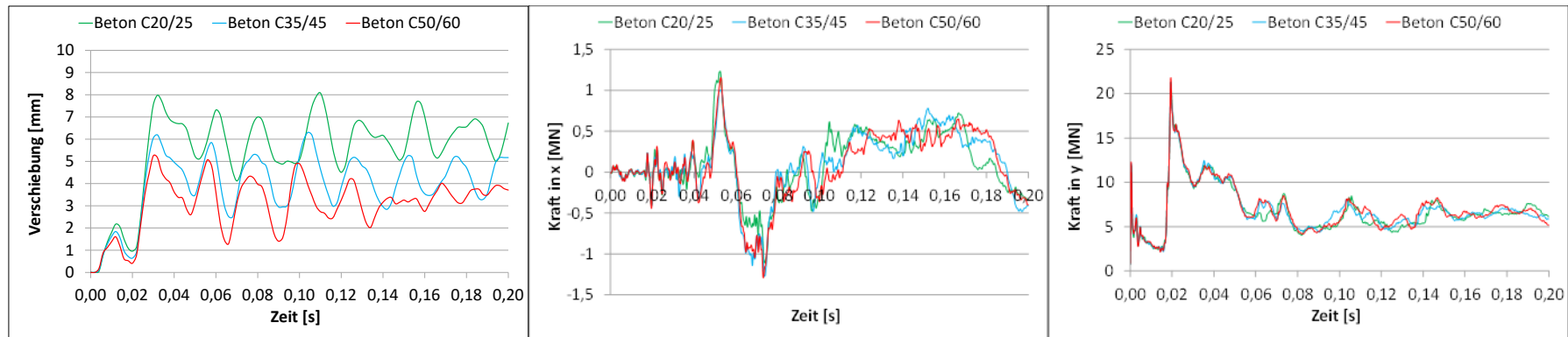


Abbildung 86: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Betonen/Elastizitätsmoduln – Abaqus

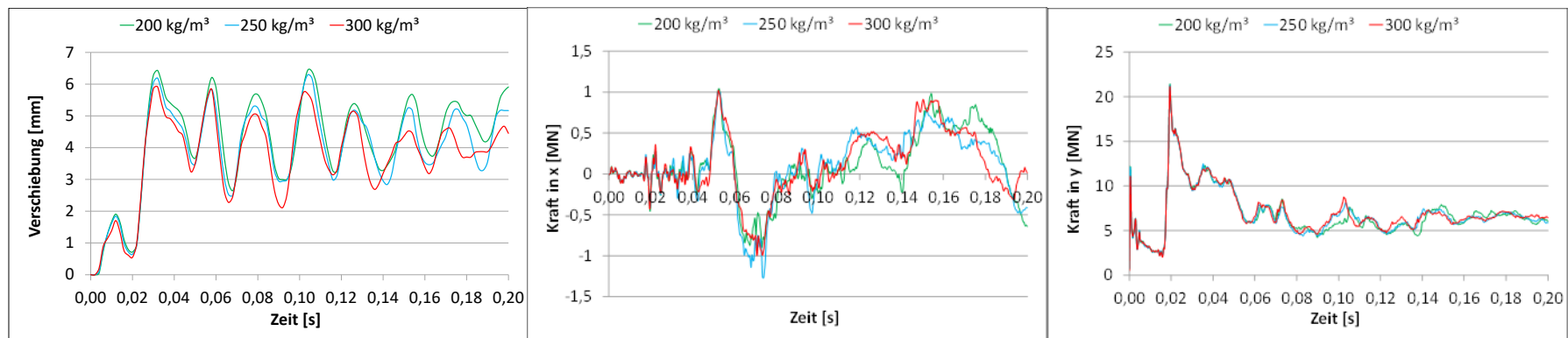


Abbildung 87: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten (Beschriftung der Funktionen: Angabe der Stahlmenge in kg pro m³ Beton) – Abaqus

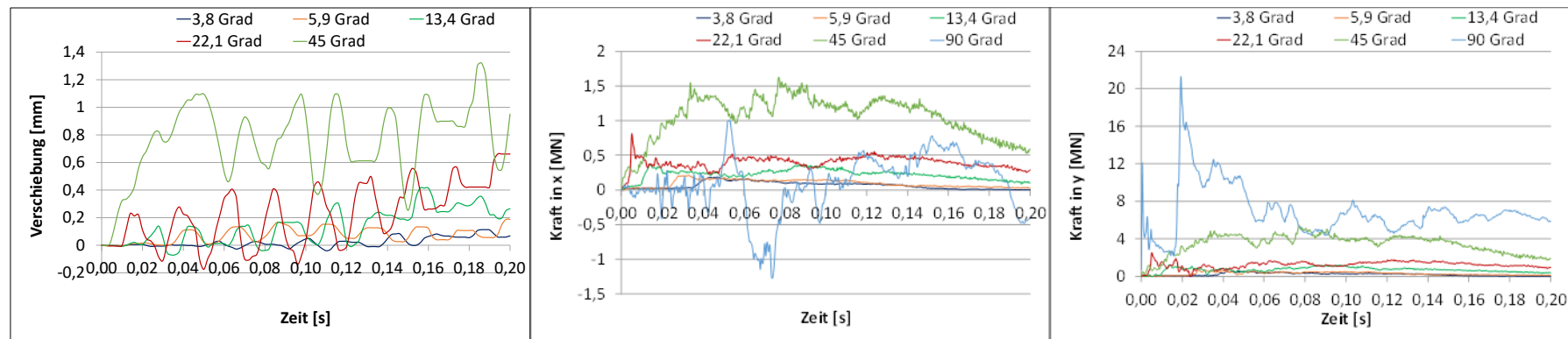


Abbildung 88: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 und 5 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallwinkel von 90° aus Anschaulichkeitsgründen nicht in Verschiebungs-Zeit-Diagramm dargestellt, da Verformungen entsprechend Referenzmodell deutlich größer) – Abaqus

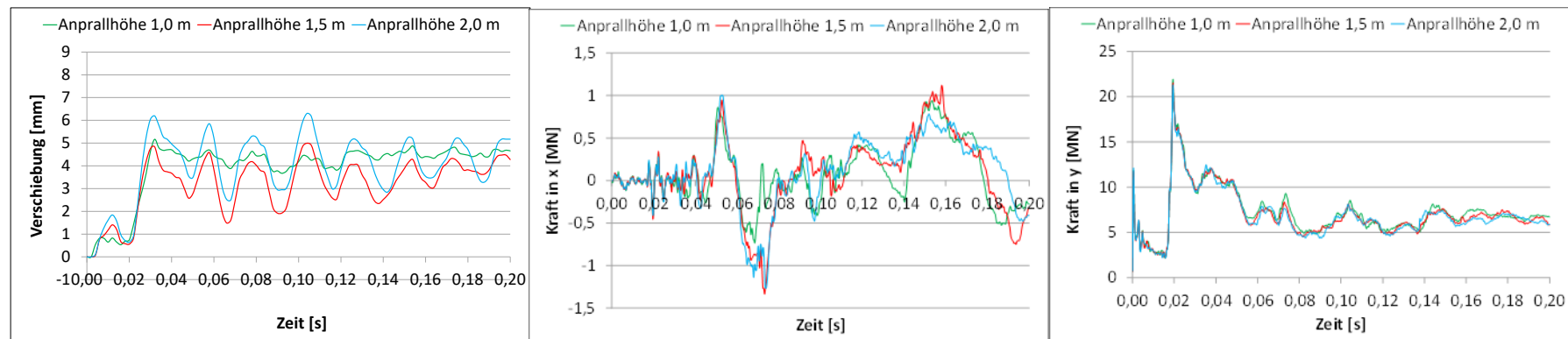


Abbildung 89: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallhöhen – Abaqus

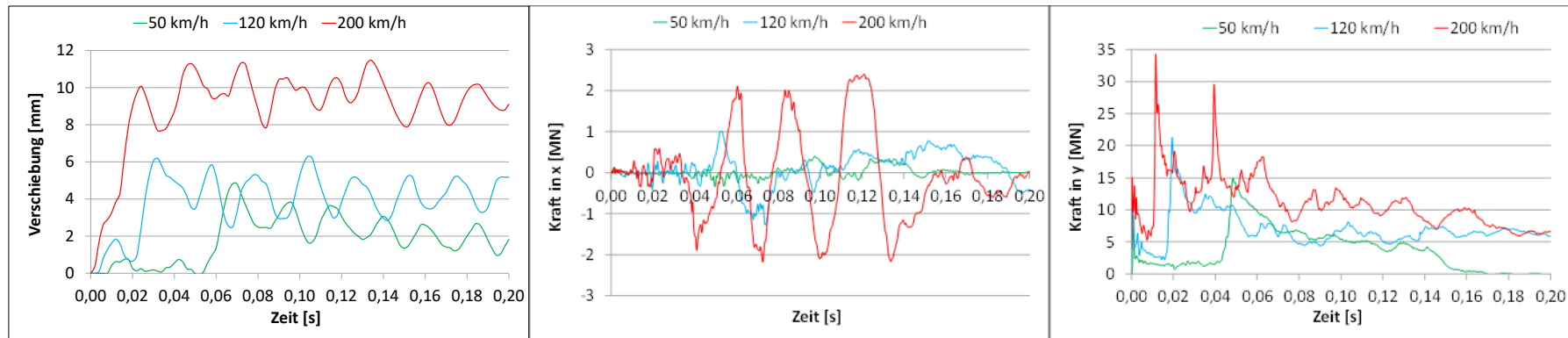


Abbildung 90: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus

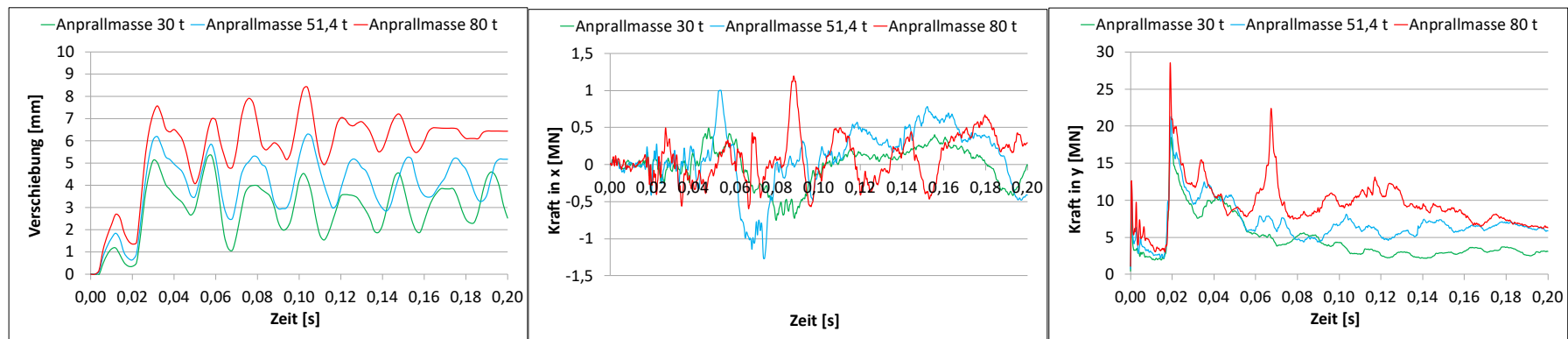


Abbildung 91: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Abaqus

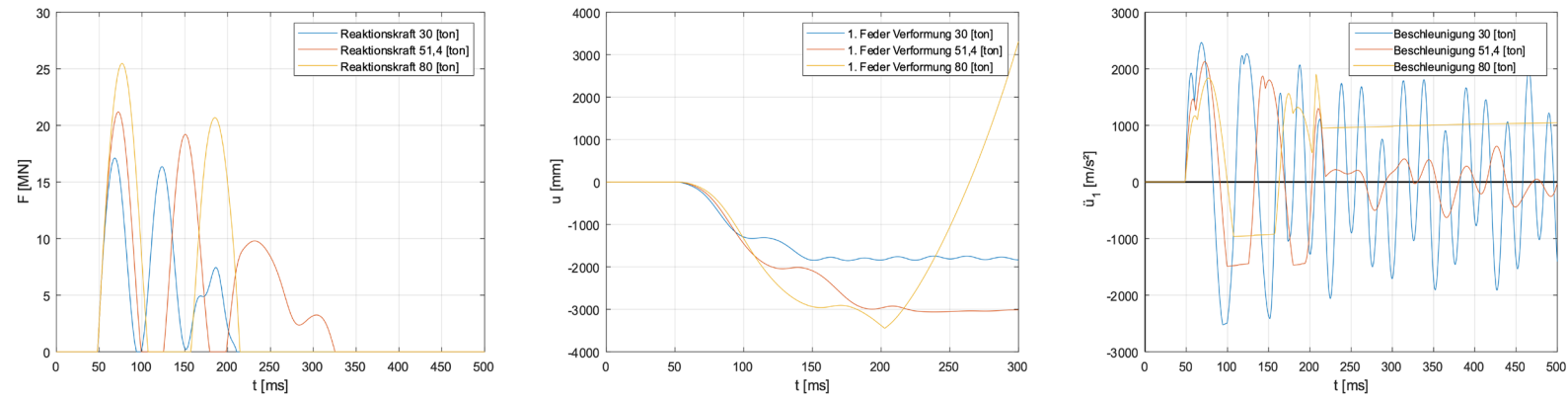


Abbildung 92: Verschiebungs-Zeit-, Last-Zeit- und Beschleunigungs-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Matlab

Durch die Parameterstudie können verschiedene Erkenntnisse gewonnen werden. Es wird deutlich, dass die Anprallkräfte an der Wandseite unabhängig von den gewählten geometrischen Eigenschaften, den Materialeigenschaften, der Auflast sowie der Anprallhöhe sind. Diese Parameter besitzen jedoch einen Einfluss auf die Verformungen und auf die Schädigung der Stahlbetonwand. Die Wanddicke zeigt keinen Einfluss auf die Anprallkraft, da auch bei geringeren Wanddicken bereits ein relativ steifes Bauteil vorliegt und die Verformung der Wand im Vergleich zur Verformung des Schienenfahrzeuges sehr gering ist. Auch für eine veränderte Lagerung würde sich keine Veränderung der Anprallkraft ergeben, lediglich größere Verformungen wären möglich, wie sich anhand einer Vergleichsberechnung zeigt. Dies gilt ebenso für unterschiedliche Betongüten und damit auch E-Moduln.

Ein Einfluss auf die Anprallkraft ergibt sich bei den untersuchten Parametern lediglich beim Anprallwinkel, der Anprallgeschwindigkeit und der Anprallmasse. Für den Anprallwinkel zeigt sich erwartungsgemäß ein erheblicher Einfluss auf die Anprallkräfte, sodass die Anprallkräfte in y-Richtung infolge eines geringeren Anprallwinkels deutlich verringert werden. Auch für die Anprallgeschwindigkeit und die Anprallmasse ergibt sich ein wesentlicher Einfluss auf die Anprallkräfte. Je höher die Anprallgeschwindigkeiten und/oder Anprallmassen, desto größer die kinetische Energie zu Beginn des Anprallvorgangs – und damit auch deso größer die Anprallkräfte.

Die Wandverformungen werden durch fast alle Parameter beeinflusst. Durch eine größere Wandhöhe erhöhen sich die Verformungen, da die Spannweite zwischen den Auflagerpunkten vergrößert wird. Durch eine erhöhte Wanddicke verringern sich die Verformungen deutlich, da die Wandsteifigkeit dadurch wesentlich erhöht wird. Für unterschiedliche Wandlängen ist der Einfluss nicht so stark ausgeprägt, allerdings ist zu erkennen, dass sich die Verformung bei geringerer Wandlänge vergrößert. Verschiedene Auflasten zeigen ebenfalls einen geringen Einfluss auf die Bauteilverformungen, was aufgrund des Bauteilverhaltens der Wand nachvollziehbar ist, da infolge einer erhöhten Normalkraftbeanspruchung der Querschnitt stärker überdrückt ist und die Verformungen etwas verringert werden, sofern es nicht zum Ausknicken kommt. Durch die Wahl eines weniger festen Betons werden die Verformungen erwartungsgemäß ebenfalls vergrößert, wie auch durch geringere Bewehrungsgehalte. Der Anprallwinkel besitzt einen starken Einfluss auf die Bauteilverformungen, zu erkennen an deutlich größeren Bauteilverformungen bei größerem Anprallwinkel. Die Anprallhöhe zeigt einen geringen Einfluss auf die Bauteilverformungen in der Form, dass sich die Verformungen der Stahlbetonwand vergrößern, wenn der Anprall etwa auf halber Wandhöhe auftritt, verglichen mit einem Anprall an einer geringeren Höhe. Die Anprallgeschwindigkeit beeinflusst die Bauteilverformungen ebenfalls deutlich, sodass diese infolge einer höheren Anprallgeschwindigkeit größer ausfallen. Eine erhöhte Fahrzeug-Anprallmasse hat denselben Effekt auf Bauteilverformungen.

Die Parameter beeinflussen die Schädigung des Bauteils ähnlich wie die Bauteilverformungen, sodass größere Bauteilverformungen auch größere Schädigungen nach sich ziehen. Die Ansichten der Schädigungen sind im Anhang unter Abschnitt 13.1 aufgeführt.

In Tabelle 36 sind die maximalen Kräfte und Verformungen bei Variation der vorgestellten Parameter für Anprallsituation 6 ausgewertet. Die Verschiebung wird in Wanddickenrichtung an der Stelle der größten Verformung an der Wandanprallseite ausgewertet, welche sich im Bereich des anprallenden Wagenkastenquerschnitts relativ in Wandmitte befindet. Der gesamte Verlauf der Verschiebungen ist bereits in den einzelnen Verschiebungs-Zeit-Diagrammen dargestellt. Die maximalen Kräfte ergeben sich als der jeweilige Maximalwert der Last-Zeit-Funktionen der einzelnen Anprallsituationen.

In Abbildung 92 wird der Einfluss verschiedener Massen auf die Verformung des ersten Federelements des Wagens, die Anprallkraft sowie der Einfluss auf die Struktur durch eine induzierte Beschleunigung mittels des MATLAB-Vorhersagemodells verglichen. Es ist ersichtlich, dass die Änderung der Masse auch

eine Änderung der Gesamtenergie des Systems mit sich bringt, was sich auf die maximale Anpralllast auswirkt. Dies zeigt sich auch durch eine größere plastische Verformung des ersten Federelements des Wagens. Bei einer induzierten Beschleunigung bleibt die Frequenz relativ ähnlich, während die Amplitude einige Unterschiede aufweist. Dieser Effekt tritt vermehrt bei einer Masse von 80 t auf, wobei die plastische Verformung auch die harmonische Bewegung der ersten Masse beeinflusst.

Für Anprallsituation 6 (Tabelle 36) ergibt sich eine gute Vorhersage der Stoßbelastung mit der Hypothese einer linearen effektiven Steifigkeit mit dem vorgestellten Matlab-Modell. Bei der Variation der Masse (30 t, 51,4 t und 80 t) liegen die Unterschiede zur FE-Simulation mit ABAQUS für die maximale Anprallkraft zwischen 5,6 % und 11,3 %, wobei durch eine Abnahme der Masse geringere Abweichungen vom Wert des FE-Modells berechnet werden. In Bezug auf die Variation der Anprallgeschwindigkeiten (50 km/h, 120 km/h und 200 km/h) liegen die Vorhersageunterschiede zwischen 2,8 % und 22,0 %, wobei die größte Abweichung bei der geringsten Geschwindigkeit und die kleinste Abweichung bei der höchsten Geschwindigkeit auftritt.

Im Fall der Massenvariationen kann der Unterschied zwischen den Maximalwerten der Anpralllast durch die Lage der Knoten-Massenschwerpunkte erklärt werden. Dies wirkt sich letztendlich durch Unterschiede in der gesamten akkumulierten kinematischen und inneren Energie aus (Umwandlung von kinetischer in potenzielle Energie). Diese Energie wird zum Zeitpunkt des Anpralls (Kontakt mit der Konstruktion) geringer, was letztendlich zu einer möglicherweise etwas geringeren Anpralllast führt. Daher ist es von großer Bedeutung, dass bei der Diskretisierung eines Schienenfahrzeuges unter Verwendung dieses Anpralllast-Vorhersagemodells neben einer effektiven Steifigkeit der Schienenfahrzeuge auch die korrekte Lage der Massenschwerpunkte für jeden Wagen berücksichtigt wird.

Im Fall der Geschwindigkeits-Variation ist die Vorhersage der Anpralllasten durch das MATLAB-Modell für hohe Geschwindigkeiten sehr nahe an den FE-Simulationsergebnissen. Dies beruht möglicherweise auf der Tatsache, dass höhere Geschwindigkeiten zu starken plastischen Verformungen führen, was eine große Bedeutung für die Übertragung und das Zusammenwirken der inneren Kräfte des Fahrzeugs mit der gestoßenen Struktur besitzt. Im Fall einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h beträgt die Differenz der maximalen Anprallkraft etwas mehr als 20 %. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei dieser Geschwindigkeit ein deutlich größerer Bereich des Anpralls noch in einem linearen Bereich fällt. Es kann daher erforderlich sein, die effektive Steifigkeit der Struktur auch im linearen Bereich zu kalibrieren.

Bei der Variation des Anprallwinkels verliert das Vorhersagemodell an Genauigkeit. Die frontale relative Steifigkeit des vorderen Wagenkastenbereichs wird für einen Winkelfall berücksichtigt, bei dem geometrische Einschränkungen und die Seitensteifigkeit des Wagens eine wichtigere Rolle spielen. Aufgrund dessen kann nur eine relativ ungenaue Vorhersage getroffen werden. Es wäre erforderlich, die Steifigkeit des Wagens in Bezug auf verschiedene Winkel der einwirkenden Kraft parametrisch zu untersuchen. Eine effektive Steifigkeit in Abhängigkeit von einem bestimmten Winkel im Fall eines Anpralls kann dann für den Frontallanprall simuliert werden, für den das Vorhersagemodell wesentlich exaktere Ergebnisse liefert.

TABELLE 36: MAXIMALE KRÄFTE UND VERSCHIEBUNGEN FÜR ANPRALLSITUATION 6 (ANPRALL IN Y-RICHTUNG) (ERSTER WERT ABAQUS, ZWEITER WERT MATLAB)

ICE-1-Mittelwagen als Triebwagenmodell		Anprallsituation 6											
	Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite			Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite			
	Wandhöhe [m]						Wanddicke [m]						
Parameter	5,50	7,00	8,00	5,50	7,00	8,00	0,60	0,80	1,20	0,60	0,80	1,20	
Maximale Kraft [MN]	1,07	1,00	0,94	21,00	21,29	21,56	0,66	1,00	1,00	20,89	21,29	22,19	
	1,07	1,00	0,94	21,00	21,29	21,56	0,66	1,00	1,00	20,89	21,29	22,19	
Maximale Verschiebung in y (Abaqus) [mm]	---			5,79	6,30	6,93	---			17,39	6,30	2,62	
Bauteilsteifigkeit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$5,467 \cdot 10^4$	$4,927 \cdot 10^4$	$4,497 \cdot 10^4$	$3,716 \cdot 10^7$	$3,858 \cdot 10^7$	$3,999 \cdot 10^7$	$2,641 \cdot 10^4$	$4,939 \cdot 10^4$	$4,951 \cdot 10^4$	$3,666 \cdot 10^7$	$3,856 \cdot 10^7$	$4,343 \cdot 10^7$	
	Wandlänge [m]						Auflast Gleichlasten [MN]						
Parameter	6,00	12,00	20,00	6,00	12,00	20,00	0,0	2,0	20,00	0,0	2,0	20,00	
Maximale Kraft [MN]	0,98	1,00	1,03	21,29	21,29	21,47	1,00	1,00	1,00	21,29	21,29	21,29	
	0,98	1,00	1,03	21,29	21,29	21,47	1,00	1,00	1,00	21,29	21,29	21,29	
Maximale Verschiebung in y (Abaqus) [mm]	---			9,95	6,30	6,79	---			7,22	6,99	5,78	
Bauteilsteifigkeit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$4,791 \cdot 10^4$	$4,939 \cdot 10^4$	$5,160 \cdot 10^4$	$3,857 \cdot 10^7$	$3,858 \cdot 10^7$	$3,956 \cdot 10^7$	$4,939 \cdot 10^4$			$3,857 \cdot 10^7$	$3,857 \cdot 10^7$	$3,857 \cdot 10^7$	
	Betongüte/E-Modul						Bewehrungsgehalt [kg/m³]						
Parameter	C20/25	C35/45	C50/60	C20/25	C35/45	C50/60	200	250	300	200	250	300	
Maximale Kraft [MN]	1,23	1,00	1,16	21,27	21,29	21,80	1,04	1,00	1,02	21,44	21,29	21,16	
	1,23	1,00	1,16	21,27	21,29	21,80	1,04	1,00	1,02	21,44	21,29	21,16	
Maximale Verschiebung in y (Abaqus) [mm]	---			8,08	6,30	5,25	---			6,45	6,30	5,92	
Bauteilsteifigkeit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$6,757 \cdot 10^4$	$4,939 \cdot 10^4$	$6,204 \cdot 10^4$	$3,847 \cdot 10^7$	$3,858 \cdot 10^7$	$4,122 \cdot 10^7$	$5,258 \cdot 10^4$	$4,939 \cdot 10^4$	$5,099 \cdot 10^4$	$3,938 \cdot 10^7$	$3,858 \cdot 10^7$	$3,791 \cdot 10^7$	
Anprallsituation 6													

Anprallsituation 6

4.4.4 Anprallsituation 2 bzw. 3: Anprall in x-Richtung (Anprall an den Wandkopf)

Für den Anprall an den Wandkopf entspricht der Anprall unter einem Winkel von 0° – gemäß der vorgestellten Definition – dem Referenzmodell. Der Anprall erfolgt wie bereits erläutert so, dass die Wandseitenfläche des Wagenkastens mittig auf die Wandkopfseite der Stahlbetonwand prallt. Die weiteren Eigenschaften beim Anprall sind identisch zum Anprall in y-Richtung und wurden bereits zu Beginn des Abschnitts 4.4.3 erläutert.

Nachfolgend werden die Last-Zeit- und die Verformungs-Zeit-Diagramme für den Anprall in x-Richtung, sprich den Anprall an den Wandkopf, betrachtet. Die ausgewertete Kraft entspricht der integrierten Kontaktkraft an die Wandoberfläche, im Falle des Anpralls an den Wandkopf wird diese, getrennt am Wandkopf und an der Wandseite, jeweils in x- und y-Richtung ausgewertet. Beim Anprall an den Wandkopf gibt es an der Vorderseite des Wandkopfes starke Verschiebungen aufgrund der einwirkenden punktuellen Belastungen des Untergestells des anprallenden Schienenfahrzeugmodells. Eine Berücksichtigung dieser punktuellen Verformungen ist für die Vergleichsbetrachtung nicht zielführend, sodass die Verformungen hier stets an der identischen Stelle der Stahlbetonwand ausgewertet werden. Diese befindet sich für jede geometrische Anpassung immer am Wandkopf auf jeweils halber Höhe und Breite der Wand in 20 cm Tiefe ab der Wandkopfvorderseite.

Im Anhang 13.2 sind Ansichten, Schadensbilder in Druck- (DAMAGE-C) und Zugbereich (DAMAGE-T) – Wandvorderseite (Anprallseite) und Wandrückseite (anprallabgewandte Seite) separiert – sowie die Verformungen in x- und y-Richtung für die einzelnen Anprallsimulationen mit variierenden Parametern gemäß Tabelle 35 dargestellt. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Last-Zeit- und die Kraft-Verformungs-Funktionen für die untersuchten Parameter dargestellt. Die auf Wandkopf und Wandseite wirkenden Anprallkräfte werden dabei getrennt voneinander in x-Richtung und y-Richtung betrachtet. Zusätzlich erfolgt eine Aufsummierung der Kräfte jeweils in x-Richtung und in y-Richtung. Dies bedeutet, dass sich die in den Diagrammen angegebenen Kraftwerte »Summe in x« aus den Anprallkräften am Wandkopf in x-Richtung und den Anprallkräften an der Wandseite in x-Richtung zusammensetzen, für den Anprall in y-Richtung dementsprechend aus beiden y-Anteilen. In vertikaler Richtung (z-Richtung) entstehen durch den Anprall ebenfalls Kräfte, welche jedoch gering sind und im weiteren Verlauf nicht betrachtet werden. Die Verformungen werden an der bereits erläuterten Stelle getrennt in x-Richtung und in y-Richtung betrachtet. Positive und negative Werte entsprechen der Definition durch das festgelegte globale Koordinatensystem. In den nachfolgenden Diagrammen sind die Ergebnisse der Anprallsimulationen mit ABAQUS dargestellt.

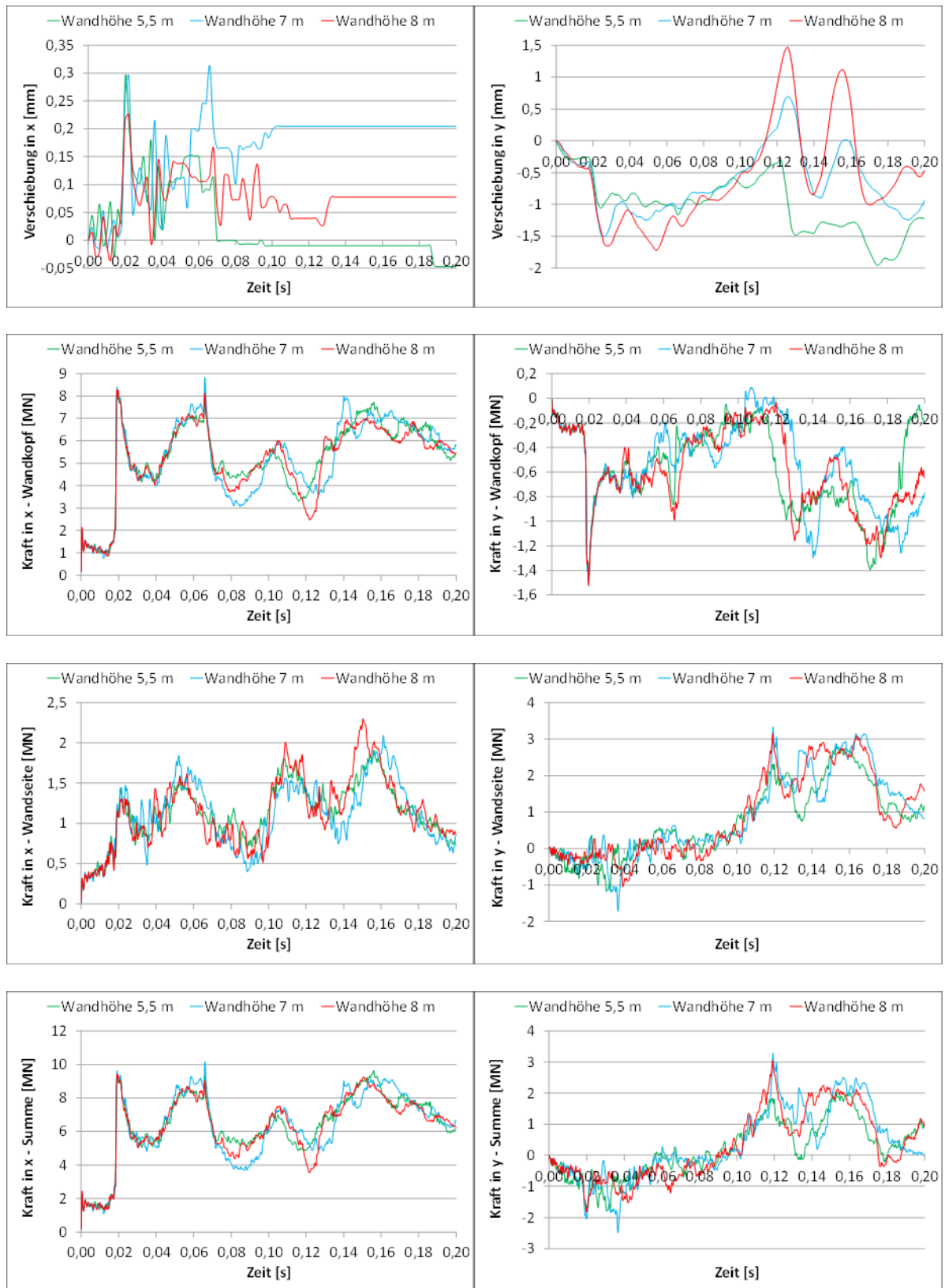


Abbildung 93: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus

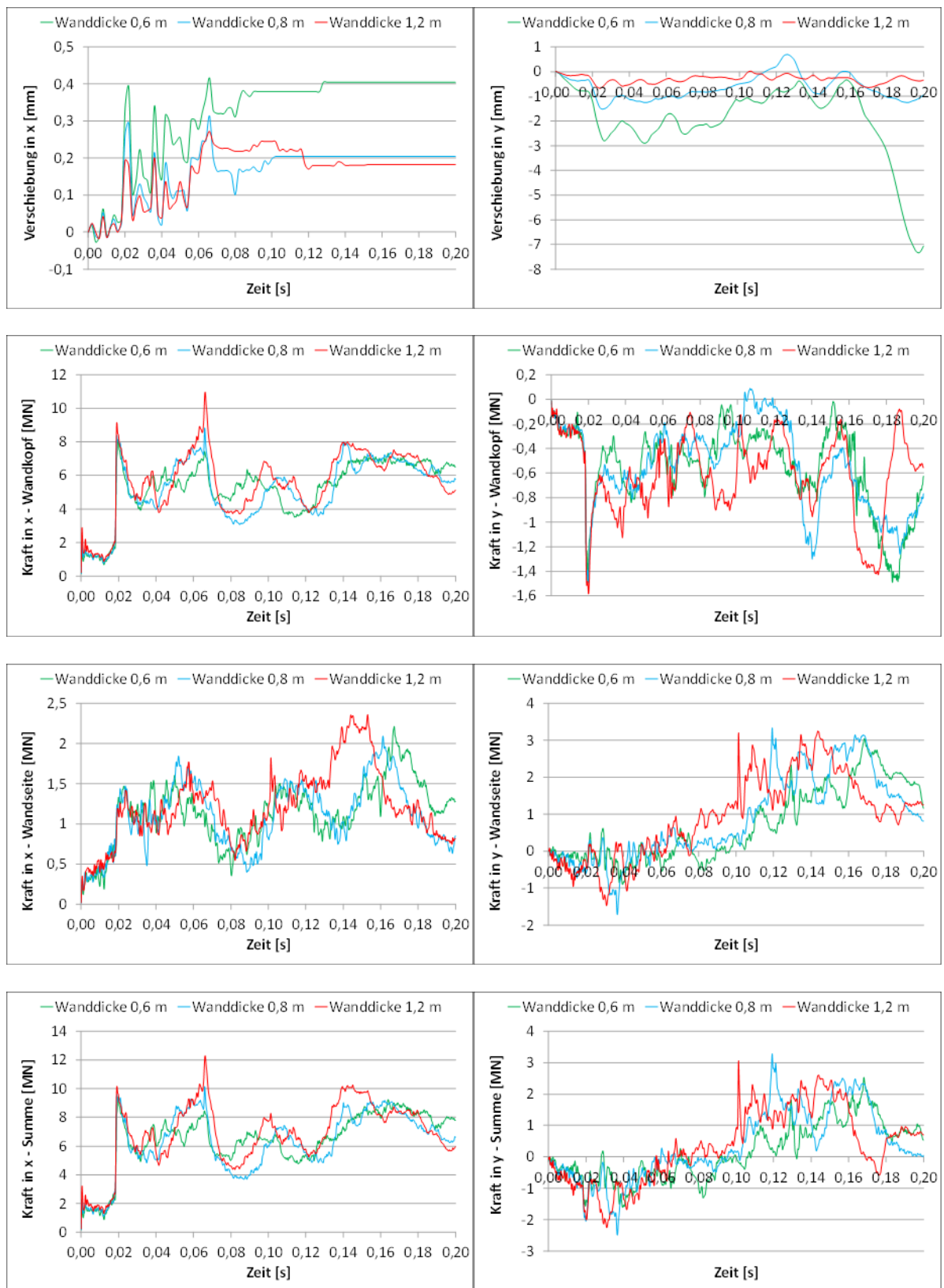


Abbildung 94: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wanddicken – Abaqus

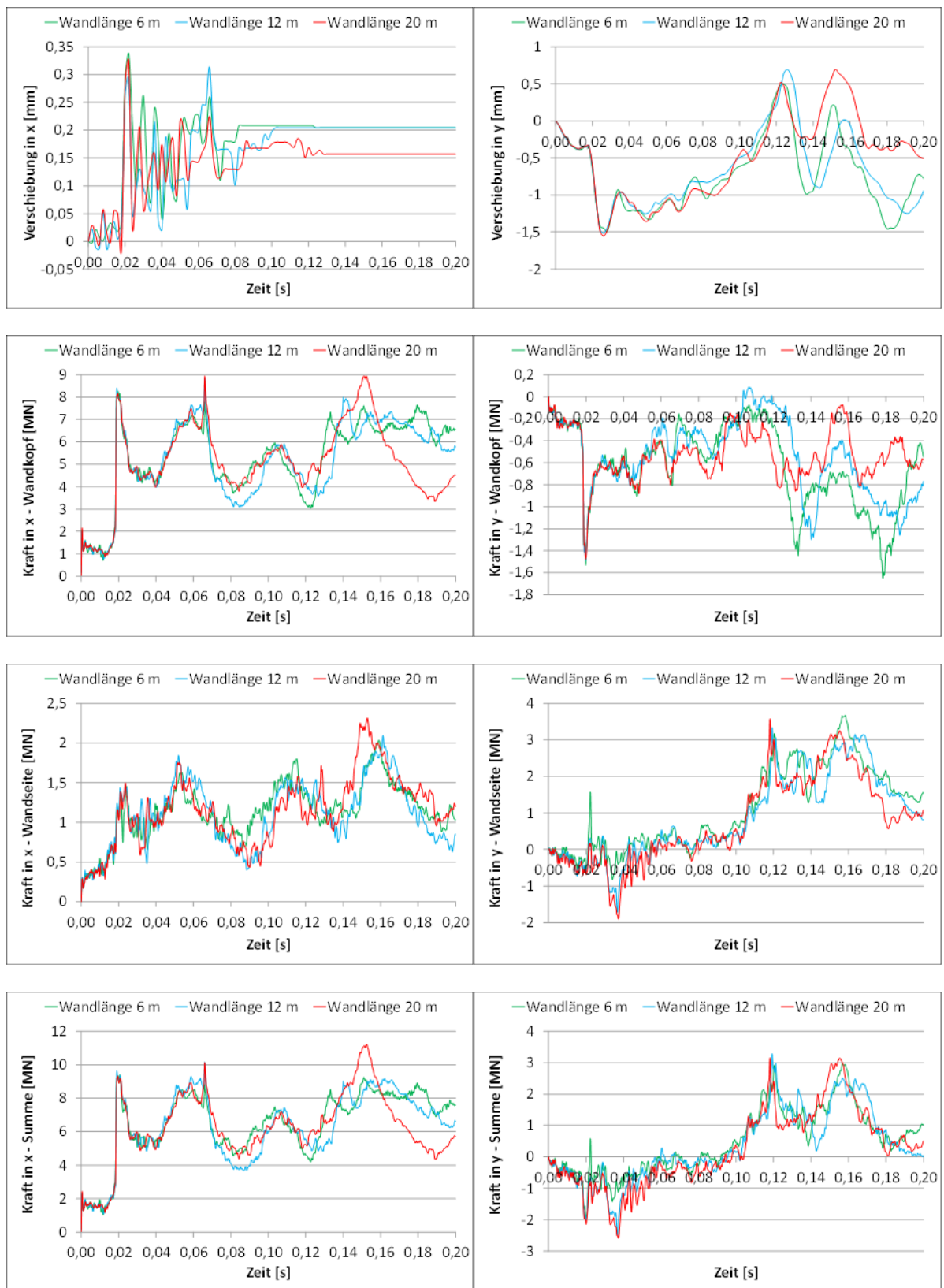


Abbildung 95: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wandlängen – Abaqus

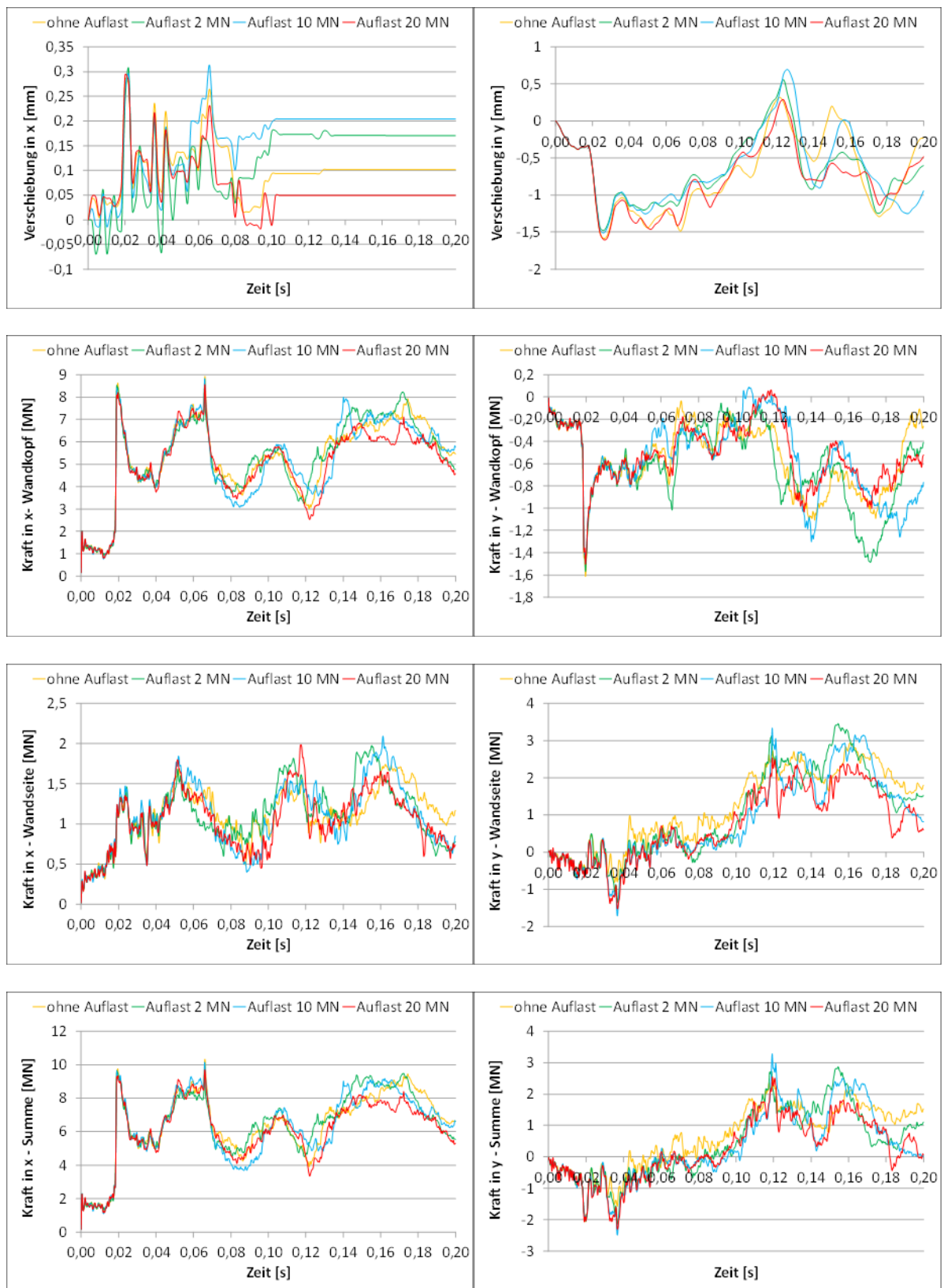


Abbildung 96: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Auflasten – Abaqus

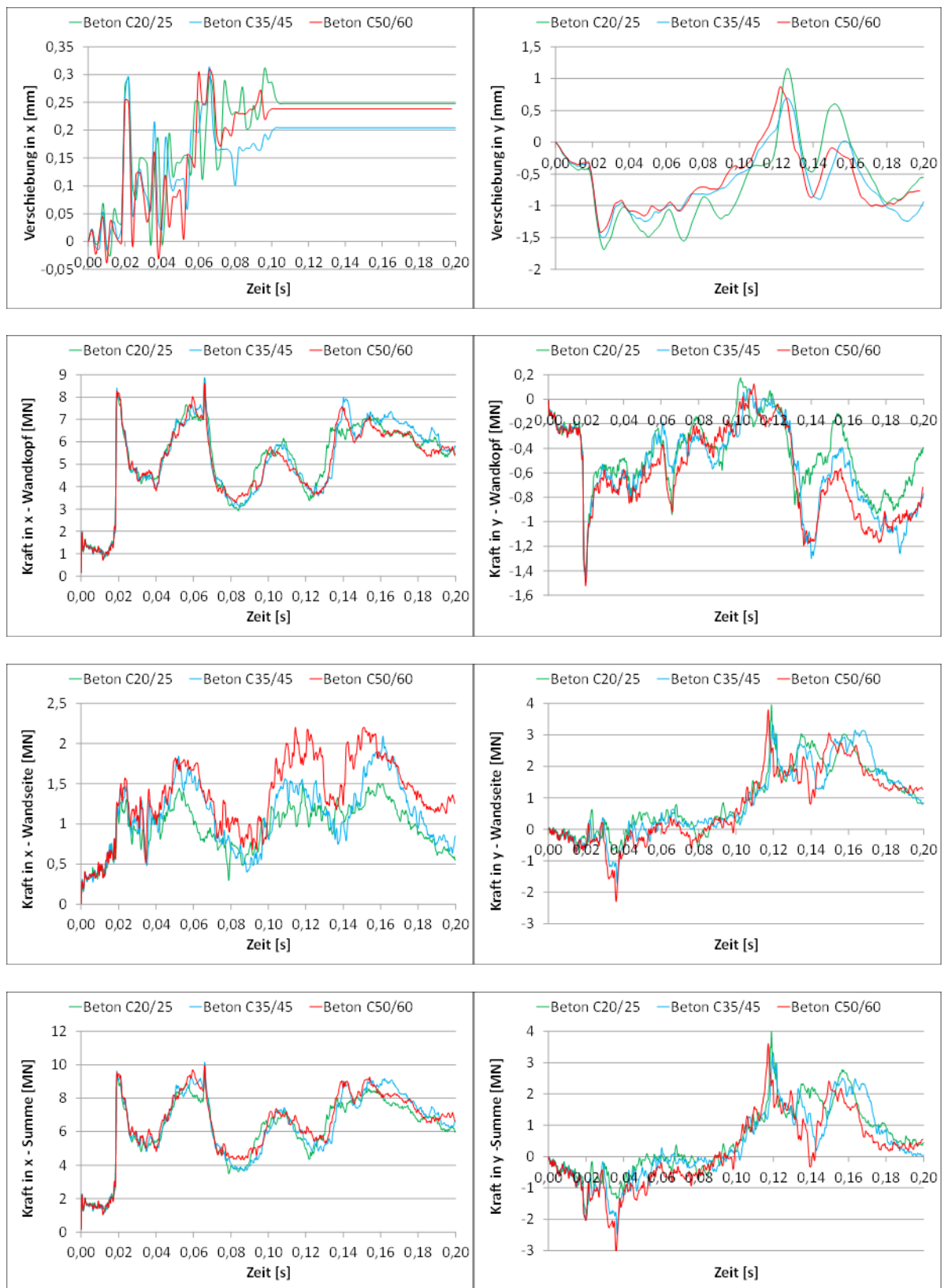


Abbildung 97: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Betonen/ Elastizitätsmoduln – Abaqus

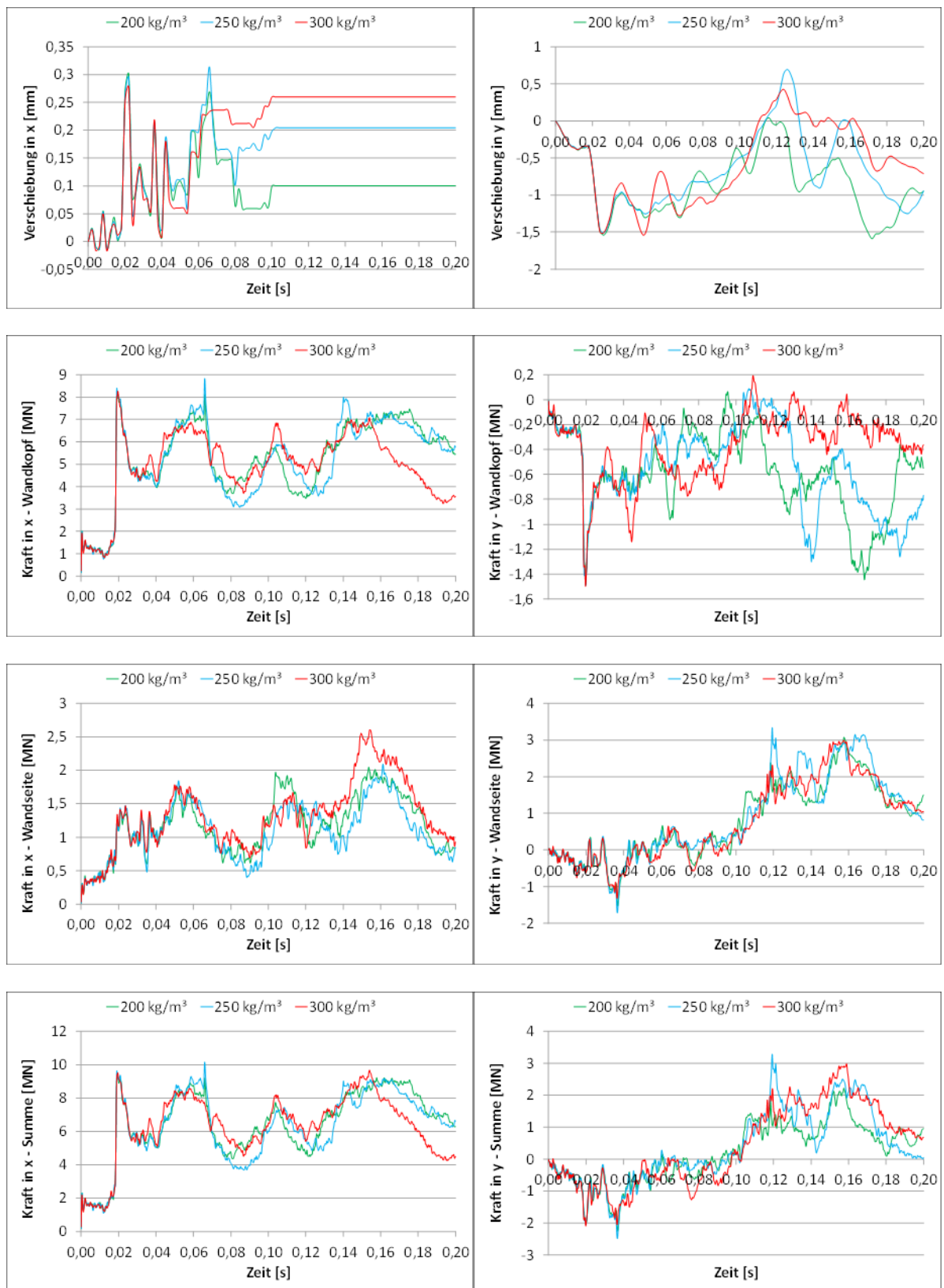


Abbildung 98: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten (Beschriftung der Funktionen: Angabe der Stahlmenge in kg pro m³ Beton) – Abaqus

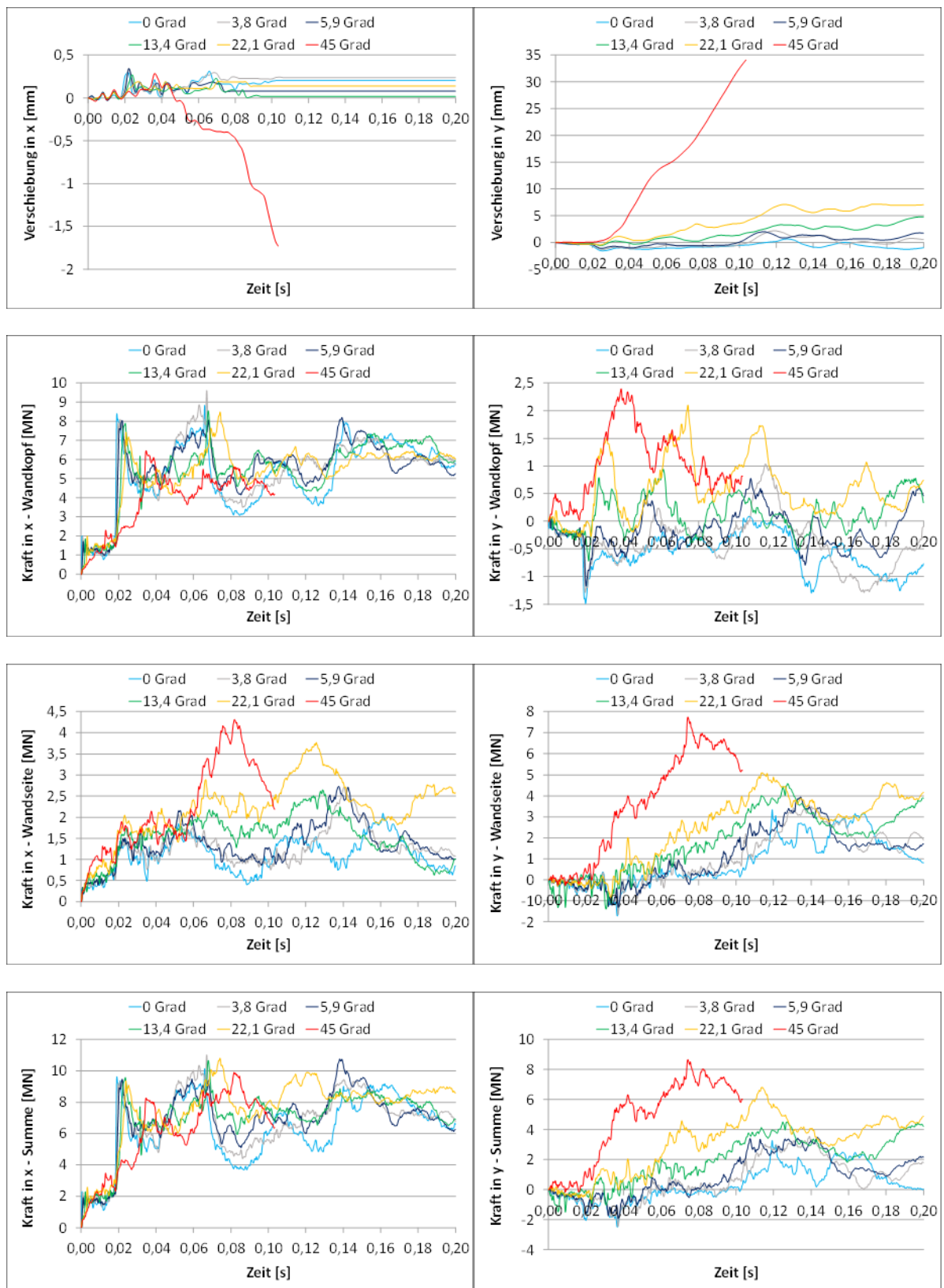


Abbildung 99: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Berechnungszeitraum mit Anprallwinkel von 45 Grad bis 0,103 s) – Abaqus

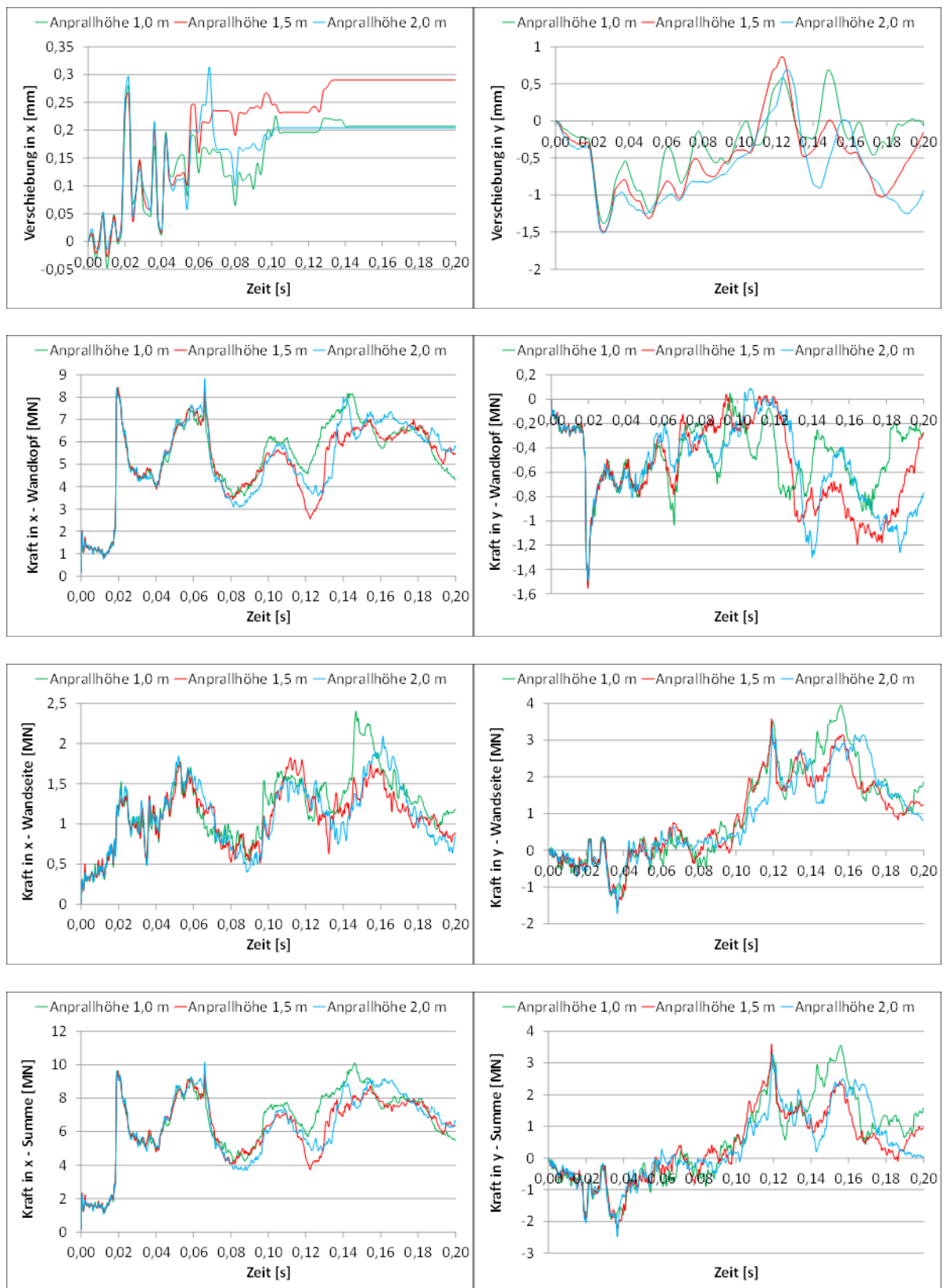


Abbildung 100: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallhöhen – Abaqus

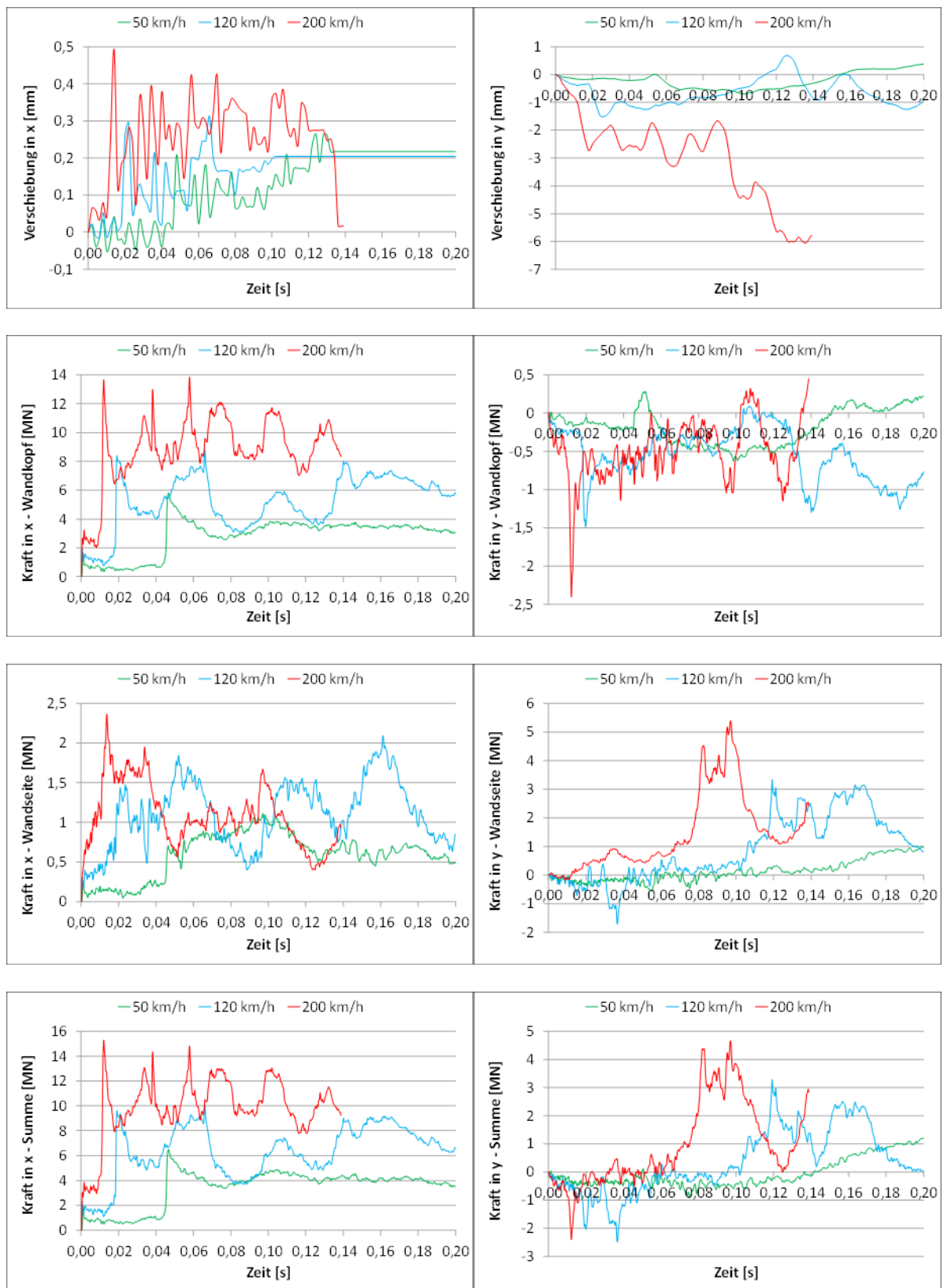


Abbildung 101: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Berechnungszeitraum bei Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h bis 0,139 s) – Abaqus

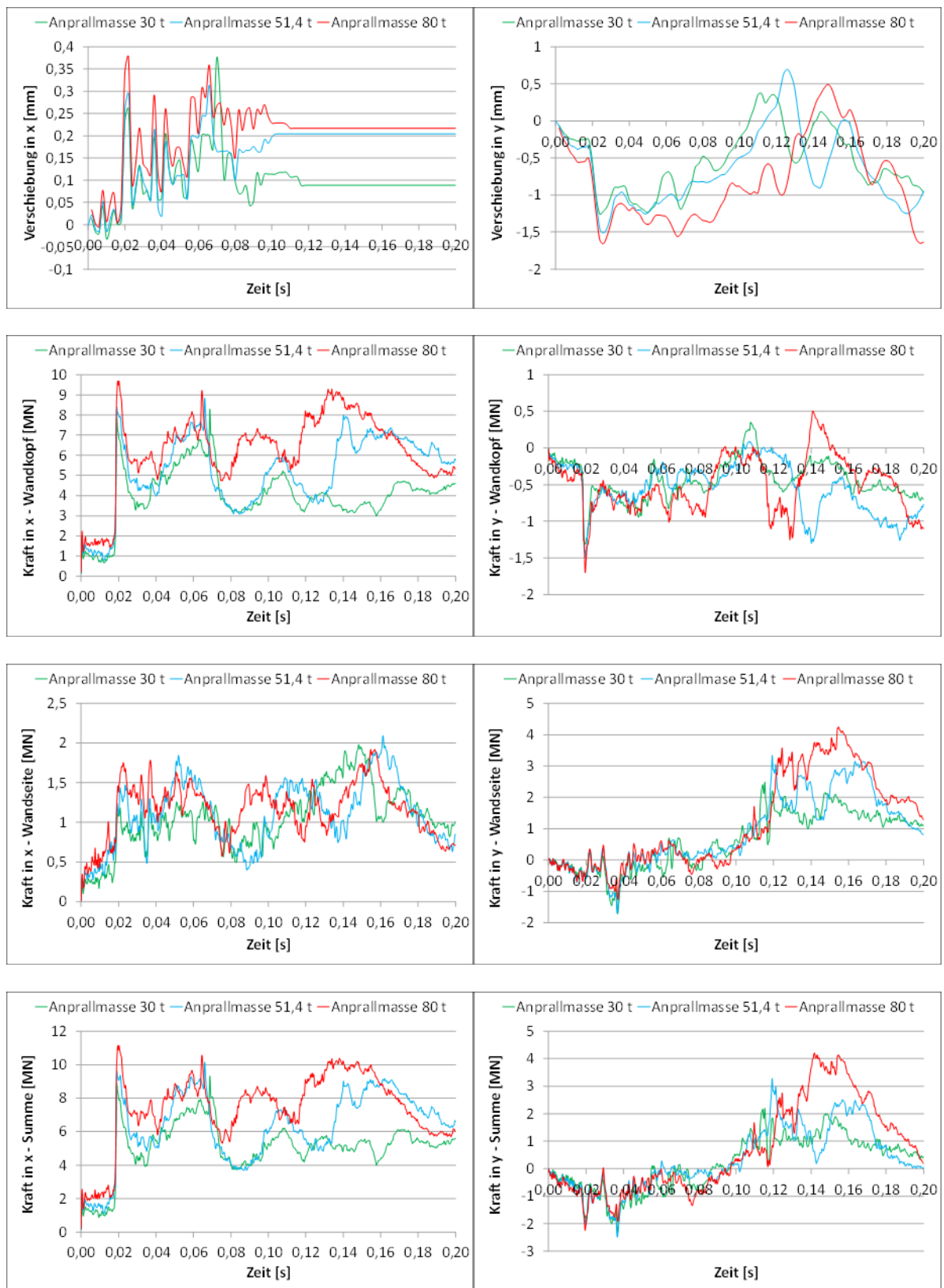


Abbildung 102: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Abaqus

Die Ergebnisse für Anprallsituation 2 bestätigen die aus den Berechnungen für Anprallsituation 6 gewonnenen Erkenntnisse. Die Anprallkräfte werden auch hier nur durch den Anprallwinkel, die Anprallgeschwindigkeit und die Anprallmasse wesentlich beeinflusst. Eine geringere Erhöhung der Anprallkraft in x-Richtung am Wandkopf ergibt sich zudem durch eine größere Wanddicke, da die auftreffende Fläche des Wagenkastens vergrößert wird. Für den untersuchten Anprall an den Wandkopf mit einem mittigen Auftreffen der Seitenwand auf die Wandmittellachse müssen jedoch die Hauptanprallkräfte am Wandkopf und die entstehenden Anprallkräfte im vorderen Bereich der Wandseite getrennt voneinander betrachtet werden. Infolge einer höheren Anprallgeschwindigkeit erhöhen sich die einzelnen Anprallkräfte am Wandkopf und der Wandseite, für unterschiedliche Anprallwinkel muss eine differenziertere Betrachtung erfolgen. Durch einen größeren Anprallwinkel verringert sich die Kraft am Wandkopf in x-Richtung geringfügig, während die Kraft am Wandkopf in die positive y-Richtung erhöht wird. An der Wandseite wird die Anprallkraft in x- und y-Richtung durch einen größeren Anprallwinkel erwartungsgemäß erhöht.

Die Verformungen werden im Gegensatz zu den Anprallkräften wiederum von wesentlich mehr Parametern beeinflusst. Die Verformungen lassen sich für den Anprall an den Wandkopf nicht so einfach auswerten wie für den Anprall an die Wandseite. Beim Anprall an die Wandseite können die Verformungen infolge der Plattenbeanspruchung der Stahlbetonwand am maximalen Punkt in y-Richtung ausgewertet werden, welcher sich relativ in Wandmitte befindet. Da die Beanspruchung beim Anprall an den Wandkopf vorwiegend in x-Richtung stattfindet, erfolgt hier eine Beanspruchung der Wand als Scheibe sowie eine zusätzliche Beanspruchung als Platte infolge der geringeren Anprallkräfte an der Wandseite. Eine Auswertung der Verformungen an der Wandrückseite (anprallabgewandter Wandkopf) ist hierbei nicht zielführend, da aufgrund der Wandlänge und der Scheibenbeanspruchung nur minimale Verformungen auftreten. Daher werden die Verformungen, wie bereits erwähnt, in 20 cm Tiefe (ab der Wandvorderseite) auf halber Wandhöhe und -breite ausgewertet. Allerdings kann es bei diesem Auswertungsverfahren zu Unregelmäßigkeiten kommen, da die Wand infolge des Anpralls ins Schwingen gerät (geringe Verformungen). Dies zeigt sich z. B. auch bei der Betrachtung der Abbildung 93 links oben. Hier ist bei der Wand mit einer Höhe von 7 m ein zweiter Peak der Verformung im Vergleich zu den anderen Wandhöhen sichtbar. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass es sich um Verformungen in Bereichen kleiner 1 mm handelt und diese somit vernachlässigbar klein sind. Die Verformungen in x-Richtung fallen aufgrund der hohen Wandsteifigkeit bei Scheibenbeanspruchung generell sehr gering aus. Ein wesentlicher Einfluss der betrachteten Parameter zeigt sich vor allem bei den Verformungen in y-Richtung, und zwar als Vergrößerung der Verformung infolge einer höheren Anprallgeschwindigkeit, eines höheren Anprallwinkels und einer geringeren Wanddicke. Allerdings vergrößern sich die Verformungen durch einen größeren Anprallwinkel in positive Koordinatenrichtung infolge der stärkeren Beanspruchung der Wand als Platte und in negative Koordinatenrichtung durch eine höhere Anprallgeschwindigkeit und eine geringere Wanddicke, bedingt durch das Nachschieben des Wagenkastens und einer Belastung in negativer y-Richtung. Für den Anprall unter einem Anprallwinkel von 45° vergrößern sich die positive Verschiebung in y-Richtung und die negative Verschiebung in x-Richtung wesentlich. Dies kann anhand von Abbildung 103 verdeutlicht werden. Infolge der großen Querbelastrung der Wand in y-Richtung verformt sich die Wand im Frontbereich stark in diese Richtung. Infolgedessen kommt es auch zu einer leichten Verdrehung der Wand. Durch diese Verdrehung bewegt sich der in 20 cm Wandtiefe gelegene Punkt, an welchem die Verformungen ausgewertet werden, gleichzeitig etwas in die negative x-Richtung. Bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h ist die negative Verformung in y-Richtung auffällig. Dies lässt sich dadurch erklären, dass bei dieser hohen Anprallgeschwindigkeit große Verformungen am Wandkopf auftreten und der Wagenkasten die Wand etwas in negative y-Richtung schiebt, wie auch in Anhang 1 unter 13.2.23 dargestellt und in Abbildung 104 verdeutlicht.

Die Schädigung der Stahlbetonwand für die untersuchten Parameter verändert sich ähnlich zum Anprall an die Wandseite. Im Anhang unter Abschnitt 13.2 sind die Schadensbilder der unterschiedlichen Anprallsimulationen für Anprallsituation 2 und 3 dargestellt.

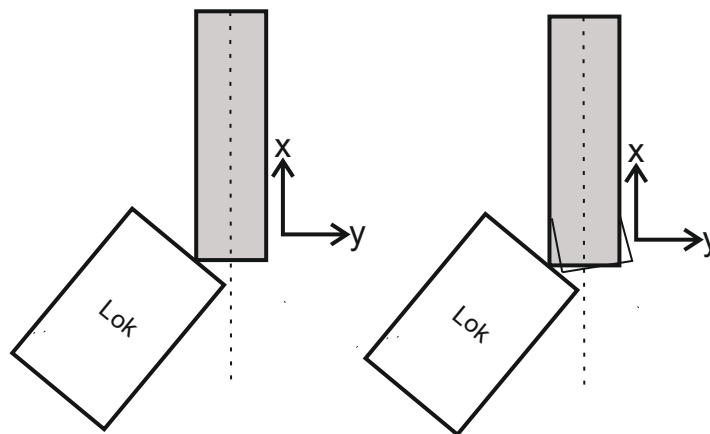


Abbildung 103: Prinzipdarstellung der Verformung der Stahlbetonwand beim Anprall für Anprallsituation 3 mit einem Anprallwinkel von ca. 45°

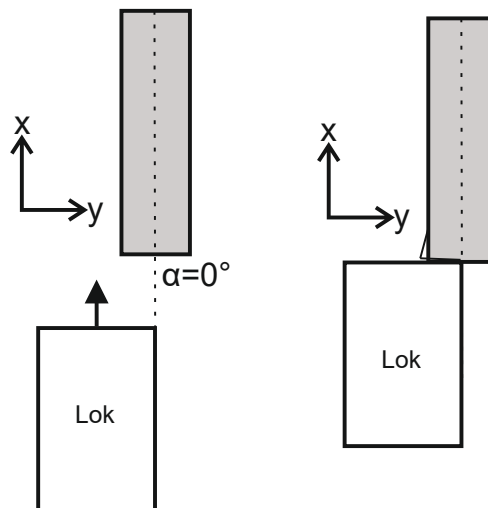


Abbildung 104: Prinzipdarstellung der Verformung der Stahlbetonwand beim Anprall für Anprallsituation 2 mit einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h

In Tabelle 37 sind die maximalen Kräfte und Verformungen der einzelnen Anprallsituationen für den Anprall an den Wandkopf ausgewertet. Wie bereits erläutert gibt es an der Vorderseite des Wandkopfes punktuell starke Verformungen infolge des auftreffenden Untergestells des Wagenkastens, sodass die Auswertung der Verformung in 20 cm Tiefe erfolgt. Der Verformungswert, welcher in der Tabelle angegeben ist, entspricht jeweils dem Endwert der Verformung innerhalb des berechneten Anprallzeitraums von 0,2 s. Der gesamte Verlauf der Verschiebungen ist bereits in den einzelnen Verschiebungs-Zeit-Diagrammen dargestellt. Die maximalen Kräfte ergeben sich als jeweiliger Maximalwert der Last-Zeit-Funktionen der einzelnen Anprallsituationen.

Für Anprallsituation 2 (Tabelle 37) wurde dieselbe Analyse durchgeführt wie für Anprallsituation 6 (Tabelle 36). Mit dem MATLAB-Modell wurden dem ABAQUS-Modell sehr ähnliche Ergebnisse berechnet. Unterschiede in den Ergebniswerten lassen sich durch die gleichen Hintergründe erklären, die bereits in Abschnitt 4.4.3 im Zusammenhang mit Anprallsituation 6 erläutert wurden.

TABELLE 37: MAXIMALE KRÄFTE UND VERSCHIEBUNGEN FÜR ANPRALLSITUATION 2 (ANPRALL IN X-RICHTUNG)

ICE-1-Mittel- wagen als	Anprallsituation 2											
Triebwagenmo- dell	Werte in x-Richtung an Wandkopf			Werte in y-Richtung an Wandkopf			Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite		
	Wandhöhe [m]						Wandhöhe [m]					
Parameter	5,50	7,00	8,00	5,50	7,00	8,00	5,50	7,00	8,00	5,50	7,00	8,00
Maximale Kraft [MN]	8,21	8,83	8,29	-1,44	-1,49	-1,53	1,91	2,09	2,30	2,86	3,34	3,15
	8,21	8,83	8,29	-1,44	-1,49	-1,53	1,91	2,09	2,30	2,86	3,34	3,15
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	-0,05	0,20	0,08	-1,22	-0,94	-0,47	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,455 $\cdot 10^6$	1,646 $\cdot 10^6$	1,479 $\cdot 10^6$	8,637 $\cdot 10^4$	9,091 $\cdot 10^4$	9,484 $\cdot 10^4$	1,339 $\cdot 10^5$	1,542 $\cdot 10^5$	1,794 $\cdot 10^5$	2,536 $\cdot 10^5$	3,256 $\cdot 10^5$	2,961 $\cdot 10^5$
	Wanddicke [m]						Wanddicke [m]					
Parameter	0,60	0,80	1,20	0,60	0,80	1,20	0,60	0,80	1,20	0,60	0,80	1,20
Maximale Kraft [MN]	8,14	8,83	10,97	-1,49	-1,49	-1,58	2,21	2,09	2,36	3,05	3,34	3,25
	8,14	8,83	10,97	-1,49	-1,49	-1,58	2,21	2,09	2,36	3,05	3,34	3,25
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,40	0,20	0,18	-7,06	-0,94	-0,35	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,434 $\cdot 10^6$	1,646 $\cdot 10^6$	2,584 $\cdot 10^6$	9,091 $\cdot 10^4$	9,091 $\cdot 10^4$	9,951 $\cdot 10^4$	1,683 $\cdot 10^5$	1,542 $\cdot 10^5$	1,867 $\cdot 10^5$	2,813 $\cdot 10^5$	3,256 $\cdot 10^5$	3,114 $\cdot 10^5$
	Wandlänge [m]						Wandlänge [m]					
Parameter	6,00	12,00	20,00	6,00	12,00	20,00	6,00	12,00	20,00	6,00	12,00	20,00
Maximale Kraft [MN]	8,26	8,83	8,94	-1,65	-1,49	-1,48	2,04	2,09	2,32	3,67	3,34	3,57
	8,26	8,83	8,94	-1,65	-1,49	-1,48	2,04	2,09	2,32	3,67	3,34	3,57
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,20	0,20	0,16	-0,78	-0,94	-0,51	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,469 $\cdot 10^6$	1,646 $\cdot 10^6$	1,681 $\cdot 10^5$	1,066 $\cdot 10^5$	9,091 $\cdot 10^4$	9,018 $\cdot 10^4$	1,487 $\cdot 10^5$	1,542 $\cdot 10^5$	1,818 $\cdot 10^5$	3,790 $\cdot 10^5$	3,256 $\cdot 10^5$	3,624 $\cdot 10^5$

ICE-1-Mittel- wagen als Triebwagenmo- dell	Anprallsituation 2											
	Werte in x-Richtung an Wandkopf			Werte in y-Richtung an Wandkopf			Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite		
	Auflast Gleichlasten [MN]						Auflast Gleichlasten [MN]					
	Parameter	0,0	2,0	20,0	0,0	2,0	20,0	0,0	2,0	20,0	0,0	2,0
Maximale Kraft [MN]	8,93	8,53	8,57	-1,61	-1,57	-1,50	1,74	1,98	1,99	2,93	3,46	2,54
	8,93	8,53	8,57	-1,61	-1,57	-1,50	1,74	1,98	1,99	2,93	3,46	2,54
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,10	0,17	0,05	-0,23	-0,60	-0,49	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,677 $\cdot 10^6$	1,553 $\cdot 10^6$	1,565 $\cdot 10^6$	1,026 $\cdot 10^5$	9,853 $\cdot 10^4$	8,214 $\cdot 10^4$	1,157 $\cdot 10^5$	1,419 $\cdot 10^5$	1,429 $\cdot 10^5$	2,635 $\cdot 10^5$	3,452 $\cdot 10^5$	2,101 $\cdot 10^5$
Parameter	Betongüte/E-Modul						Betongüte/E-Modul					
	C20/ 25	C35/ 45	C50/ 60	C20/ 25	C35/ 45	C50/ 60	C20/ 25	C35/ 45	C50/ 60	C20/ 25	C35/ 45	C50/ 60
Maximale Kraft [MN]	8,87	8,83	8,61	-1,42	-1,49	-1,52	1,51	2,09	2,20	3,95	3,34	3,79
	8,87	8,83	8,61	-1,42	-1,49	-1,52	1,51	2,09	2,20	3,95	3,34	3,79
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,25	0,20	0,24	-0,55	-0,94	-0,76	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,659 $\cdot 10^6$	1,646 $\cdot 10^6$	1,577 $\cdot 10^6$	5,452 $\cdot 10^4$	9,091 $\cdot 10^4$	9,398 $\cdot 10^4$	9,276 $\cdot 10^4$	1,542 $\cdot 10^5$	1,671 $\cdot 10^5$	4,269 $\cdot 10^5$	3,256 $\cdot 10^5$	3,993 $\cdot 10^5$
Parameter	Bewehrungsgehalt [kg/m³]						Bewehrungsgehalt [kg/m³]					
	200	250	300	200	250	300	200	250	300	200	250	300
Maximale Kraft [MN]	8,15	8,83	8,27	-1,49	-1,49	-1,50	2,05	2,09	2,60	3,08	3,34	2,99
	8,15	8,83	8,27	-1,49	-1,49	-1,50	2,05	2,09	2,60	3,08	3,34	2,99
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,10	0,20	0,26	-0,95	-0,94	-0,71	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	1,436 $\cdot 10^6$	1,646 $\cdot 10^6$	1,473 $\cdot 10^6$	9,091 $\cdot 10^4$	9,091 $\cdot 10^4$	9,214 $\cdot 10^4$	1,499 $\cdot 10^5$	1,542 $\cdot 10^5$	2,181 $\cdot 10^5$	2,856 $\cdot 10^5$	3,256 $\cdot 10^5$	2,727 $\cdot 10^5$

ICE-1-Mittel- wagen als Triebwagenmo- dell	Anprallsituation 2											
	Werte in x-Richtung an Wandkopf			Werte in y-Richtung an Wandkopf			Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite		
	Anprallwinkel [Grad]						Anprallwinkel [Grad]					
	Parameter	0,00	3,80	5,90	0,00	3,80	5,90	0,00	3,80	5,90	0,00	3,80
Maximale Kraft [MN]	8,83	9,61	8,20	-1,49	-1,29	-1,18	2,09	2,71	2,73	3,34	3,55	3,95
	8,83	8,11	4,69	-1,49	-1,43	-1,39	1,44	1,60	1,69	2,40	2,66	2,82
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,20	0,24	0,08	-0,94	0,55	1,71	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$1,646 \cdot 10^6$			$9,091 \cdot 10^4$			$4,914 \cdot 10^5$			$3,256 \cdot 10^5$		
Parameter	Anprallwinkel [Grad]						Anprallwinkel [Grad]					
	13,40	22,10	45,00	13,40	22,10	45,00	13,40	22,10	45,00	13,40	22,10	45,00
Maximale Kraft [MN]	8,55	8,49	6,46	0,94	2,10	2,40	2,65	3,77	4,31	4,58	5,10	7,74
	6,26	4,95	2,69	1,22	1,03	0,59	2,06	2,56	4,32	3,43	4,31	7,74
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,19	0,14	-1,73	4,74	7,04	34,07	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$1,646 \cdot 10^6$			$9,091 \cdot 10^4$			$4,914 \cdot 10^5$			$3,256 \cdot 10^5$		
Parameter	Anprallhöhe [m]						Anprallhöhe [m]					
	1,00	1,50	2,00	1,00	1,50	2,00	1,00	1,50	2,00	1,00	1,50	2,00
Maximale Kraft [MN]	8,41	8,44	8,83	-1,53	-1,55	-1,49	2,40	1,82	2,09	3,95	3,58	3,34
	8,41	8,44	8,83	-1,53	-1,55	-1,49	2,40	1,82	2,09	3,95	3,58	3,34
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,21	0,29	0,20	-0,06	-0,16	-0,94	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$1,516 \cdot 10^6$	$1,524 \cdot 10^6$	$1,646 \cdot 10^6$	$9,484 \cdot 10^4$	$9,669 \cdot 10^4$	$9,091 \cdot 10^1$	$1,917 \cdot 10^5$	$1,241 \cdot 10^5$	$1,542 \cdot 10^5$	$4,266 \cdot 10^5$	$3,643 \cdot 10^5$	$3,256 \cdot 10^5$

ICE-1-Mittel- wagen als Triebwagenmo- dell	Anprallsituation 2											
	Werte in x-Richtung an Wandkopf			Werte in y-Richtung an Wandkopf			Werte in x-Richtung an Wandseite			Werte in y-Richtung an Wandseite		
	Anprallgeschwindigkeit [km/h]						Anprallgeschwindigkeit [km/h]					
	Parameter	50	120	200	50	120	200	50	120	200	50	120
Maximale Kraft [MN]	5,81	8,83	13,83	-0,63	-1,49	-2,41	1,11	2,09	2,36	0,99	3,34	5,39
	3,70	8,83	12,64	-0,67	-1,49	-2,22	0,94	2,09	3,12	1,51	3,34	5,02
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,22	0,20	0,02	0,39	-0,94	-5,78	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$1,646 \cdot 10^6$			$9,091 \cdot 10^4$			$1,542 \cdot 10^5$			$3,256 \cdot 10^5$		
	Anprallmasse [t]						Anprallmasse [t]					
Parameter	30,0	51,4	80,0	30,0	51,4	80,0	30,0	51,4	80,0	30,0	51,4	80,0
Maximale Kraft [MN]	8,3	8,83	9,69	-1,31	-1,49	-1,7	1,98	2,09	1,92	2,48	3,34	4,25
	7,08	8,83	10,50	-1,23	-1,49	-1,74	1,72	2,09	2,45	2,73	3,34	3,94
Maximale Ver- schiebung/ Endwert (Abaqus) [mm]	0,37	0,20	0,38	-1,26	-0,94	-1,66	---			---		
Bauteilsteifig- keit $k_{\text{eff-Bauteil}}$ (Matlab) [N/m]	$1,646 \cdot 10^6$			$9,091 \cdot 10^4$			$1,542 \cdot 10^5$			$3,256 \cdot 10^5$		

4.4.5 Einfluss der Wagenanzahl

Einer der Vorteile des Matlab-Anprallvorhersage-Modells besteht darin, dass die Anzahl der gekoppelten Wagen bei der Berechnung berücksichtigt werden kann. Zu Beginn dieser Untersuchung sowie in der Literatur wurde bereits festgestellt, dass der Einfluss der Wagenanzahl von untergeordneter Relevanz ist. Es gab jedoch keine Berechnungen, die diesen Effekt für die untersuchten Fälle dieses Berichts deutlich zeigen konnten. Dieser Effekt wird im Folgenden für Anprallsituation 6 mit einer effektiven Bauteilsteifigkeit $k_{\text{eff}} = 4,34 \cdot 10^7 \text{ N/m}$, einer Geschwindigkeit von $v_0 = 50 \text{ km/h}$ mit einem ICE 1 (2 Triebköpfe und 12 Wagen) überprüft. Die gekoppelten Wagen haben eine Gesamtmasse von jeweils ca. 58,2 t und eine Länge von ca. 26,4 m. Die Ergebnisse dieser Anprallsimulation sind in Abbildung 105 dargestellt.

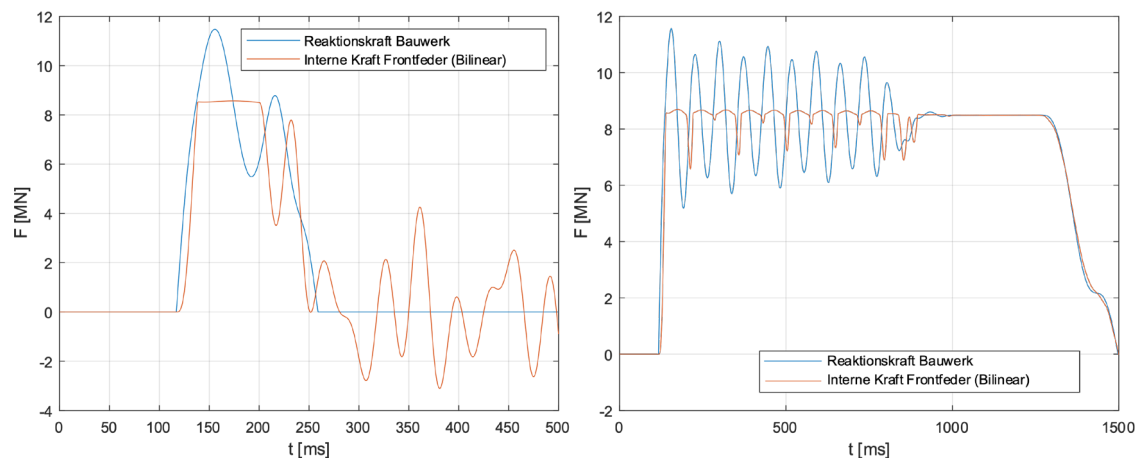


Abbildung 105: Last-Zeit-Diagramme für die Anpralllast und die interne Kraft der ersten Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab

Der auffälligste Unterschied ist die Gesamtdauer der Anpralllast (Zeitdauer über welche die maximale Anpralllast wirkt). Die maximale Anprallkraft bleibt praktisch unverändert. Nach dem Erstkontakt gibt es mehrere Peaks, die den Effekt einer harmonischen Bewegung bei dieser Art des Kontakts mit mehreren gekoppelten Massen darstellen. Diese Peaks besitzen jedoch keinen großen Effekt auf die Gesamtenergie, welche auf die Struktur als Last einwirkt. Die Hauptschlussfolgerung hieraus ist, dass ein Plateau von etwa 8 MN berechnet wird, welches bei der Bewertung einer äquivalenten statischen Belastung für die Bemessung von Bauwerken berücksichtigt werden könnte. In Abbildung 106 sind die Beschleunigungen des ersten Massenpunkts im Kontakt mit der Stahlbetonwand für die beiden Anprallsimulationen dargestellt. Diese Beschleunigungen können z. B. für eine dynamische Analyse der Stahlbetonwand mittels FE-Simulationen verwendet werden.

Die Beschleunigungs-Zeit-Funktionen (Abbildung 106) sind dargestellt, um das elasto-plastische Verhalten der Kraft über die Verformung des ersten diskreten Elements des Triebkopfs demonstrieren zu können.

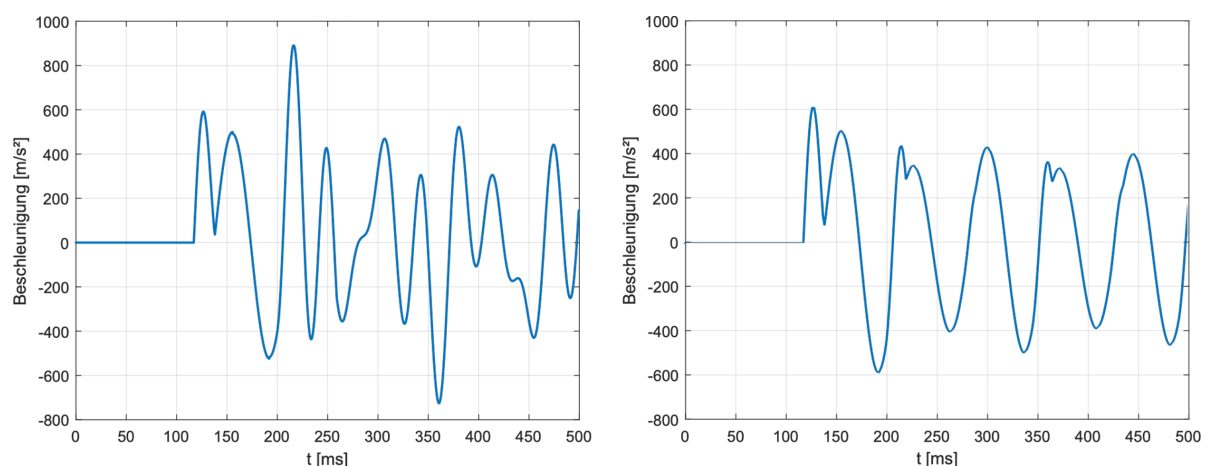


Abbildung 106: Beschleunigung-Zeit-Diagramme für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab

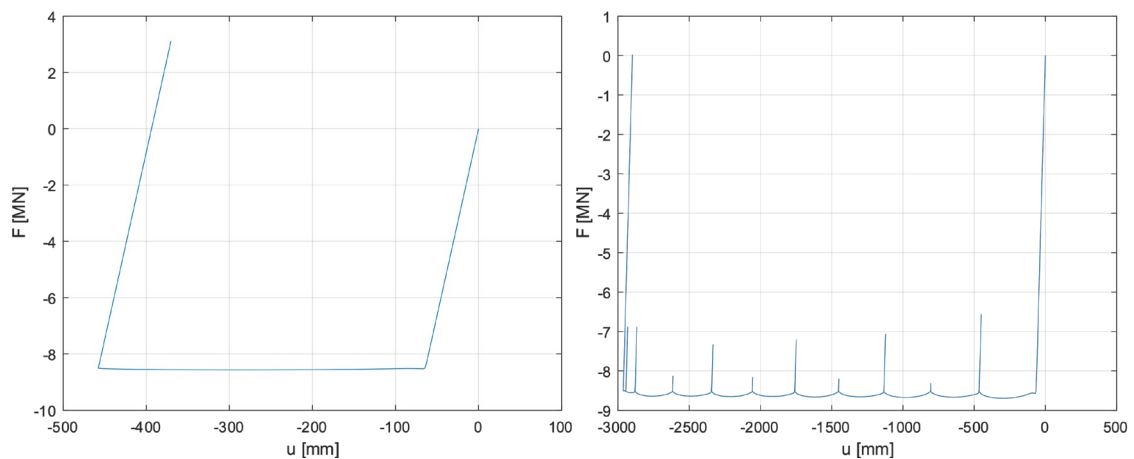


Abbildung 107: Kraft -Verschiebungs-Diagramme (Hysterese-Kurven) für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab

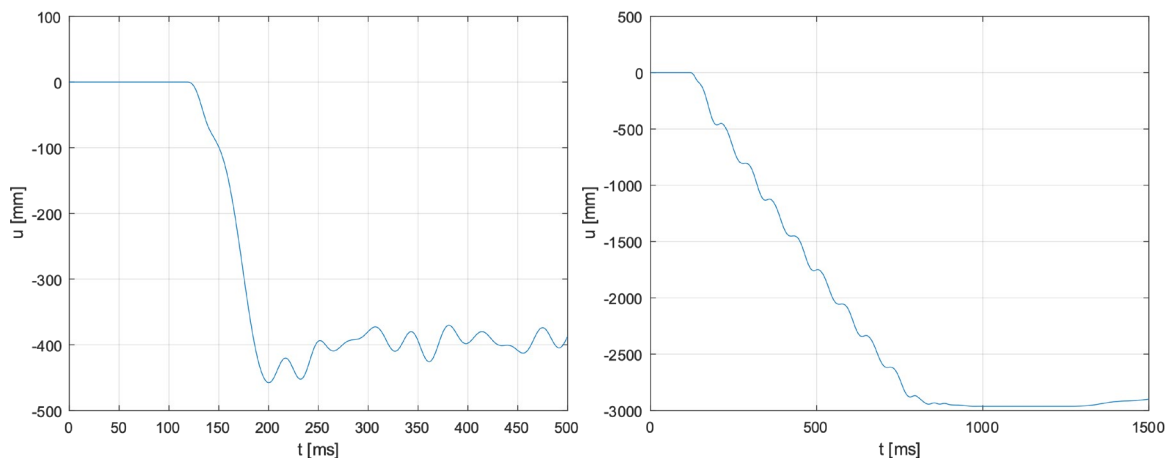


Abbildung 108: Verformungs-Zeit-Diagramme für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab

Des Weiteren können die Kraft-Verschiebungs-Diagramme für die beiden Anprallsituationen verglichen werden, wobei die größere Verformung des ersten Federelements beim Anprall mit 2 Triebköpfen und 12 Wagen deutlich erkennbar ist.

Insgesamt lässt sich damit sagen, dass eine größere Wagenanzahl keinen Einfluss auf die maximalen Kraftwerte des Anprallereignisses, sondern lediglich auf die Einwirkdauer der Anpralllast, besitzt und daher zur Bestimmung der Größe von Anpralllasten eine untergeordnete Rolle spielt.

Der zugehörige MATLAB-Code für diese Simulationen befindet sich im Anhang 12.

4.4.6 Einfluss der Reibung

Als Reibung wird die Kraft bezeichnet, die der Bewegung eines sich bewegenden Objekts auf festen Oberflächen, Flüssigkeiten oder Materialien entgegenwirkt. Es gibt viele Arten der Reibung, wobei die Haftreibung, die Gleitreibung sowie die Flüssigkeitsreibung in der Dynamik die wichtigsten sind. Für den Kontakt des Zugsanpralls in dieser Arbeit ist die Gleitreibung die maßgebende Reibungsform. Reibungskräfte können als Energiedissipationsmechanismen angesehen werden, welche die Gesamtenergie vor und während

des Anpralls reduzieren und somit einen Einfluss auf die Energiedissipation des Systems während der gesamten Bewegung des Objekts besitzen. Dies gilt während des Kontakts bis zum Ruhezustand des sich bewegendes Objekts. Im Laufe der Jahre und zahlreicher Forschungen hat sich gezeigt, dass diese Kraft als proportional zur Normalkraft des sich bewegendes Objekts modelliert werden kann [88, 179]. Nichtsdestotrotz ist die Reibung selbst ein komplexes Phänomen, das auch durch andere Faktoren beeinflusst werden kann, z. B. durch Gleitmittel, die Art des Kontakts, die Steifigkeit, die Geometrie des Kontakts. Für die Untersuchungen in dieser Arbeit wird das Coulomb-Modell für die Reibungsmodellierung verwendet. Dieses Modell ist aufgrund der geringen Komplexität sowie seiner relativ genauen Ergebnisse weit verbreitet. Dies zeigte sich im Vergleich mit komplexeren Modellen, die aus Gründen der Glätte und Kontinuität der Funktionen für die Konvergenz entwickelt wurden. [179, 180]

Das Coulomb-Modell berücksichtigt konzentrische radiale Spannungsverteilungen aufgrund konzentrierter Kräfte, was bei einem Masse-Feder-Modell in Kontakt mit einem hypothetischen Boden der Fall ist. Normal- und Tangentialkräfte spielen bei der Modellierung der Reibungskraft eine proportionale Rolle. In der folgenden Tabelle sind einige der für diese Situation relevanten Reibungskoeffizienten angegeben.

TABELLE 38: DYNAMISCHE REIBUNGSKOEFFIZIENTEN FÜR KONTAKTSITUATIONEN BEI EINER ENTGLEISUNG

Kontaktsituation	μ [-]
Stahl auf Beton	0,35 - 0,60 [130, 38]
Stahl auf Stein	0,35 - 0,70 [88, 189]

Um den Einfluss dieser Koeffizienten und Reibungskräfte zu bestimmen, werden verschiedene Anprallsituationen des bereits erläuterten ICE-1-Wagenkastenmodells mit unterschiedlichen Abständen der Gleisachse zum Bauwerk (3 m bis 24 m) bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h mit dem diskreten Matlab-Modell untersucht. Der Reibungskoeffizient wird hierzu in einem größeren als in Tabelle 38 angegebenen Bereich von 0,35 bis 0,85 variiert, um weitere mögliche Reibungssituationen abzudecken.

Anhand der Ergebnisse der Reibungsuntersuchung ist zu erkennen, dass der Kraftpeak bei geringeren Abständen zum Bauwerk nicht so stark beeinflusst wird. Bei 3 m Entfernung des Bauwerks zur Gleisachse ergibt sich zwischen den Kraft-Peaks lediglich eine Differenz von etwa 4 %. Bei einem Abstand von 9 m ist der Unterschied zwischen den Kraftpeaks deutlich größer. Das Plateau der Anprallkraft von ca. 8,5 MN bleibt für Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,35$ bis 0,75 etwa gleich. Bei einem Reibungskoeffizienten von 0,85 ist eine deutliche Abnahme des Peaks der Anprallkraft zu erkennen. Das Plateau der Kraft bleibt solange gleich, bis der Einfluss des Abstands zum Bauteil deutlicher wird. Dies zeigt sich sobald sich die Geschwindigkeit des Zuges aufgrund der länger wirkenden Reibungskraft auf das Schienenfahrzeug null annähert.

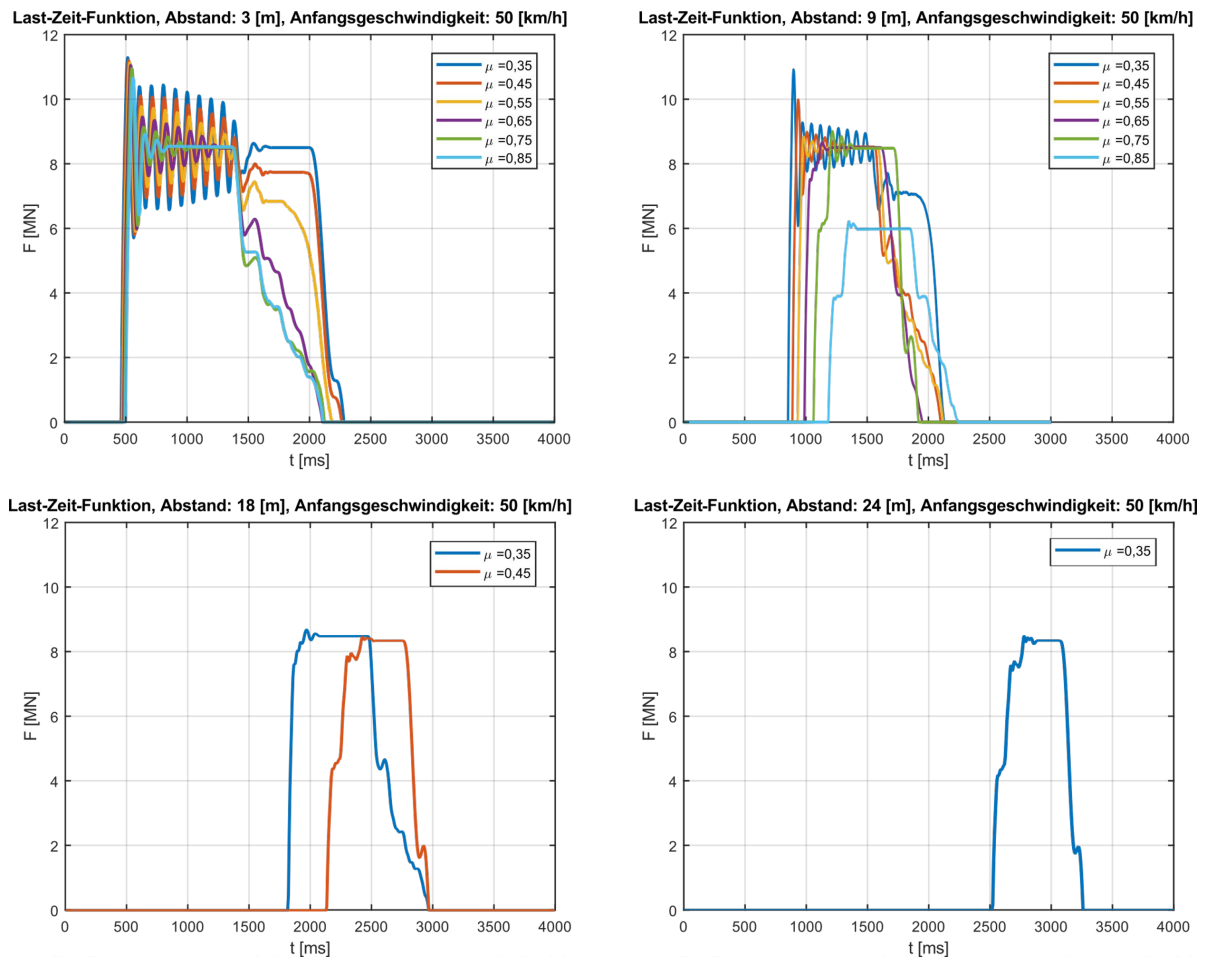


Abbildung 109: Last-Zeit-Funktionen für verschiedene Reibungskoeffizienten von 0,35 bis 0,85 bei 3, 9, 18 und 24 m Gleisabstand für eine Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h – Matlab

4.4.7 Einfluss des Abstands (Anprallwinkel) zum Bauwerk und der Bauwerkssteifigkeit

Der maximale Anprallwinkel an ein seitliches Bauwerk ist direkt mit dem Abstand zum Bauwerk gekoppelt. Der maximale Anprallwinkel an ein seitliches Bauwerk bei einer Entgleisung und seine Beziehung zum Abstand kann gemäß [167] durch eine einfache geometrische Überlegung bestimmt werden. Der Anprallwinkel kann demnach wie folgt beschrieben werden [167]:

$$\theta [^\circ] = \frac{\sin^{-1}\left(\frac{d_a - b_0/2}{l_0}\right)}{\pi} \cdot 180^\circ \quad (86)$$

Hierbei bezeichnet d_a den Abstand der Gleisachse zum Bauteil, b_0 die Breite des Wagens, l_0 die Länge des Wagens sowie θ den maximalen Anprallwinkel.

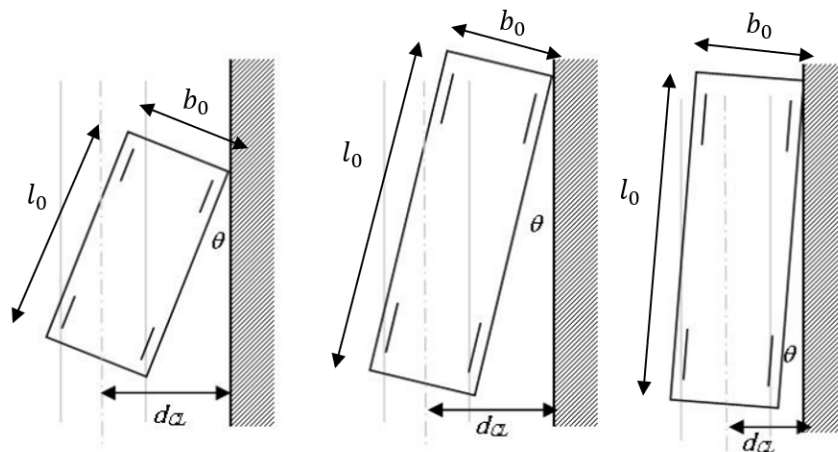


Abbildung 110: Geometrische Beschränkung eines Wagens im Falle eines Seitenanpralls an ein Bauwerk [167]

Aus dieser Beziehung lässt sich eine graphische Beschreibung der Abhängigkeit des maximalen Anprallwinkels von der Entfernung zum Bauwerk ableiten, wie in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

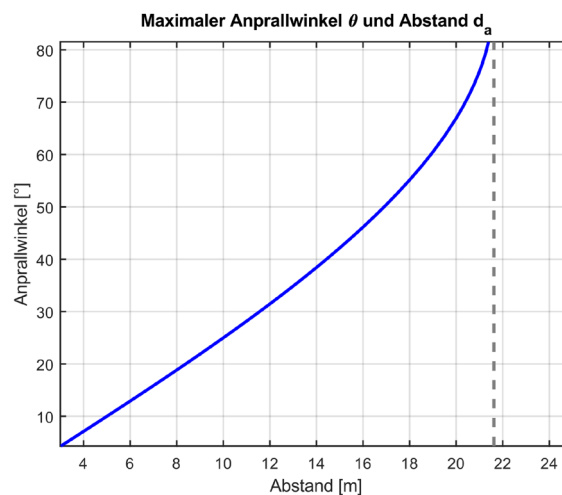


Abbildung 111: Beziehung zwischen Anprallwinkel und Abstand für den Fall eines Seitenanpralls eines ICE 1

Dabei ist zu erkennen, dass erst nach etwa 22 m ein Anprall unter einem Winkel von 90° zur Schienenachse möglich ist. Bei einem Anprall an ein Bauwerk in 3 m Abstand würde der maximale Anprallwinkel ca. 4,25° betragen.

Der Einfluss des Abstands zum Bauwerk bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h wird mit dem vorgestellten ICE-1-Wagenkastenmodell betrachtet. Wie auch beim Reibungskoeffizienten ergibt sich ein relativ konstantes Kraft-Plateau bei ca. 8,5 MN, bevor das Kraft-Plateau ab einer Entfernung von mehr als 6 m abnimmt.

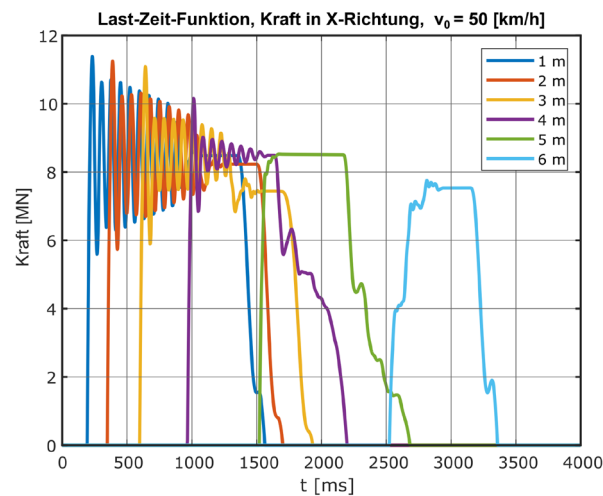


Abbildung 112: Einfluss des Abstands der Gleisachse zum Bauteil auf die Last-Zeit-Funktion, $\mu_s = 0,4$, $k_{eff} = 4,5 \times 10^7$ N/m

Zudem wird der Einfluss der Steifigkeit des gestoßenen Bauwerks für einen Anprall des vorgestellten ICE-1-Wagenkastenmodells mit einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h untersucht. Es wird angenommen, dass sich die Steifigkeit des Bauwerks nach dem Anprall um $1/5$ verringert, was einer Differenz von etwa 1 MN oder 13 % im Kraft-Peak entspricht. Die Kurve flacht etwas ab, je weicher das gestoßene Bauwerk ist. Der Kraftpeak tritt dabei nur über einen kurzen Zeitraum von einigen Millisekunden auf. Es zeigt sich auch ein insgesamt geringer Einfluss der Bauteilsteifigkeit auf die Anprallkraft. Das Kraft-Plateau bleibt bei allen Steifigkeiten nahezu identisch.

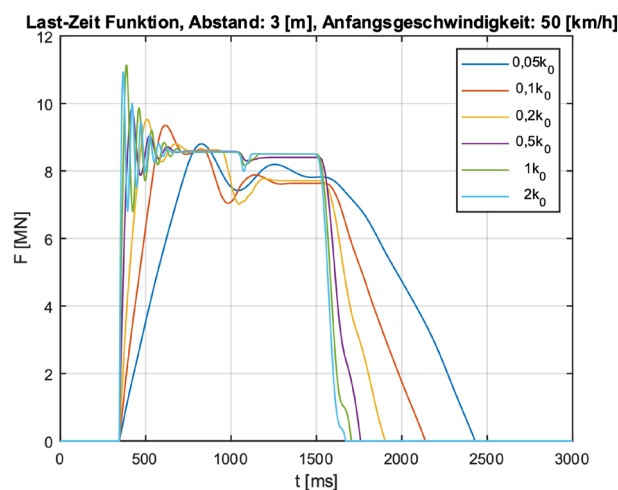


Abbildung 113: Einfluss der Bauteilsteifigkeit auf die Last-Zeit-Funktion

4.5 Übersicht Last-Zeit-Verlauf nach Fahrzeugtyp

Wie bereits erläutert ist der Last-Zeit-Verlauf des untersuchten Fahrzeugtyps, bezogen auf die variierten Parameter, nur von der Anprallgeschwindigkeit, dem Anprallwinkel und der Anprallmasse abhängig. Unterschiedliche Steifigkeiten spielen ebenfalls eine entscheidende Rolle. Beim Anprall an den Wandkopf zeigt sich zudem eine Abhängigkeit von der Wanddicke, da bei stärkeren Wanddicken ein größerer Bereich des Wagenkastens anprallt. Die weiteren untersuchten Einflussfaktoren zeigen vorwiegend einen

Einfluss auf die Bauteilsteifigkeit und dadurch auf die Bauteilverformungen und die Schädigung des Bauteils. Wie bereits erwähnt konnten lediglich verwendbare Daten eines Schienenfahrzeuges erlangt werden, sodass die nachfolgenden Ergebnisse als eine Art Standardkurve für ein Triebfahrzeug in Aluminium-Integralbauweise angesehen werden können, unter der Annahme, dass die Profilstruktur ähnlich zum ICE 1 Mittelwagenkasten ist. Jedoch sind die Ergebnisse nicht als allgemeine Standardkurve für unterschiedliche Bauweisen anzusehen. Mit dem programmierten Matlab-Modell können jedoch andere Fahrzeugtypen untersucht werden, sofern dazu Informationen bezüglich der Steifigkeit bzw. des Aufbaus der tragenden Struktur und den eingesetzten Materialien vorliegen.

4.5.1 Übersicht der für die Anpralllast relevanten Parameter

Um den Einfluss unterschiedlicher Anprallgeschwindigkeiten noch genauer definieren zu können werden zusätzlich zu den drei untersuchten Geschwindigkeiten gemäß Tabelle 35 weitere Geschwindigkeiten untersucht. Für den Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) sind die Last-Zeit-Verläufe der Kraft an der Wandseite in y-Richtung in Abbildung 114 und Abbildung 115 dargestellt und für den Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) die Kraft in x-Richtung in Abbildung 116.

Um den Anstieg der maximalen Anprallkraft in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit besser erkennen zu können, sind in Abbildung 117 und Abbildung 118 die jeweils maximalen Anprallkräfte der Simulationen mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten der beiden Anprallsituationen dargestellt.

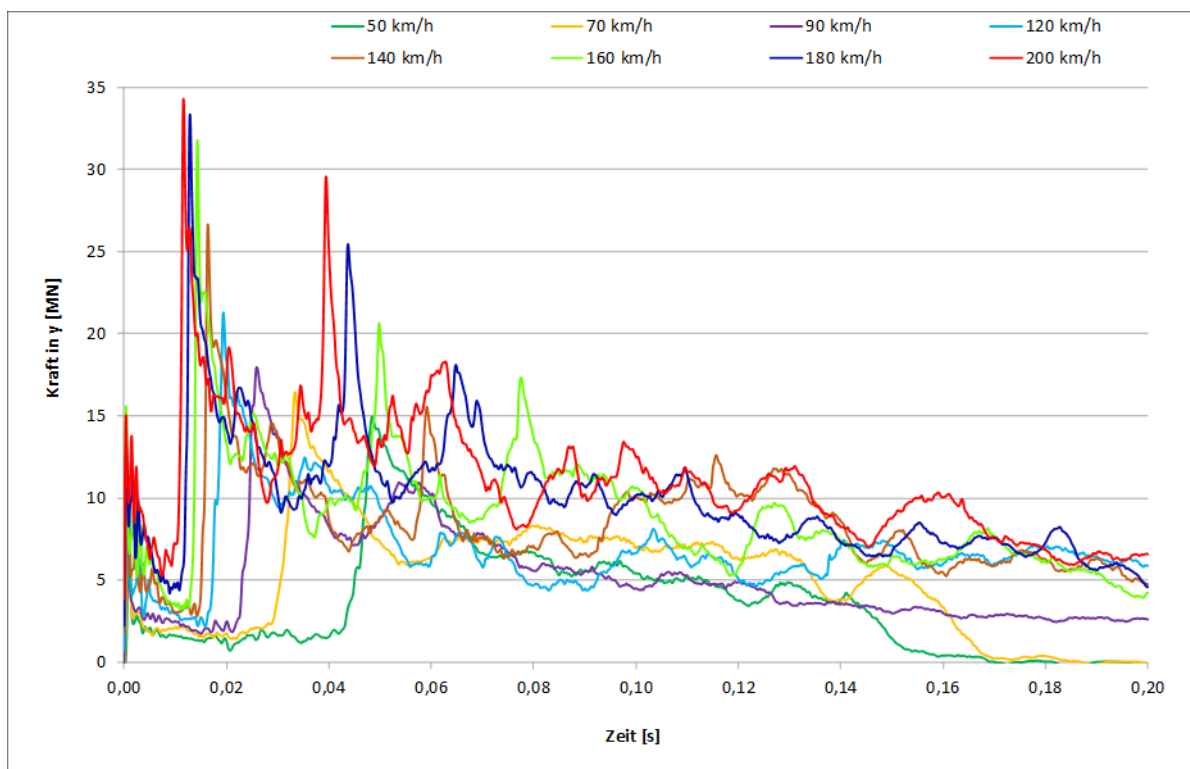


Abbildung 114: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

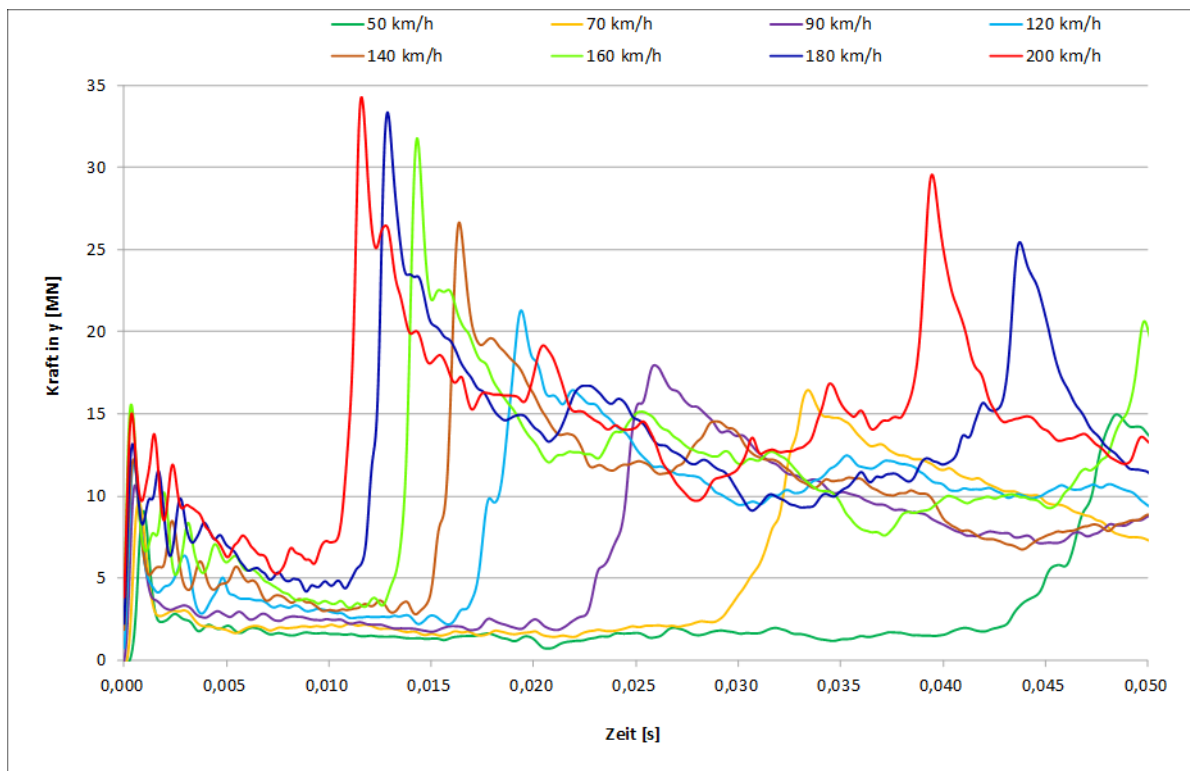


Abbildung 115: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten; Darstellung Anprallzeitraum bis 0,05 s (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

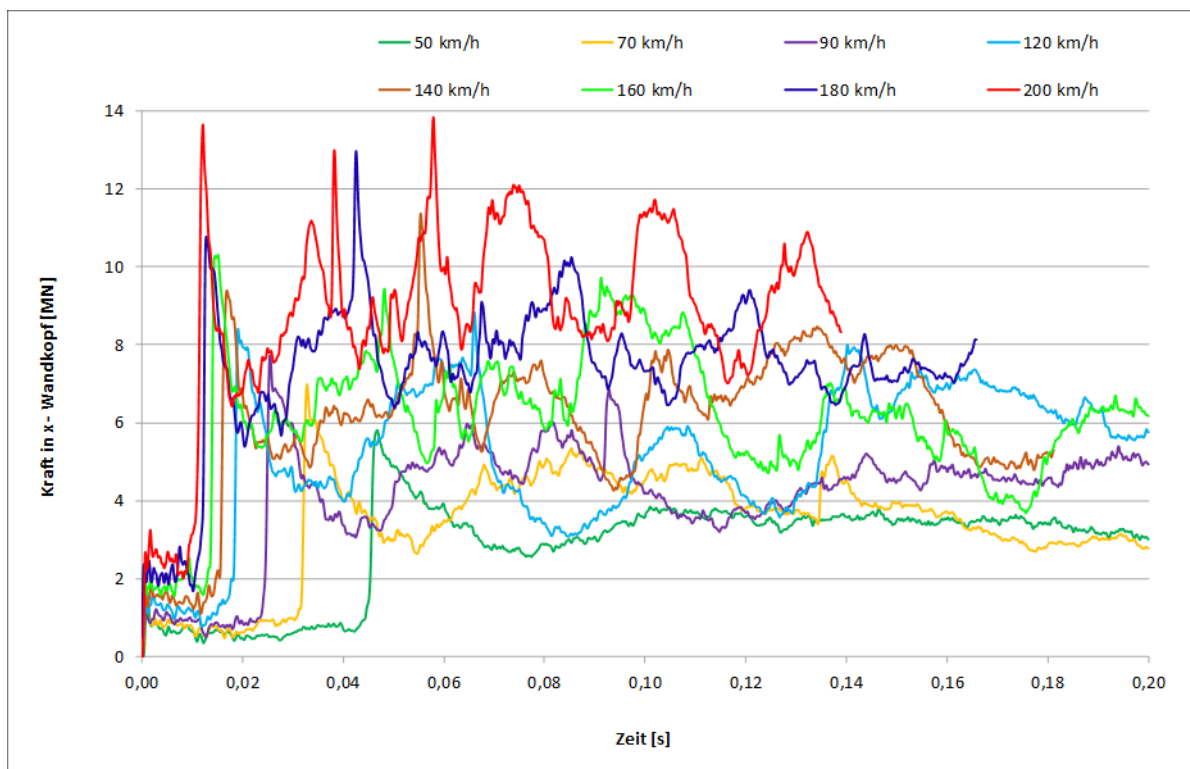


Abbildung 116: Last-Zeit-Diagramm in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

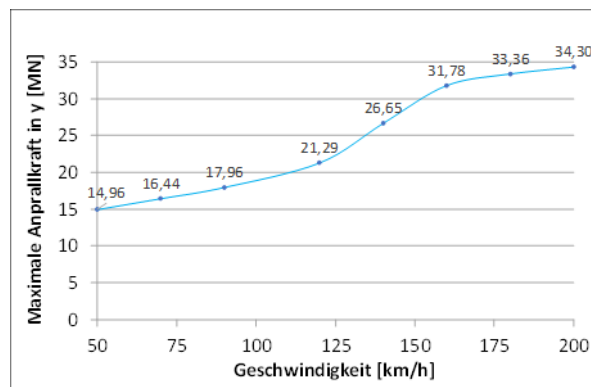


Abbildung 117: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

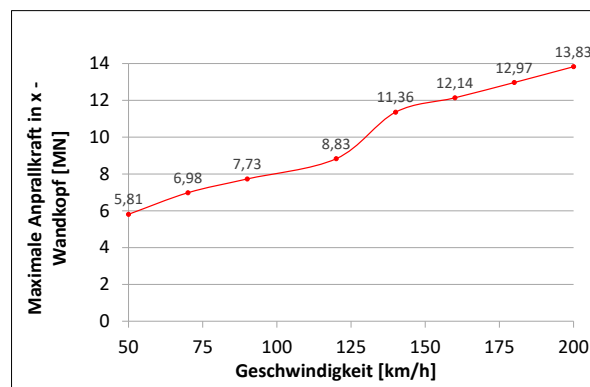


Abbildung 118: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

Für den senkrechten Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) wird die Maximallast bei einem Anstieg der Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h auf 200 km/h etwas mehr als verdoppelt. Im Bereich zwischen 120 km/h und 160 km/h ist ein steilerer Anstieg der Kurve im Vergleich zum geringeren und höheren Geschwindigkeitsbereich sichtbar, wodurch sich ein S-förmiger Verlauf ergibt. Für den Anprall an den Wandkopf ergibt sich bei einer Vergrößerung der Anprallkraft von 50 km/h auf 200 km/h ebenfalls ein Anstieg der maximalen Anprallkräfte auf mehr als das Doppelte. Auch hier zeigt sich jeweils ein S-förmiger Verlauf bei Betrachtung der maximalen Anprallkräfte.

Beim direkten Vergleich der maximalen Anprallkräfte von Anprallsituation 2 und 6 wird deutlich, dass diese bei Anprallsituation 6 wesentlich höher sind. Dies beruht darauf, dass beim orthogonalen Anprall an die Wandseite die komplette Steifigkeit des Wagenkastens des Schienenfahrzeuges aktiviert wird, da der komplette Wagenkastenquerschnitt vollflächig anprallt. Bei Anprallsituation 2 hingegen ist die Wanddicke wesentlich geringer als die Breite des Wagenkastens, sodass hier lediglich ein Teil des Querschnitts des Wagenkastens anprallt und infolgedessen auch nicht die komplette Steifigkeit aktiviert wird. Wäre der Wandkopf bei Anprallsituation 2 breiter als der Wagenkastenquerschnitt und würde das Schienenfahrzeug auch hier vollflächig anprallen, so wären hier mit Anprallsituation 6 identische bzw. nahezu identische Kräfte zu erwarten. Der Effekt der Wanddicke auf die Anprallkraft für Anprallsituation 2 wurde bereits in Abschnitt 4.4.4 herausgearbeitet, sodass infolge einer größeren Wanddicke größere Anpralllasten ermittelt wurden.

Der Vergleich der maximalen Anpralllasten für unterschiedliche Anprallwinkel ist in Abbildung 119 und Abbildung 120 dargestellt. Für Anprallsituation 6 ergibt sich eine deutliche Steigerung der Anprallbelastung mit steigendem Anprallwinkel. Dabei ist zu beachten, dass bei diesen Simulationen nur der Kontakt

des Schienenfahrzeuges mit der Wand innerhalb der ersten 0,2 s des Anprallereignisses abgedeckt ist (Berechnungszeitraum 0,2 s; keine Berücksichtigung möglicher weiterer anprallender Wagen und eines Entlangschlebens an der Wand). Ab einem Anprallwinkel von 45° zeigt sich eine noch deutlichere Steigerung der Anpralllast, was sich durch einen Knick im Kurvenverlauf zeigt. Dies beruht vermutlich auf der deutlich höheren Steifigkeit des Schienenfahrzeugs in Längsrichtung als in Querrichtung, welche durch den größeren Anprallwinkel stärker aktiviert wird. Für Anprallsituation 2 bleibt die maximale Anprallkraft in x-Richtung für die unterschiedlichen Anprallwinkel relativ konstant, während sie in y-Richtung deutlich ansteigt. Dieser Anstieg in y-Richtung lässt sich infolge des größeren Winkels und des somit vermehrt in y-Richtung gerichteten Geschwindigkeitsvektors sowie der größeren Steifigkeit des Schienenfahrzeugs in Längsrichtung erklären, welche somit vermehrt zum Tragen kommt.

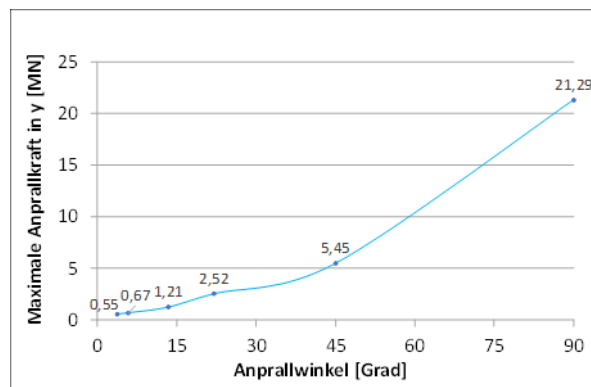


Abbildung 119: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 bzw. 5 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

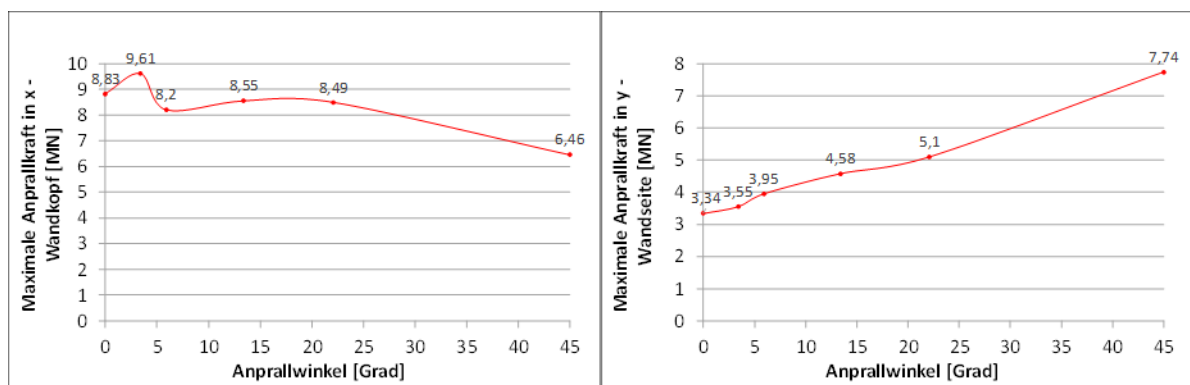


Abbildung 120: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

Die maximalen Anprallkräfte infolge einer Masseänderung sind in Abbildung 121 und Abbildung 122 aufgeführt. Der Anstieg der maximalen Anpralllasten erfolgt für beide Anprallsituationen relativ linear, wobei die prozentuale Krafterhöhung im untersuchten Massenbereich geringer ausfällt als im untersuchten Geschwindigkeits- und Anprallwinkelbereich.

Anhand dieser Vergleichsdiagramme kann die Anpralllast für unterschiedliche Anprallsituationen demnach ohne großen Aufwand den verschiedenen Gegebenheiten angepasst werden. In den vorliegenden Diagrammen wurden für die einzelnen Anprallsimulationen jeweils die maximalen Kraft-Peaks als Vergleichswert herangezogen. In der DIN EN 1991-1-7 [54] und dem Nationalen Anhang [55] werden statische Ersatzlasten zur Bemessung festgelegt. Inwieweit die hier als Vergleich herangezogenen maxi-

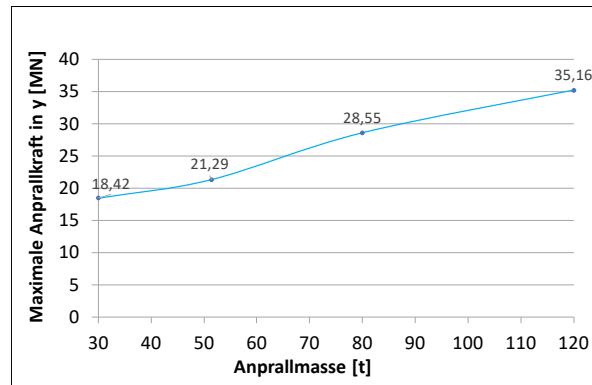


Abbildung 121: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°) – Abaqus

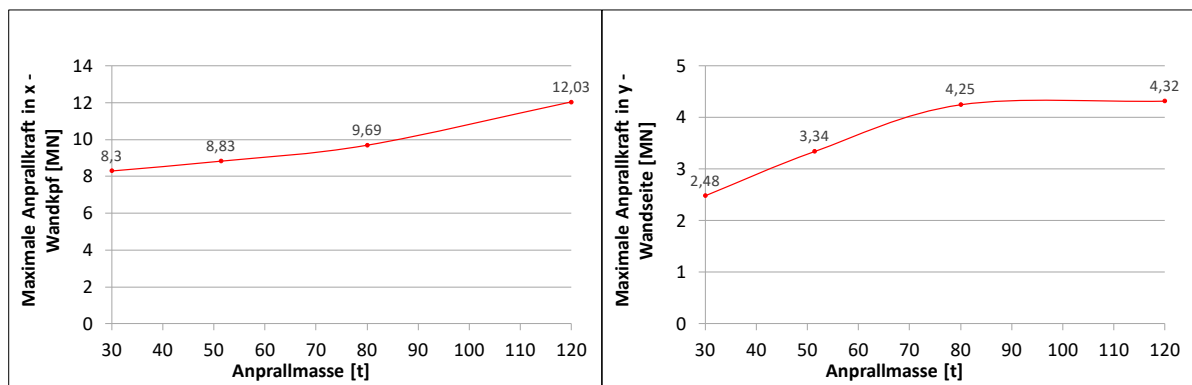


Abbildung 122: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0°) – Abaqus

malen Kraft-Peaks zur Bemessung mit einer statischen Ersatzlast abgemindert werden können, muss hinsichtlich der späteren Handhabung noch bestimmt werden. Zudem spielen bei den in der Norm enthaltenen Ersatzlasten, wie bereits erläutert, weitere Faktoren eine Rolle.

Es ist zu beachten, dass sich die aufgeführten Diagramme auf ein Fahrzeug in Aluminium-Integralbauweise beziehen, hier speziell auf den ICE-1. Mittelwagenkasten, welcher zum Triebwagen umfunktioniert wurde. Dabei wurden Idealisierungen getroffen. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass weitere Simulationen und Tests auf diesem Gebiet erforderlich sind und eine Zusammenarbeit mit Schienenfahrzeugherstellern fast unerlässlich sein wird, um konkrete Fahrzeugdaten zu erhalten, mit denen detailliertere Simulationsmodelle erstellt werden können.

4.5.2 Variation des Materials (Steifigkeitsvariation)

Die Anprallgeschwindigkeit, die Anprallmasse sowie der Anprallwinkel wurden in den vorangegangenen Abschnitten als die relevanten Parameter zur Bestimmung der Anprallkraft herausgearbeitet. Die Steifig-

keit des Schienenfahrzeuges besitzt ebenfalls einen wesentlichen Einfluss auf die Anprallkraft. Bei der Betrachtung eines einzigen Schienenfahrzeugtyps konnte dies jedoch nicht verdeutlicht werden. Um den Einfluss der Steifigkeit und des Materials zu konkretisieren, wird das verwendete Simulationsmodell statt in Aluminiumbauweise nun zum einen in Stahlbauweise mit einem Stahl S355 betrachtet, welcher z. B. bei der TRAXX oder dem ICE 4 für einen Großteil der tragenden Bauteile des Wagenkastens verwendet wird, und zum anderen in der gleichen Aluminiumbauweise wie ursprünglich, ohne veränderte Festigkeitsparameter, jedoch mit einem auf 210.000 N/mm^2 erhöhten E-Modul (entspricht etwa einer Verdreifachung des E-Moduls). Die Betrachtung mit denselben Festigkeitsparametern und verändertem E-Modul bedeutet, dass es bei denselben Spannungen zum Plastifizieren und Versagen des Querschnitts kommt, die dafür erforderlichen Verformungen allerdings verändert sind. Es wird darauf hingewiesen, dass dies eine fiktive Betrachtung darstellt, da der Fahrzeugaufbau von Schienenfahrzeugen in Stahlbauweise sich wie bereits beschrieben meist grundlegend von Fahrzeugen der Bauweise mit Aluminium-Großstrangpressprofilen unterscheidet. Dennoch kann über die nachfolgende Betrachtung der Einfluss der Steifigkeit verdeutlicht werden.

4.5.2.1 Abaqus

Der Vergleich erfolgt für das Referenzmodell. Das Simulationsmodell wird bis auf die Veränderung des Materials nicht weiter modifiziert. Die einzelnen Profile des Schienenfahrzeugs bleiben somit in ihrer Dicke konstant. Die Dehnratenabhängigkeit wird bei den beiden Vergleichen ebenfalls berücksichtigt. Durch die deutlich höhere Dichte des Stahls erhöht sich somit auch die Eigenmasse des Schienenfahrzeugmodells, was durch eine hinzugefügte geringere nichtstrukturelle Masse ausgeglichen wird.

In den nachfolgenden Diagrammen sind der Last-Zeit-Verlauf sowie der Verformungs-Zeit-Verlauf für den Anprall der Schienenfahrzeugmodelle mit den unterschiedlichen Materialien dargestellt. Die Anpralleigenschaften entsprechen dem Referenzmodell (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h , Anprallmasse $51,4 \text{ t}$, Anprallwinkel 0 bzw. 90° etc.).

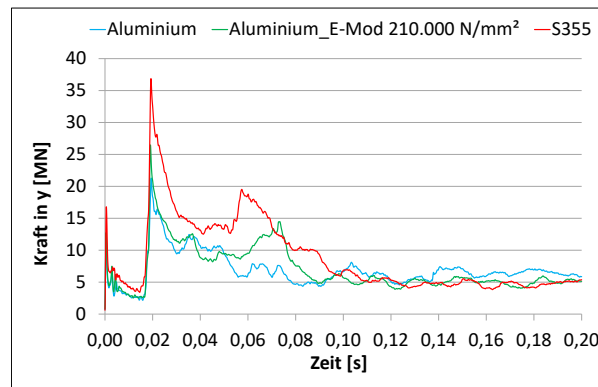


Abbildung 123: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

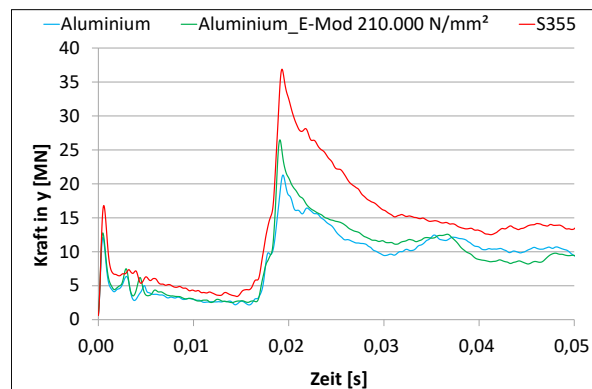


Abbildung 124: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien; Darstellung Anprallzeitraum bis 0,05 s (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

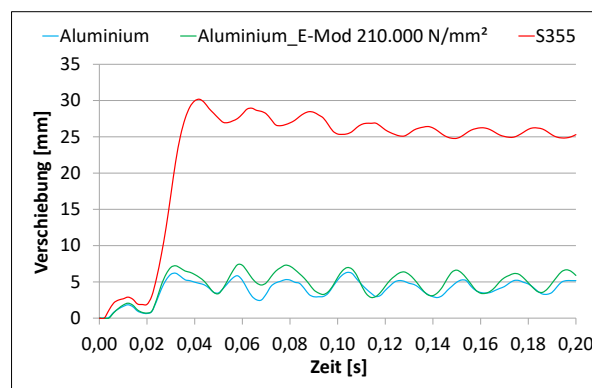


Abbildung 125: Kraft-Verschiebungs-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90 Grad, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

Anhand des Last-Zeit- und Verformungs-Zeit-Verlaufs für Anprallsituation 6 wird deutlich, dass sich die maximale Anprallkraft infolge der Materialanpassung auf den Stahl S355 um etwa 73 % erhöht. Diese Erhöhung spiegelt die erhöhte Materialfestigkeit sehr gut wider. Bei dem Modell mit unveränderten Festigkeitskennwerten aber einer Anpassung des E-Moduls ergibt sich eine Erhöhung der Anprallkraft um ca. 24 %. Die maximale Verformung der Stahlbetonwand wird durch eine Materialanpassung zum Stahl S355 verhältnismäßig noch viel deutlicher vergrößert.

Nachfolgend sind die Diagramme für Anprallsituation 2 dargestellt. Hier ergibt sich eine Erhöhung der Anpralllast am Wandkopf von ca. 65 % für das Simulationsmodell in Stahlbauweise im Vergleich zum Modell in Aluminiumbauweise. Für das Modell in Aluminiumbauweise mit angepasstem E-Modul ergibt sich eine Krafterhöhung von ca. 13 %. Die Kraft in y-Richtung an der Wandseite wird infolge der Materialveränderung nicht so stark verändert. Die Verformung der Wand wird beim Modell in Stahlbauweise enorm vergrößert. Dabei lässt sich eine Ähnlichkeit zum Anprall des Schienenfahrzeugmodells in Aluminiumbauweise bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h erkennen (siehe Abschnitt 4.4.4).

Die Last-Zeit- und Kraft-Verschiebungs-Verläufe beider Anprallsimulationen spiegeln die Erwartungen wider. Demzufolge nimmt die Steifigkeit erheblichen Einfluss auf die Anprallkräfte.

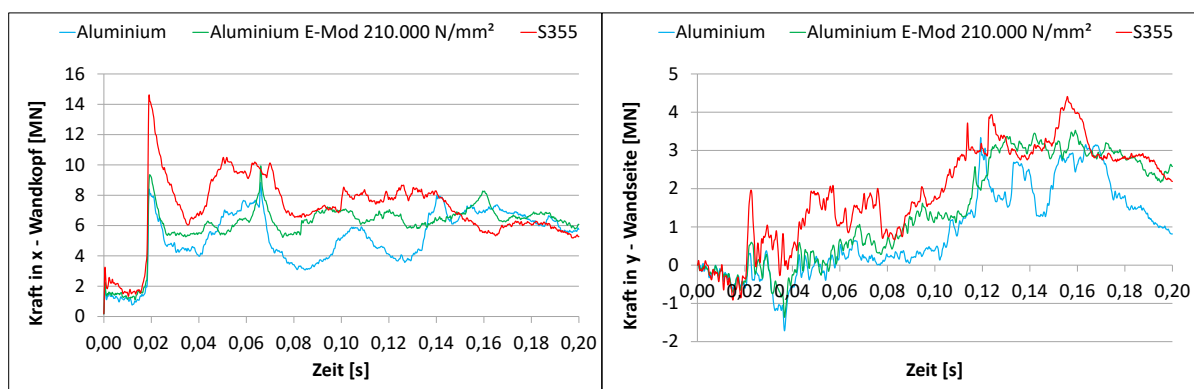


Abbildung 126: Last-Zeit-Diagramm in x-Richtung an Wandkopf (links) und in y-Richtung an der Wandseite (rechts) für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

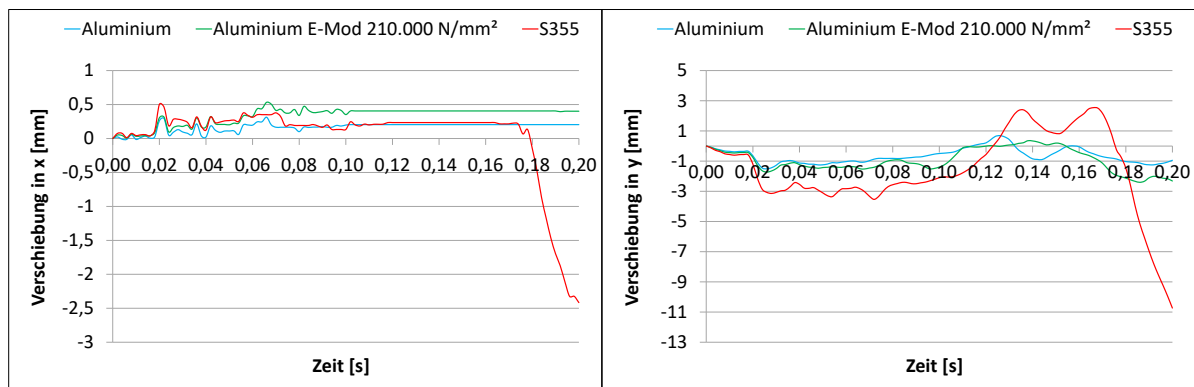


Abbildung 127: Kraft-Verschiebungs-Diagramm in 20 cm Tiefe in x-Richtung und y-Richtung für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

4.5.2.2 Matlab

Die aus dem quasistatischen Druckversuch erhaltene Kraft-Verformungs-Kurve wird im diskreten Matlab-Modell verwendet, um die Steifigkeit des Schienenfahrzeugs wiederzugeben. Für den Stahlwagenkasten ergibt sich eine deutlich höhere Steifigkeit von ca. 450 MN/m gegenüber ca. 133 MN/m beim Aluminiumwagenkasten. Beim Vergleich von Anprallsituation 6 mit einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h mittels Matlab-Modell ergibt sich eine Differenz von etwa 78 % zwischen den Stahlwagenkasten-Kraftpeaks

(20,6 MN) und denen des Aluminiumwagenkastens (11,6 MN) (siehe Abbildung 128). Der Gesamtimpuls des Stoßes bleibt mit 12,37 MNs für den Stahlwagenkasten und 10,57 MNs für den Aluminiumwagenkasten (~ 17 % Differenz) nahezu konstant. Die Gesamtimpulszeit beträgt 805 ms beim Anprall des Stahlwagenkastens und 1500 ms beim Anprall des Aluminiumwagenkastens (~ 86 % Differenz).

4.5.3 Kombination der für die Anpralllast relevanten Parameter

Anprallgeschwindigkeit, Anprallwinkel, Anprallmasse sowie Steifigkeit des Schienenfahrzeuges haben einen entscheidenden Einfluss auf die Anprallkraft. Der Einfluss der Steifigkeit wurde im vorigen Abschnitt genauer erläutert. In diesem Abschnitt werden nun verschiedene Anprallgeschwindigkeiten, Anprallwinkel sowie Anprallmassen miteinander kombiniert, da in den bisherigen Simulationen jeweils nur ein Parameter verändert wurde, um dessen Einfluss herauszuarbeiten. In diesem Abschnitt erfolgt nun eine Kombination der einzelnen Parameter, es werden somit die Anprallwinkel und Anprallmassen auch bei Geschwindigkeiten von 50 km/h und 200 km/h sowohl für den Anprall an die Wandseite als auch an den Wandkopf variiert.

In Abbildung 129 und Abbildung 130 sind die maximalen Anprallkräfte für den Anprall an die Wandseite bzw. an den Wandkopf bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h für unterschiedliche Anprallwinkel dargestellt. Ebenso wie beim Vergleich des Anprallwinkels im Referenzmodell bei einer Anprallgeschwindigkeit von 120 km/h ergibt sich für den Anprall an die Wandseite eine deutliche Erhöhung der Anpralllast mit steigendem Winkel. Für den Anprall an den Wandkopf ergibt sich entsprechend der Anprallsimulation mit einer Anprallgeschwindigkeit von 120 km/h eine Verringerung der Anpralllast am Wandkopf in x-Richtung sowie eine Erhöhung der Kraft in y-Richtung mit steigendem Anprallwinkel.

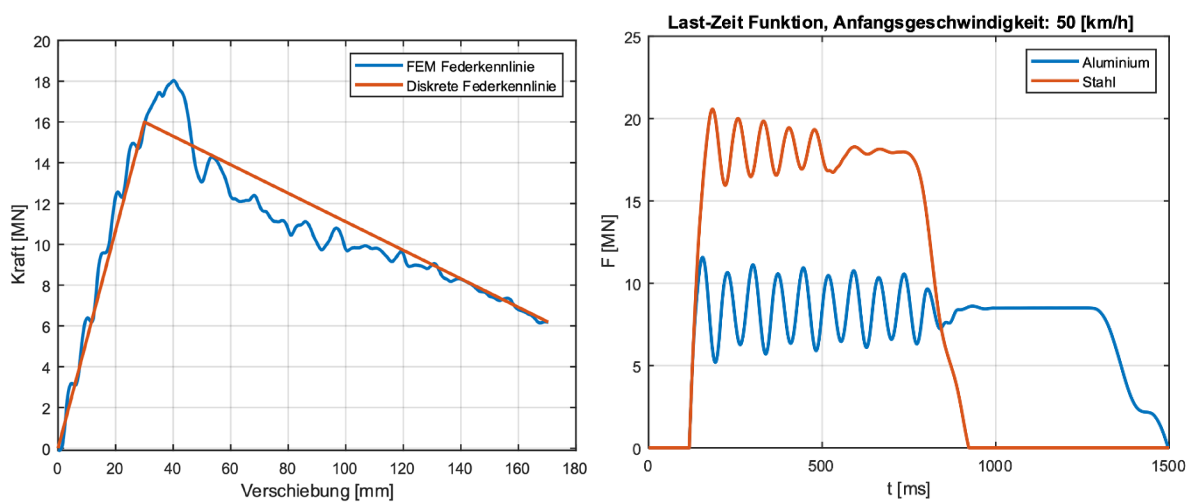
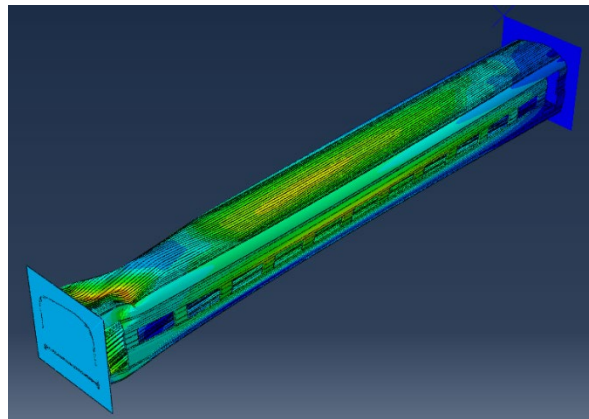


Abbildung 128: Verformung des Stahlwagens im quasistatischen Druckversuch – Abaqus (oben), Kraft-Verformungs-Kurve eines Stahlwagenkastens – Vergleich FEM und Diskretisierung in Matlab (unten links); Vergleich der Last-Zeit-Funktionen bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h zwischen einem ICE-1-Wagenkasten aus Stahl und einem ICE-1-Wagenkasten aus Aluminium – Matlab (unten rechts)

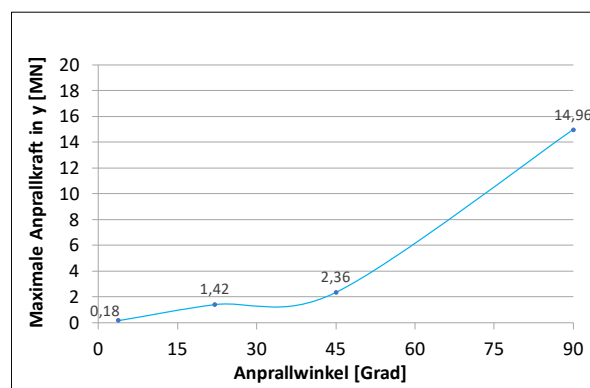


Abbildung 129: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 5 bzw. 6 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

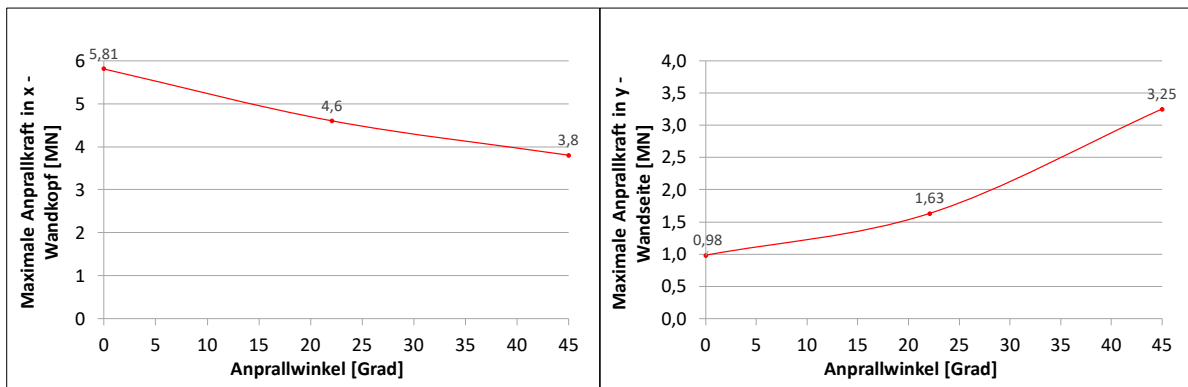


Abbildung 130: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

In den beiden folgenden Abbildungen sind die maximalen Anprallkräfte für den Anprall an die Wandseite bzw. an den Wandkopf bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h für unterschiedliche Anprallwinkel dargestellt. Hierfür ergeben sich die gleichen Tendenzen der maximalen Anprallkräfte wie auch bei den Simulationen mit einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h sowie 120 km/h bei einer Variation der Anprallwinkel.

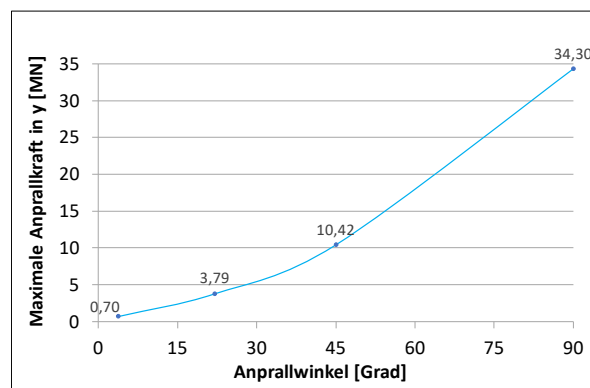


Abbildung 131: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 5 bzw. 6 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

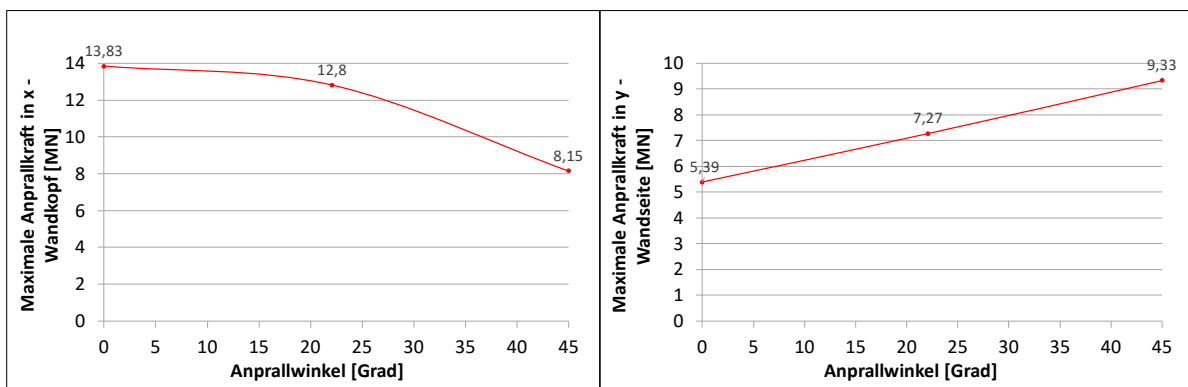


Abbildung 132: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus

In Abbildung 133 sowie Abbildung 134 sind die Ergebnisse der Anprallsimulationen bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h und einer Variation der Masse dargestellt. Wie erwartet ergibt sich für den Anprall an die Wandseite mit steigender Anprallmasse eine Erhöhung der Anprallkraft in y-Richtung. Beim Anprall an den Wandkopf ergibt sich mit steigender Anprallmasse ebenfalls eine Erhöhung der Anprallkräfte.

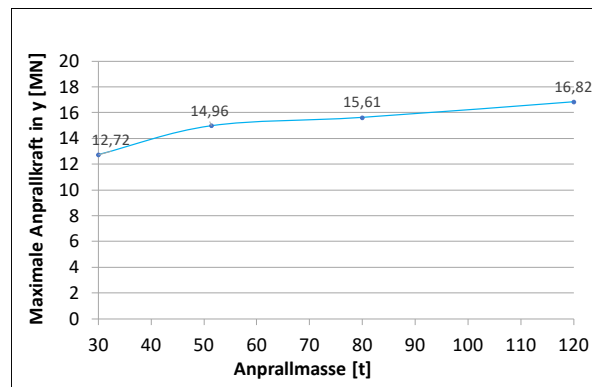


Abbildung 133: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallwinkel 90°) – Abaqus

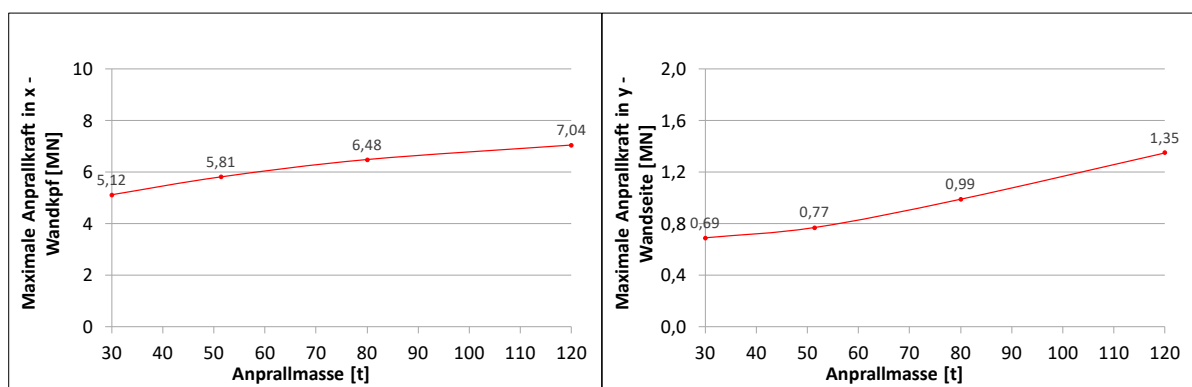


Abbildung 134: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallwinkel 0°) – Abaqus

Für eine Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h ergibt sich ebenfalls eine Erhöhung der Anprallkräfte bei steigender Anprallmasse, sowohl für den Anprall an die Wandseite als auch an den Wandkopf (siehe Abbildung 135 sowie Abbildung 136)

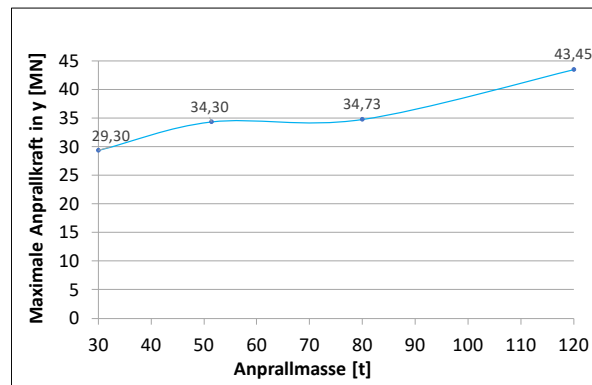


Abbildung 135: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallwinkel 90 Grad) – Abaqus

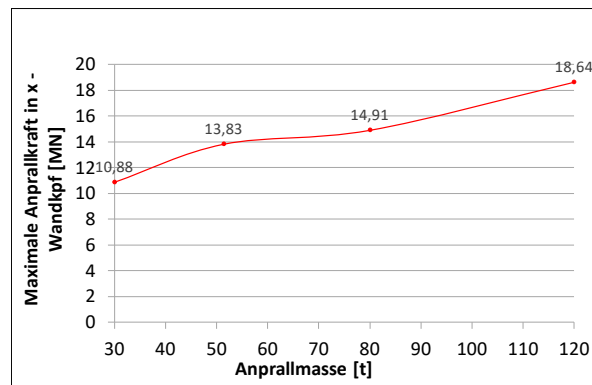


Abbildung 136: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallwinkel 0 Grad) – Abaqus

4.5.4 Zusammenfassung der Parameter für den Last-Zeit-Verlauf

Die Parameter mit einem wesentlichen Einfluss auf die Anprallkräfte wurden in den vorherigen Abschnitten umfangreich beschrieben. In diesem Abschnitt erfolgt eine kurze Zusammenfassung dieser Parameter unter Berücksichtigung der Größe des Einflusses auf den Kraft-Peak der Last-Zeit-Funktion des Anprallereignisses. Dazu werden anhand der durchgeführten Parameterstudie Faktoren für die Erhöhung der Anpralllast infolge der Variation jeweils eines Parameters im Vergleich zum Referenzmodell ermittelt. Diese Faktoren werden in den nachfolgenden Tabellen zudem mit der zusätzlichen Parametervariation in Abschnitt 4.5.2.1 verglichen.

TABELLE 39: VERGLEICH DER MAXIMALEN ANPRALLKRÄFTE – WANDSEITE

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) / Variation Geschwindigkeit

Anprallgeschwindigkeit [km/h]	50	120	200
Max. Anprallkraft [MN]	5,81	8,83	13,83
Faktor Kraftveränderung	0,66	1,00	1,57

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 5 bzw. 6) / Variation Winkel, v = 50 km/h

Anprallwinkel [Grad]	3,8	22,1	45	90
Max. Anprallkraft [MN]	0,18	1,42	2,36	14,96
Faktor Kraftveränderung	0,012	0,095	0,158	1,00

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 5 bzw. 6) / Variation Winkel, v = 120 km/h

Anprallwinkel [Grad]	3,8	22,1	45	90
Max. Anprallkraft [MN]	0,55	2,52	5,45	21,29
Faktor Kraftveränderung	0,026	0,118	0,256	1,00

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 5 bzw. 6) / Variation Winkel, v = 200 km/h

Anprallwinkel [Grad]	3,8	22,1	45	90
Max. Anprallkraft [MN]	0,70	3,79	10,42	34,30
Faktor Kraftveränderung	0,020	0,110	0,304	1,00

Anprall an Wandseite (Anprallsituation 6) / Variation Masse, v = 50 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft [MN]	12,72	14,96	15,61	16,82
Faktor Kraftveränderung	0,85	1,00	1,04	1,12

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) / Variation Masse, v = 120 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft [MN]	18,42	21,29	28,55	35,16
Faktor Kraftveränderung	0,87	1,00	1,34	1,65

Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) / Variation Masse, v = 200 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft [MN]	29,30	34,30	34,73	43,45
Faktor Kraftveränderung	0,85	1,00	1,01	1,27

TABELLE 40: VERGLEICH DER MAXIMALEN ANPRALLKRÄFTE – WANDKOPF

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) / Variation Geschwindigkeit

Anprallgeschwindigkeit [km/h]	50	120	200
Max. Anprallkraft in x - Wandkopf [MN]	5,81	8,83	13,83
Faktor Kraftveränderung	0,66	1,00	1,57

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2 bzw. 3) / Variation Winkel, v = 50 km/h

Anprallwinkel [Grad]	0	22,1	45
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	5,81	4,80	3,80
Max. Anprallkraft in y – Wandseite [MN]	0,98	1,63	3,25
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	1,00	0,83	0,65
Faktor Kraftveränderung in y – Wandseite	1,00	1,66	3,32

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2 bzw. 3) / Variation Winkel, v = 120 km/h

Anprallwinkel [Grad]	0	22,1	45
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	8,83	8,49	6,46
Max. Anprallkraft in y – Wandseite [MN]	3,34	5,10	7,74
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	1,00	0,96	0,73
Faktor Kraftveränderung in y – Wandseite	1,00	1,53	2,32

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2 bzw. 3) / Variation Winkel, v = 200 km/h

Anprallwinkel [Grad]	0	22,1	45
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	13,83	12,80	8,15
Max. Anprallkraft in y – Wandseite [MN]	5,39	7,27	9,33
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	1,00	0,93	0,59
Faktor Kraftveränderung in y – Wandseite	1,00	1,35	1,73

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) / Variation Masse, v = 50 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	5,12	5,81	6,48	7,04
Max. Anprallkraft in y – Wandseite [MN]	0,69	0,77	0,99	1,35
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	0,88	1,00	1,12	1,21
Faktor Kraftveränderung in y – Wandseite	0,90	1,00	1,29	1,75

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) / Variation Masse, v = 120 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	8,30	8,83	9,69	12,03
Max. Anprallkraft in y – Wandseite [MN]	2,48	3,34	4,25	4,32
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	0,94	1,00	1,10	1,36
Faktor Kraftveränderung in y – Wandseite	0,74	1,00	1,27	1,29

Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) / Variation Masse, v = 200 km/h

Anprallmasse [t]	30	51,4	80	120
Max. Anprallkraft in x – Wandkopf [MN]	10,88	13,83	14,91	18,64
Faktor Kraftveränderung in x – Wandkopf	0,79	1,00	1,08	1,35

5 Schutzmaßnahmen

Im Schienenverkehr können verschiedene Schutzmaßnahmen getroffen werden, welche ein Bauwerk vor einem Anprall schützen bzw. die Tragfähigkeit des Bauwerks bei einem Anprall sicherstellen. Hierzu gehören u. a. verschiedene Schutzmaßnahmen, die ins Schienenfahrzeug selbst integriert sind. Hierbei sind vor allem Maßnahmen zum Schutz der Personen im Schienenfahrzeug zu nennen sowie Schutzmaßnahmen, welche entweder die Wahrscheinlichkeit einer Entgleisung verringern oder das Verhalten des Schienenfahrzeugs nach einer Entgleisung beeinflussen sollen. Die Maßnahmen zum Schutz der Personen im Fahrzeug werden in diesem Bericht nicht weiter behandelt, hierzu wird u. a. auf verschiedene Untersuchungen zum CEM verwiesen, welche teilweise bereits in Kapitel 3 beschrieben wurden. Verschiedene Schutzmaßnahmen am Fahrzeug selbst, welche die Entgleisungswahrscheinlichkeit oder das Verhalten nach der Entgleisung beeinflussen sollen, werden in diesem Bericht aufgeführt, jedoch keine genaueren Untersuchungen hierzu durchgeführt. Ziel dieses Kapitels ist es, die baulichen Schutzmaßnahmen genauer zu betrachten, wobei das Hauptaugenmerk auf die Zerschellschicht gelegt wird, welche gemäß DIN 1991-1-7/NA [55] für anprallgefährdete Bauteile anzusetzen ist. Zudem erfolgt eine Überarbeitung der Untersuchungen zur Reibung und eine Betrachtung des Dämpfungseinflusses.

5.1 Übersicht der Schutzmaßnahmen

Schutzmaßnahmen gegen einen Anprall im Schienenverkehr können aus baulich-konstruktiven, werkstofflichen sowie technischen Maßnahmen bestehen. Bauliche Schutzmaßnahmen eines Tragwerks können entsprechend der Gefährdung des Tragwerks durch Anpralllasten bestimmt werden und verschiedene Ausführungen besitzen. Werkstoffliche Maßnahmen dienen i. d. R. dazu, die Standfestigkeit der gefährdeten Bauteile geeignet zu sichern. Durch technische Schutzmaßnahmen soll die Entgleisungswahrscheinlichkeit des Schienenfahrzeugs gesenkt werden, um damit auch die Anprallwahrscheinlichkeit zu reduzieren.

Aktuell ist i. d. R. ein Mindestabstand vom Bauwerk zur Gleisachse von 3 m einzuhalten, wobei bei einer nicht vermeidbaren Unterschreitung eine Zustimmung im Einzelfall getroffen werden muss [55].

5.1.1 Baulich-konstruktive Schutzmaßnahmen

Beim Entwurf des Tragwerks können konstruktive Maßnahmen getroffen werden, welche den Anprall berücksichtigen. Dazu können ausfalltaugliche Bauteile, standfeste Bauteile oder vorgelagerte Schutzkonstruktionen zum Einsatz kommen. Ausfalltaugliche Bauteile sind z. B. Stützen, die bei einer geringen Anprallbelastung standsicher bleiben, bei einer starken Anprallbelastung jedoch ausfallen, ohne die weitere Tragwerkstruktur zu beschädigen. Dies kann durch Bruch, plastische Verformung, Ausknicken oder Ausscheren aus der Auflagerung erfolgen. Zudem muss das Tragwerk so bemessen sein, dass die Standfestigkeit des Gesamttragwerks infolge des Ausfalls eines durch Anprall beanspruchten Bauteils nicht gefährdet ist. Wichtig ist dabei, dass planmäßig ausfallende Bauteile im Falle ihres Ausfalls keine großen Horizontalkräfte auf die übrigen Bauteile verursachen [98].

Des Weiteren besteht die Möglichkeit vorgelagerte Schutzkonstruktionen zu verwenden, hierbei handelt es sich um Bauteile, die dem eigentlichen Bauwerk vorgelagert sind und bei einem Anprall gezielt einen Teil der Energie oder die gesamte Energie des Anprallfahrzeugs absorbieren bzw. das Anprallfahrzeug von dem zu schützenden Bauwerk ableiten sollen [98]. Hier wären Anprallblöcke, Leitplanken, Prellböcke etc. zu nennen. Diese Schutzkonstruktionen können zum einen wie Anprallböcke dem Bauwerk vorgelagert werden. Je nach Stärke des Anprallereignisses werden diese Schutzkonstruktionen beim Anprall entweder

komplett beschädigt (mit einer einhergehenden Reduzierung der Anprallbelastung des Bauwerks) oder sie nehmen die gesamte Anprallenergie des Schienenfahrzeugs auf, sodass dieses nicht das Bauwerk anprallt. Zum anderen können diese Schutzelemente aber auch dazu dienen, das entgleiste Fahrzeug in eine gewisse Richtung zu »lenken«, sodass es zu keinem Anprall mit dem zu schützenden Bauwerk kommt oder zu einem Anprall in einem für das Bauwerk günstigeren Winkel und somit zu einer geringeren Anprallbelastung.

Eine weitere Möglichkeit des Bauwerkschutzes sind standfeste Bauteile [98]. Hierbei handelt es sich um Bauwerke, welche für die Anprallsituation bemessen werden und dementsprechend ohne vorgelagerte Schutzkonstruktion standsicher sein müssen. Diese Art des Bauwerkschutzes entspricht aktuell dem Regelfall bei einem Abstand eines Bauwerks zur Gleisachse von weniger als 7 m. Hierzu werden die Bauwerke dann mit den statischen Ersatzlasten gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] bemessen.

In die Reihe der baulich konstruktiven Maßnahmen fällt auch die Zerschellschicht. Diese wird im weiteren Verlauf des Berichts genauer beschrieben und verschiedene Simulationen dazu durchgeführt.

5.1.2 Werkstoffliche Schutzmaßnahmen – Materialverhalten

Werkstoffliche Schutzmaßnahmen können durch Variation der ausgewählten Werkstoffe gebildet werden. So können sie z. B. durch angepasste Werkstoffe wie höherfeste Werkstoffe konkretisiert werden. Ein Beispiel für Betonbauwerke wäre die Verwendung von Ultrahochleistungsbetonen (UHPC) oder einer Faserverstärkung. Generell ist ein duktiler Bauteilverhalten geeigneter als ein sprödes, was z. B. durch eine Faserverstärkung erreicht werden kann. Betonstähle sollten eine hohe Duktilitätsklasse aufweisen, sodass sich mindestens die Duktilitätsklasse B empfiehlt.

5.1.2.1 Dynamisches Verhalten von Stahlbeton und Einsatz von UHPC

Die dynamische Reaktion von Bauwerken auf Anpralllasten ist je nach Material unterschiedlich. Dies beruht auf dem Steifigkeits- oder Verfestigungsphänomen, welches von der Belastungsgeschwindigkeit und der Dehnratenempfindlichkeit des Materials abhängt. Im Fall von Stahlbeton – ein Verbundwerkstoff – hängt die Reaktion nicht nur von den mechanischen Eigenschaften des Betons, sondern auch von den umfangreichen Eigenschaften der zusammengesetzten Materialien, z. B. der Anzahl der zementgebundenen Werkstoffe, dem Wassergehalt und dem Bewehrungsgrad ab [76, 211, 251, 266]. Im Allgemeinen ist bekannt, dass die Druckfestigkeitseigenschaften und der Bewehrungsstahl dazu beitragen, dass Stahlbeton Stoßbelastungen, die sowohl Druck- als auch Zugspannungen erzeugen, gut widerstehen kann. Fang und Wu [76] führten eine parametrische Studie für den Flugzeuganprall auf eine Kernkraftwerk-Schutzhülle durch. Die Ergebnisse hierzu sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Hierbei dient der angegebene Prozentsatz als Vergleich zu einem Bewehrungsgrad von 0,32 % (entspricht der Referenz von 0 % in den Abbildungen). Der Versuch wurde bei einer Geschwindigkeit von 215 m/s durchgeführt, und der Anprall fand etwa bei 2/3 der Gesamthöhe der Schutzhülle statt.

Fang und Wu [76] stellten ebenso fest, dass bereits eine Erhöhung des Bewehrungsgehalts um 50 % äußerst wirksam ist und den Anprallschaden um fast 80 % reduzieren kann, wenn die Differenz zwischen den Anprallverformungen als Vergleichskriterium gewählt wird. Die Wirksamkeit einer Erhöhung des Bewehrungsgrads fällt ab einer einhundertprozentigen Erhöhung des Bewehrungsgrades deutlich geringer aus. Dies basiert hauptsächlich auf dem spröderen Versagen der Zement-Matrix, da ein größerer Teil der Stahlbewehrung seine Streckgrenze nicht erreicht und der Beton zuerst versagt. Ein Ansatz, bei dem lediglich der Bewehrungsgrad immer weiter erhöht wird, ist demnach nicht nur ineffektiv, sondern auch unwirtschaftlich. [76]

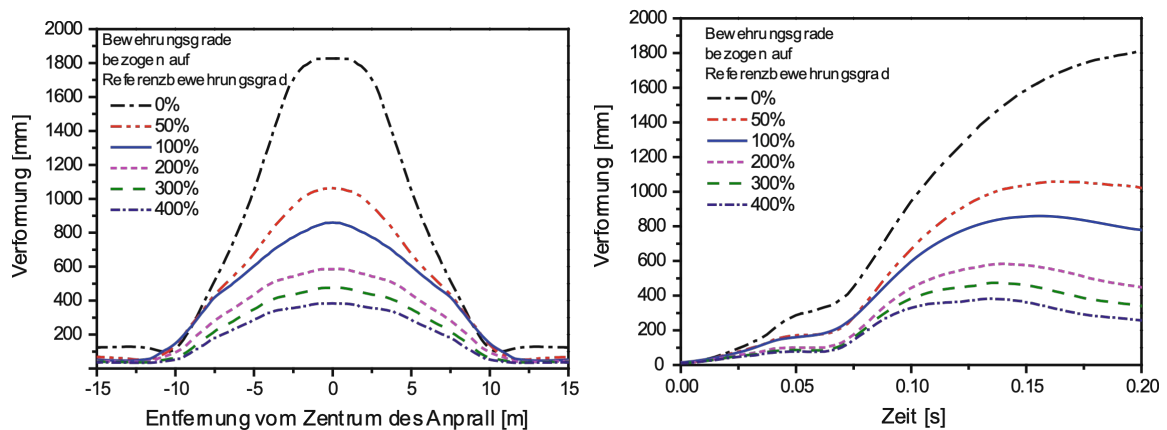


Abbildung 137: Verschiebungen entlang der Umfangsrichtung für verschiedenen Bewehrungsgrade (links), Verschiebungs-Zeit-Kurve für verschiedene Bewehrungsgrade (rechts) [76]

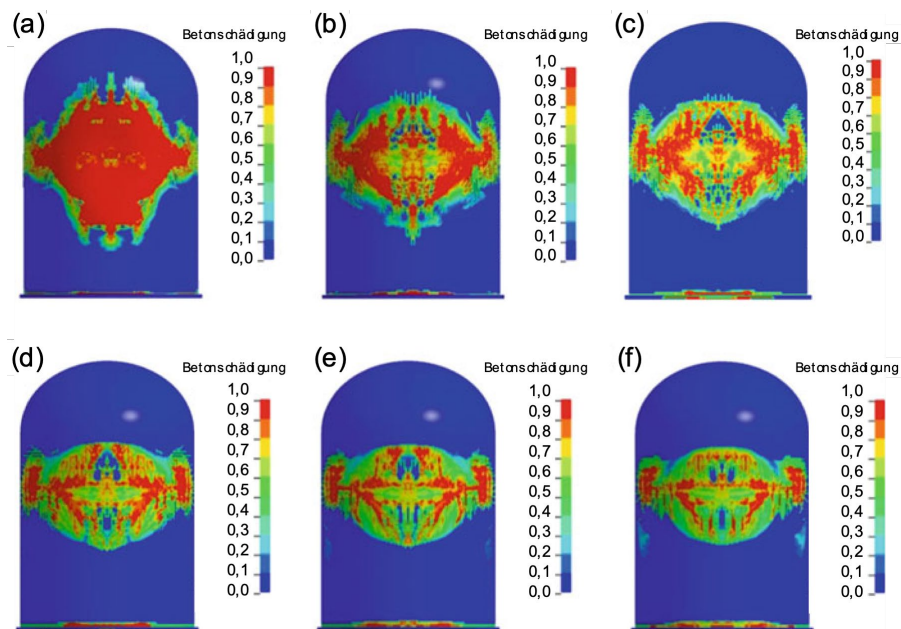


Abbildung 138: Betonschäden bei verschiedenen Bewehrungsgraden nach 0,20 s: (a) 0 % (Referenz), (b) 50 %, (c) 100 %, (d) 200 %, (e) 300 %, (f) 400 % [53]

Darüber hinaus gibt es weitere Untersuchungen, die den Einfluss des Wasserzementwerts auf die Dehnratenempfindlichkeit betrachtet haben. Diese Eigenschaft spielt eine wichtige Rolle bei der Wirkung verschiedener Zusammenhänge des Betons, z. B. beim Kriechen, Schwinden und den mechanischen Eigenschaften wie die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul. Heutzutage werden aufgrund der Möglichkeit zur Herstellung schlanker Strukturen und höherer Druckfestigkeiten auch Ultra-Hochleistungsbetone (UHPC) mit niedrigeren Wasserzementwerten verwendet [243, 266]. Diese Betone haben eine höhere Dehnratenempfindlichkeit, was auch den Widerstand gegenüber Anprall, Sprengungen und Stößen beeinflusst.

Ein positiver Effekt auf den Anprallschutz ist bei UHPC jedoch nicht bekannt, da aufgrund seiner weniger porösen Zement-Matrix (geringerer Wasserzementwert) und eines spröderen Verhaltens, wie in [251] gezeigt, ein geringerer DIF (Dynamic Increase Factor) vorhanden ist.

Der DIF ist definiert als [243]:

$$\text{DIF}(\dot{\epsilon}) = \frac{\Gamma(\dot{\epsilon})}{\Gamma(\dot{\epsilon}_s)} \quad (87)$$

Hierbei ist $\Gamma(\dot{\epsilon}_s)$ die mechanische Eigenschaft in konventionellem Beton und $\Gamma(\dot{\epsilon})$ die mechanische Eigenschaft bei einer gegebenen Dehnrates $\dot{\epsilon}$.

Der geringe positive Effekt wurde in Vorhersagemodellen zum DIF gezeigt, in welchen die Betone mit höherer Druckfestigkeit einen geringeren DIF aufweisen.

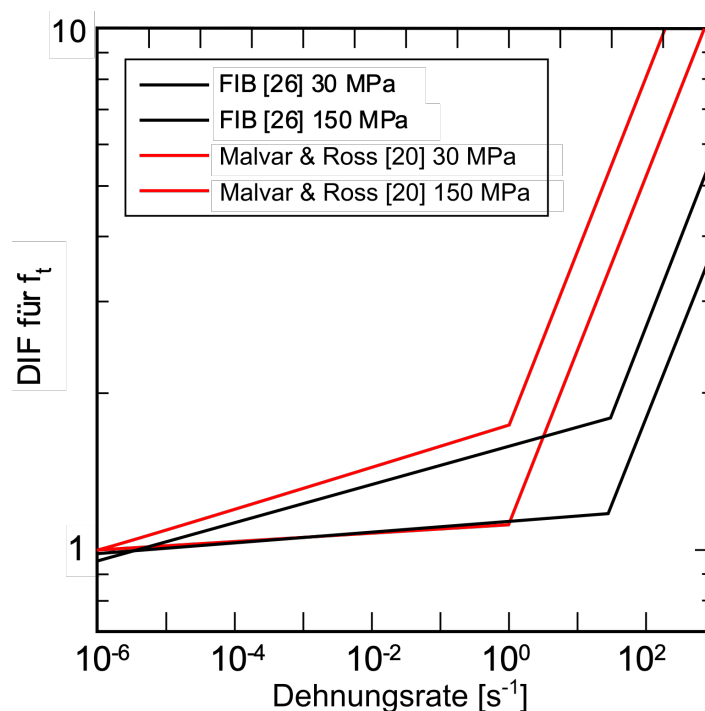


Abbildung 139: DIF der Zugfestigkeit f_t für Beton mit $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ und 150 N/mm^2 nach FIB sowie Malvar und Ross [243]

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Verwendung von UHPC keinen wesentlichen positiven Einfluss auf den Schutz vor dynamischen Belastungen hat, da der positive Effekt der Spannungsverfestigung im Vergleich zu Betonen mit einem höheren Wassorzementwert nicht so wirksam ist.

5.1.2.2 Faserbeton

Stahlbeton kann als Verbundwerkstoff auch Fasern (Gummi, Stahl usw.) enthalten, die sich bei hoher Belastung nachweislich positiv auf die Duktilität und die Spannungsdispipation auswirken. Faserbeton ist Stahlbeton, dem während des Herstellungsprozesses Fasern zur Verbesserung des Riss- und Bruchverhaltens beigemischt werden. Die Fasern werden in die Zement-Matrix eingebracht und wirken als homogenisierende Bewehrung. Wenn Risse im Stahlbeton auftreten, können Fasern in Bereichen, in denen normalerweise keine Spannungen zwischen den Grenzflächen der Zement-Matrix übertragen werden, als eine Art Brücke zur Kraftübertragung wirken. Die Verbesserung der Festigkeitseigenschaften hängt hauptsächlich vom Volumenanteil dieser Fasern in der Zement-Matrix ab, die jedoch ähnlich zum Bewehrungsstahl auch eine kritische Grenze besitzt [184]. Wie bereits erläutert, ist diese »Brücke« der Hauptmechanismus,

den diese Fasern nutzen, um Spannungen gleichmäßiger auf das Material zu übertragen. Die Auswirkungen auf den Beton sind in der folgenden Abbildung zu sehen, in der eine schematische Darstellung der Rissbildung in konventionellem Beton und Faserbeton dargestellt ist. Die Duktilität der Fasern trägt auch dazu bei, dass die Bewehrung nicht lokal überbeansprucht wird. Die Zugabe von Fasern ermöglicht eine homogene Übertragung von Spannungen und eine bessere Verformungskompatibilität.

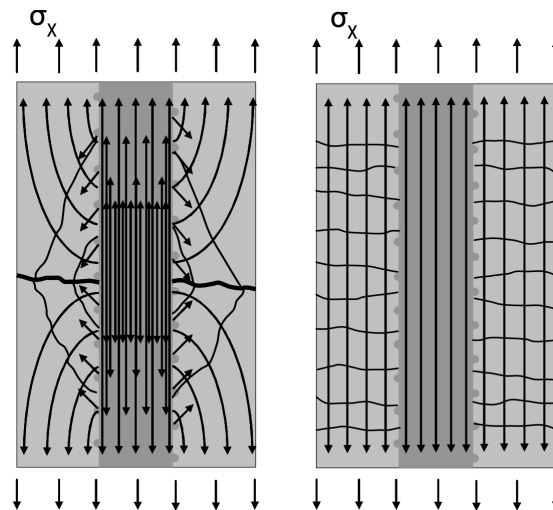


Abbildung 140: Rissbilder und Kraftflüsse in herkömmlichem Stahlbeton (links) und in Stahlbeton mit duktiler Matrix (rechts) [83]

Durch die Zugabe von Fasern treten ebenfalls zahlreiche Risse auf, jedoch in einem gleichmäßiger verteilten Muster – wie in Abbildung 140 dargestellt. Diese Risse haben den positiven Effekt, dass durch die Duktilität der Fasern eine bessere Energieabsorption von Stoßbelastungen ermöglicht wird, dargestellt in Abbildung 141. Im Allgemeinen gilt der Grundsatz, dass der DIF vergrößert wird, je höher die Dehnraten sind [211, 243].

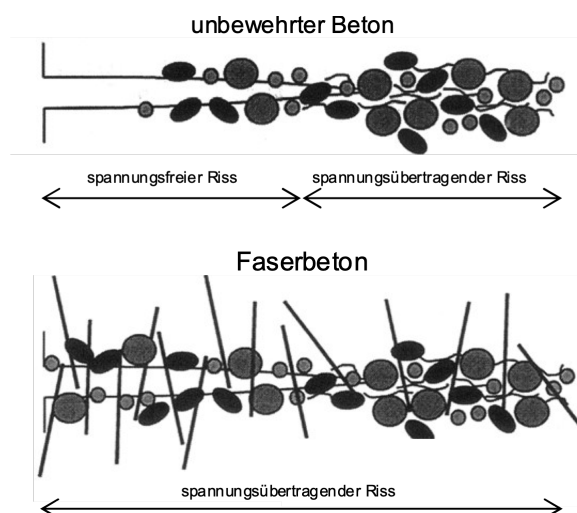


Abbildung 141: Schematische Darstellung eines Risses in unbewehrtem und faserbewehrtem Beton [184]

Die Auswirkungen von Fasern sind in den folgenden Abbildungen gut zu erkennen. Hier werden verschiedene Betone mit unterschiedlichen Volumenanteilen eingebauter Fasern sowie unterschiedlichen Dehnraten getestet.

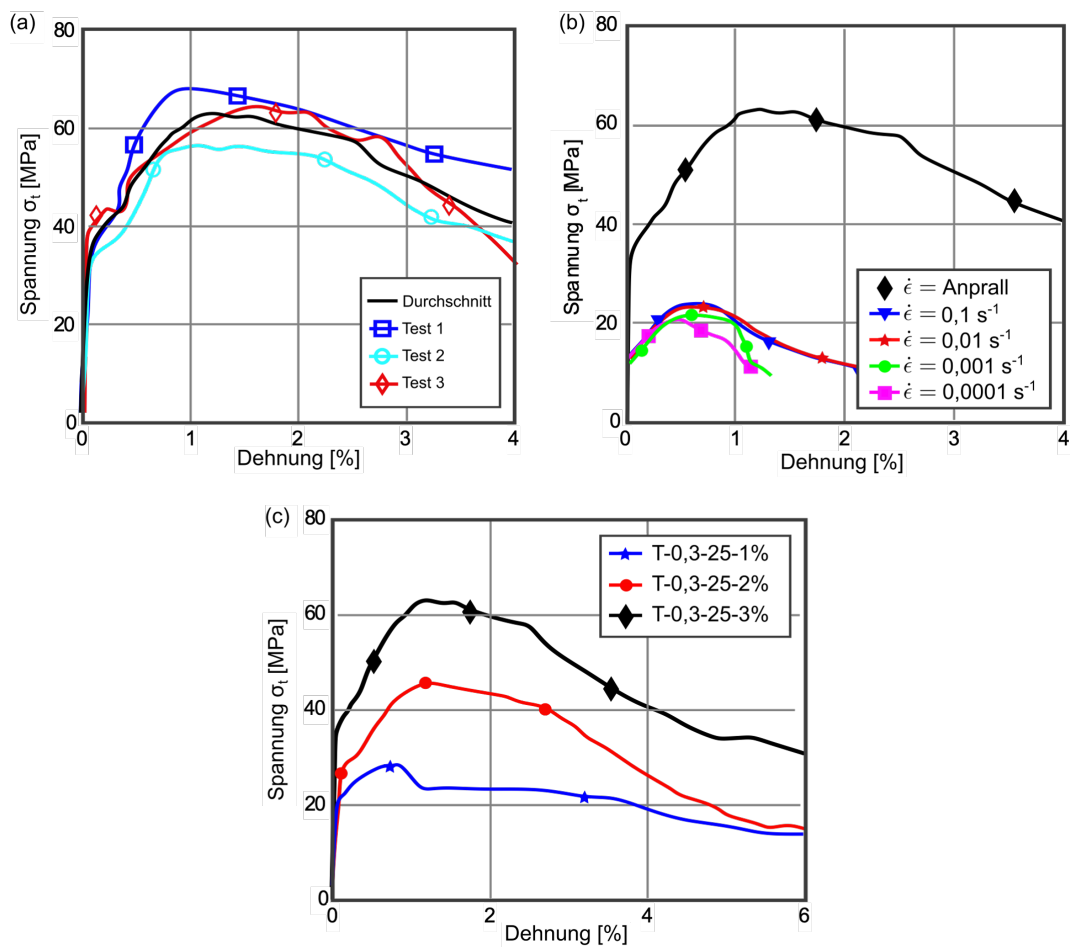


Abbildung 142: Experimentelle Ergebnisse unter direkten Zugversuchen: (a) Mittelwert der Spannungs-Dehnungs-Kurve von Proben mit 3 % Faseranteil bei Stoßbelastung, (b) Spannungs-Dehnungs-Kurven von Proben mit 3 % Faseranteil bei Belastung mit unterschiedlichen Dehnraten, (c) Spannungs-Dehnungs-Kurven von Proben mit verschiedenen Volumenanteilen bei hohen Dehnraten [211]

5.1.2.3 Chloroprene/Kautschuk als Dämpfungsmaterial

Chloroprene/Kautschuk ist als Dämpfungsmaterial in vielen technischen Anwendungen, die Vibrationen oder Schallausbreitung beinhalten, weit verbreitet [171]. In den letzten Jahren hat Kautschuk aufgrund seines natürlichen viskoelastischen Materialverhaltens, welches sehr gute Energieabsorptionseigenschaften beinhaltet, auch bei der seismischen Isolierung von Stahlbetonbauten zunehmend Anwendung gefunden. Das viskoelastische Verhalten von Kautschuk wird durch seine spezielle Molekularstruktur bestimmt. Dabei handelt es sich um aneinandergereihte lange Ketten, die sich aus sich wiederholenden Einheiten, den sogenannten Monomeren, zusammensetzen. Die Molekülketten sind weich und hochflexibel. Aufgrund der geringen Anziehung zwischen den Molekülen können sich die Moleküle im Normalzustand (ohne Spannung) leicht bewegen. Die molekulare Struktur zusammen mit den viskoelastischen Eigenschaften definiert dieses Material als Elastomer. Kautschuke werden in zwei Kategorien eingeteilt – in NR (Naturkautschuk) und SR (Synthetischen Kautschuk)

Naturkautschuk besteht aus Tausenden von Isopren-Molekülen. Die Molekülkette selbst zeichnet sich durch Weichheit und Zähigkeit aus. Kautschuk mit guter Flexibilität weist auch eine hohe Elastizität, Abrieb- und Kältebeständigkeit auf. Synthetische Kautschuke haben besondere Vorteile, weil ihre Molekularstruktur künstlich verändert werden kann [141]. So hat z. B. Butylkautschuk, der durch Copolymerisa-

tion von Isobutylen und einer geringen Menge Isopren hergestellt wird, aufgrund der zahlreichen Methylseitenketten im Molekül, eine ausgezeichnete Dichtungskapazität, sodass die Bewegung der Molekülkette behindert wird [137]. Auch die Größe und die Anordnung der Kautschukmoleküle beeinflussen die Leistungsfähigkeit des Kautschuks. Im Allgemeinen gilt: Je geringer der Anteil des Molekulargewichts im Kautschuk, desto geringer die Elastizität; bei einem hohem Molekulargewicht wird der Kautschuk hart [177]. Auf Grundlage dieses Prinzips werden Kautschuke mit verschiedenen Eigenschaften entwickelt, hergestellt und in verschiedenen Industriebereichen eingesetzt.



Abbildung 143: Erdbebenisolation mittels Elastomerlager [164]

Kautschuk ist ein typisch nichtlineares Material, dessen elastische Eigenschaften nicht nur durch Elastizitätsmodul, Druckfestigkeit oder Streckgrenze beschrieben werden. Aus diesem Grund und um einen allgemeinen Vergleichswert zu haben, werden Kautschuke normalerweise nach ihrer Shore-Härte (SH) klassifiziert. Das Verfahren zur Messung dieser Härte wird u. a. durch die Norm ASTM D2240 [6] beschrieben. Diese legt Richtlinien für die Messung nach einer vorgesehenen Prüfmethode mit sogenannten Durometern fest, die sich durch ihre Abmessungen, ihre Kraft und die Art der angewandten Einwirkung (Eindrücken oder Eindringen in das Material) unterscheiden. Es gibt zwölf verschiedene Durometer-Skalen (A, B, C, D, E, M, O, OO, DO, OOO, OOO-S und R) [6], wobei A die am häufigsten verwendete Durometer-Skala für Kautschuk ist. Jede dieser Skalen hat Werte zwischen 0 und 100, wobei 100 den härtesten Wert bezeichnet. Dieses Verfahren ermöglicht es, eine relative Vorstellung vom Widerstand der Materialeinkerbung zu bekommen.

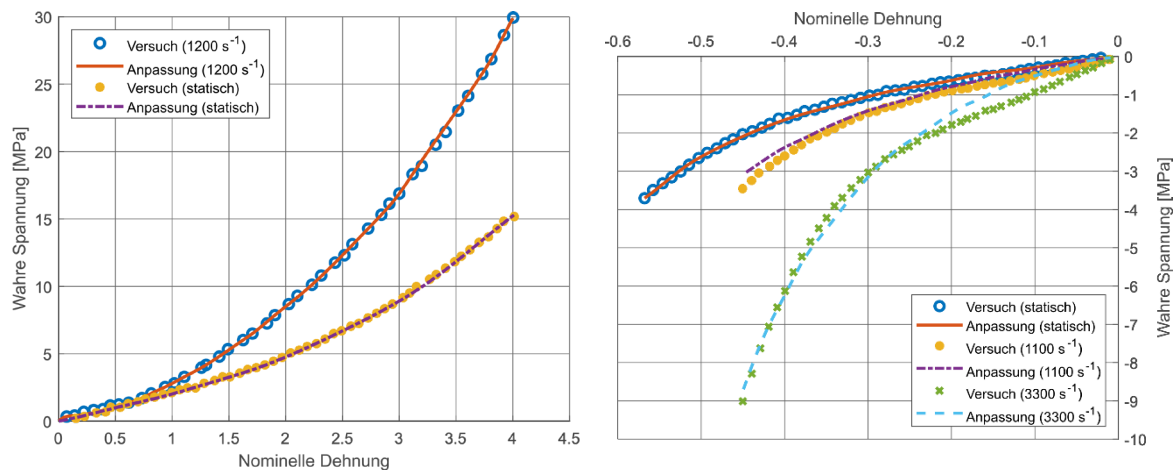


Abbildung 144: Vergleich zwischen theoretischen Kurven und experimentellen Daten für Kautschuk SHA40 unter Zug (links) und Kautschuk SHA40 unter Druck (rechts) [227]

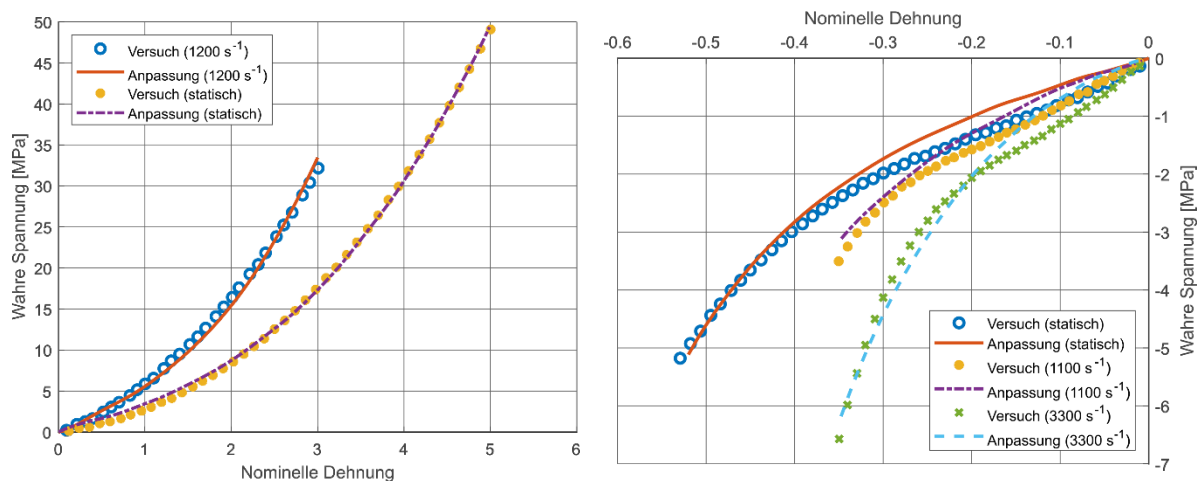


Abbildung 145: Vergleich zwischen theoretischen Kurven und experimentellen Daten für Kautschuk SHA60 unter Zug (links) und Kautschuk SHA60 unter Druck (rechts) [227]

Wie bei Beton werden auch bei Kautschuk Unterschiede in der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Dehnrates untersucht. Dabei werden die Brucheigenschaften als Zähigkeit beschrieben, d. h. als diejenige Dehnungsenergie pro Volumeneinheit, die für das Versagen des Materials benötigt wird bzw. die Fläche unter der Spannungs-Dehnungs-Kurve [78]. Für EPDM (Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk) kann anhand der folgenden Abbildung abgelesen werden, dass der DIF umso größer ist, je höher die Dehnrates ist. Bei dynamischer Beanspruchung mit einer Dehnrates zwischen $0,1 \text{ s}^{-1}$ und 1 s^{-1} beträgt der DIF etwa 2,5 und ist demnach noch größer als der von Faserbeton. Dieser DIF zeigt das große Festigkeitspotential dieses Materials bei dynamischen Beanspruchungen und macht es somit zu einer Alternative für eine Dämpfungs- und/oder Schutzmaßnahme gegen Anpralllasten.

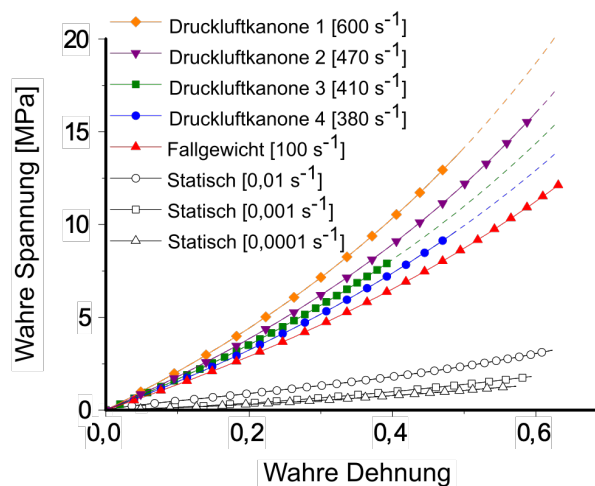


Abbildung 146: Einachsige wahre Spannungs-Dehnungs-Kurven, rekonstruiert aus den Parametern der Gaspistole, dem Fallgewicht und quasistatischen Tests [267]

Im Anprallbereich könnte z. B. der Kautschuk EPDM verwendet werden. Dabei handelt es sich um eine Art Ethylen-Propylen-Kautschuk, ein Copolymer aus Ethylen, Propylen und einer kleinen Menge nicht konjugierten Diens. Seine Hauptkette ist eine chemisch stabile, gesättigte Kohlenwasserstoff-Zusammensetzung und enthält nur ungesättigte Doppelbindungen in der Seitenkette, sodass er eine gute Alterungs-

beständigkeit, Schlagfestigkeit, Hitzebeständigkeit, Schlechtwetterbeständigkeit, Wasserfestigkeit etc. aufweist. Aufgrund dieser Eigenschaften könnte EPDM-Kautschuk als Schutzmaßnahmenmaterial für Konstruktionen, die Stoßbelastungen und exponierten Umweltbedingungen ausgesetzt, sind verwendet werden. [120]

5.1.3 Technische Schutzmaßnahmen

Eine Möglichkeit technischer Schutzmaßnahmen sind sogenannte Schutzschienen. Durch eine Schutzschiene soll das Schienenfahrzeug bei einer möglichen Entgleisung Halt bekommen, sodass es weiterhin in der eigentlichen bzw. nahe der eigentlichen Spur gehalten wird. Der Abstand der Schutzschienen zur Fahrschiene beträgt etwa 80 mm. Verwendung finden sie vor allem bei Brückengleisen, bei Linienführung, die nicht der Regel entspricht, sowie bei längeren Übergangsstrecken mit starkem Gefälle auf neigungslose Gleise. Durch Schutzschienen soll ein Aufklettern des Radsatzes auf die Fahrschiene verhindert werden, indem das gegenüberliegende Rad gegen die innere Schutzschienenführung läuft. [139]

Führungsschienen bzw. Fangschienen sollen das Schienenfahrzeug bei einer Entgleisung kontrolliert weiterführen, um den Anprall an gleisnahe Bauwerke zu verhindern. Sie folgen also demselben Prinzip wie Schutzschienen und werden i. d. R. im Abstand von 180 mm zur Fahrschiene beidseitig an der Gleisinnenseite angeordnet und hauptsächlich vor Brücken eingesetzt. Sie beginnen üblicherweise in Schienenmitte, einige Meter vor den zu schützenden Bauwerken, laufen dann nach außen bis zu einem Abstand von 180 mm zu den Fahrschienen und anschließend innerhalb dieser parallel (Abbildung 147) [81].



Abbildung 147: Führungsschienen bzw. Fangschienen [140]

Eine modellbasierte Untersuchung zur Wirksamkeit verschiedener Typen von Führungsschienen ist in [172] enthalten, wobei im Zuge dieser Arbeit nicht genauer darauf eingegangen wird. Die Wirksamkeit von Fang- und Führungsschienen ist generell strittig, sodass auch in Fachkreisen hierzu keine eindeutige Meinung vorhanden ist⁹.

Die fünf typischen Arten von Fang- und Führungsschienen sind in Abbildung 148 dargestellt.

Ähnlich zu Führungsschienen kommen, z. B. in Korea, verschiedene Typen von Entgleisungsschutzeinrichtungen zum Einsatz, welche ein Fahrzeug nach einer Entgleisung gezielt in der Spur halten sollen. Diese können entweder innerhalb oder außerhalb der Spur angeordnet werden und sollen die Räder bzw. Achsen des Zuges führen, um das Schienenfahrzeug vor einer Kollision mit benachbarten Bauwerken zu schützen. Die in [234] betrachteten Ausführungsvarianten (Abbildung 149) teilen sich auf in eine Vorrichtung, welche zwischen den Schienen installiert wird (a), eine Vorrichtung die außerhalb der Schienen installiert wird (b) und eine Vorrichtung, welche die Achsen außerhalb der Schienen führen soll (c).

⁹ 2022 hat das Deutsche Zentrum für Schienenverkehrsforschung ein Forschungsprojekt mit dem Thema „Erfordernis, Wirksamkeit und Gestaltung der Führungen und Fangvorrichtungen vor anprallgefährdeten Stützkonstruktionen“ beauftragt.

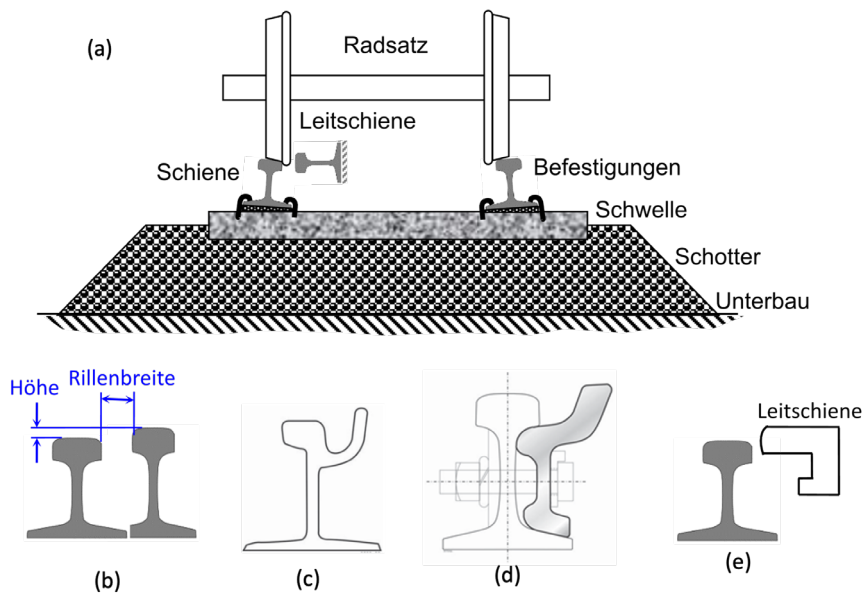


Abbildung 148: Arten von Fang- und Führungsschienen: (a) horizontal montierte Führungsschienen, (b) vertikal montierte Führungsschienen, (c) Girder Rails, (d) Strap Guard Rail, (e) L-förmige Führungsschiene [172]

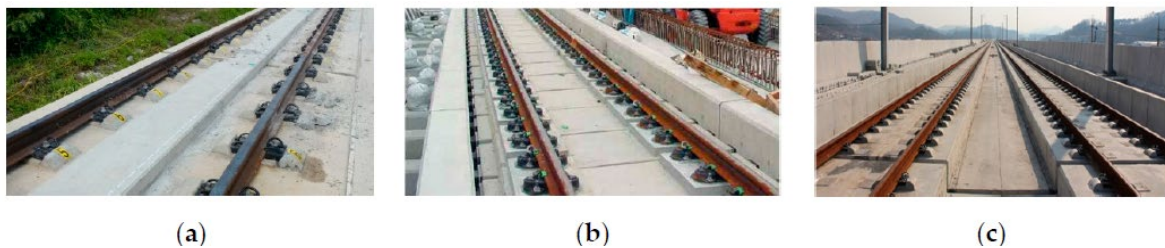


Abbildung 149: Typen von Entgleisungsschutzvorrichtungen [234]

Zur Eindämmung des seitlichen Abweichens eines Schienenfahrzeuges nach einer Entgleisung wurden bereits verschiedene Untersuchungen durchgeführt. Dabei kommen meist verschiedene Vorrichtungen zum Einsatz, welche am Schienenfahrzeug montiert sind, in dieser Arbeit jedoch nicht genauer untersucht werden.

Um einen Einblick in dieses Thema bieten zu können, werden im folgenden Abschnitt einige der bisher zu diesem Thema durchgeführten Untersuchungen aufgelistet, Dazu gehören z. B. die Arbeiten von Brabie und Anderson ([24] und [27]), in denen verschiedene Führungsmechanismen wie eine spezielle Brems-scheibe oder ein bestimmtes Drehgestellteil betrachtet werden, welche die seitliche Abweichung vom Gleis nach einer Entgleisung des Schienenfahrzeuges minimieren sollen. In der Arbeit von Sunami et al. [240] wurde eine Vorrichtung entwickelt, die sich unten mittig am Drehgestell befindet und sich nach einer Entgleisung an den Schienen verfassen und verhindern soll, dass entgleiste Fahrzeuge von der Strecke abkommen. In einer weiteren Studie [264] werden L-geformte Sicherheitseinrichtungen betrachtet, welche am Drehgestell befestigt werden und Schienenfahrzeuge bei einer Entgleisung vom seitlichen Abweichen vom Gleis behindern sollen (siehe Abbildung 150). Diese Vorrichtungen beruhen auf der Idee von Schutzvorrichtungen, welche im Shinkansen-Zug verwendet werden [264].

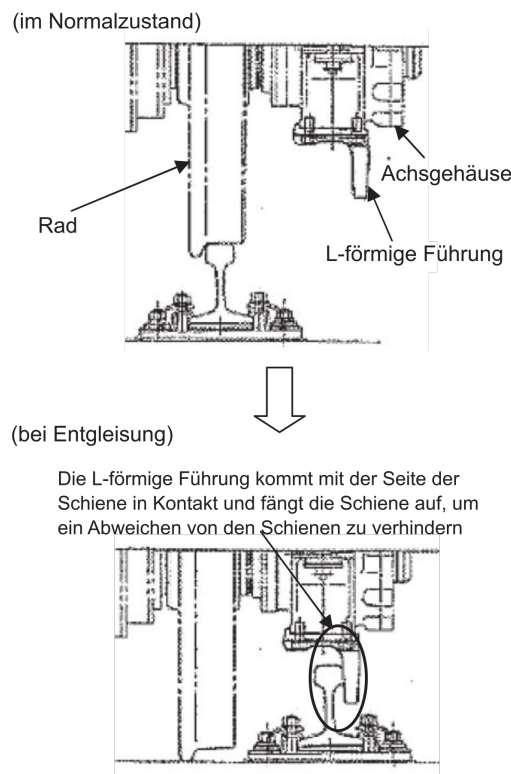


Abbildung 150: L-geformte Schutzeinrichtung am Drehgestell [264]

Die erwähnten Einrichtungen stellen einige der bereits in der Literatur beschriebenen Schutzeinrichtungen am Schienenfahrzeug dar. Teilweise wurden diese Schutzeinrichtungen in Full-Scale-Tests in vereinfachten Situationen erprobt, oft beruhen die einzigen Erfahrungen zu diesen jedoch auf dynamischen FE-Simulationen. Auf diesem Themengebiet wird vermutlich in den kommenden Jahren weiter geforscht, so dass in der Entwicklung zukünftiger Schienenfahrzeuge auf einen größeren Erfahrungsschatz zurückgegriffen werden kann, um das Risiko für Folgeschäden nach einer Entgleisung weiter verringern zu können.

5.1.4 Auflistung weiterführender Literatur

Um einen Überblick weiterführender Literatur verschiedener Arten von Schutzmaßnahmen zu erhalten, erfolgt in der Tabelle 41 eine kurze Auflistung dieser.

5.2 Erweiterte Modellierung der Reibungskräfte

Wie bereits erläutert ist die Reibung ein komplexer Vorgang, wobei die genaue Modellierung von der Elastizität des Kontaktmediums abhängt. Es gibt Punkt-/Linien-Ansätze wie von Marques et al. [179] beschrieben, bei denen ein hochkonzentrierter Druck auf das Medium bei der Reibungsmodellierung von Bedeutung sein kann, da der Kontakt zwischen den Oberflächen beeinflusst wird. Weiterentwickelte Methoden, welche auf den Elastizitätsgleichungen nach Timoshenko [245] basieren, verwenden nicht nur die normale Kontaktkraft, sondern auch die tangentielle Komponente. Dabei werden die Konzepte der Plastizität, Viskoelastizität, Verhärtung und Ermüdung durch Reibung berücksichtigt. Diese Konzepte sind ebenfalls nicht konservativ und dissipieren einen Teil der Gesamtenergie des Systems.

TABELLE 41: ÜBERSICHT WEITERFÜHRENDE LITERATUR ZUM THEMA SCHUTZMAßNAHMEN

Autor [Quellenangabe]	Titel	Inhalt
Bae, H. U. et al. [9]	Containment capacity and estimation of crashworthiness of derailment containment walls against high-speed trains	Modellbasierte Untersuchung seitlicher Schutzwände (derailment containment wall)
Bae, H. U. et al. [10]	Impact Force Evaluation of the Derailment Containment Wall for High-Speed Train through a Collision Simulation	Modellbasierte Untersuchung seitlicher Schutzwände (Derailment Containment Wall)
Brabie, D. [21]	On Derailment-Worthiness in Rail Vehicle Design - Analysis of Vehicle Features Influencing Derailment Processes and Consequences	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D. [22]	Wheel-Sleeper Impact Model in Rail Vehicles Analysis	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D., Andersson, E [23]	An overview of some high-speed train derailments: Means of minimizing consequences based on empirical observations	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D., Andersson, E [24]	Dynamic simulation of derailments and its consequences	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D., Andersson, E [25]	High-speed Train Derailments - Minimizing Consequences through Innovative Design	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D., Andersson, E [26]	On minimizing derailment risks and consequences for passenger trains at higher speeds	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Brabie, D., Andersson, E [27]	Post-derailment dynamic simulation of rail vehicles - Methodology and applications	Entgleisungen und mögliche Schutzvorrichtungen
Bundesamt für Verkehr BAV [225]	Leitfaden zur Beurteilung von Anprallrisiken bei neuen und bestehenden Bauten	u. a. Leitkanten/ Leitwinkel
Bundesministerium für Bildung und Forschung [31]	Verbundprojekt SKRIBT: Schutz kritischer Brücken und Tunnel im Zuge von Straßen - Wirksamkeitsanalyse von Maßnahmen zum Bauwerksschutz: Brücken	Möglichkeiten von Schutzmaßnahmen und Betrachtung des Kosten-Nutzen-Verhaltens bei Straßenbrücken
Government of India - Ministry of Railways [94]	A technical guide on derailments	Übersicht zum Entgleisungsvorgang und Ursachen hierzu

Autor [Quellenangabe]	Titel	Inhalt
Guo, L. et al. [104]	Study of the post-derailment safety measures on low-speed derailment tests	Versuche zu Schutzmaßnahmen, welche ein Schienenfahrzeug vor seitlichen Abweichen vom Gleis nach einer Entgleisung hindern sollen; nur Geschwindigkeiten bis 30 km/h
Ling, L. et al. [172]	Minimising lateral impact derailment potential at level crossings through guard rails	Modellbasierte Untersuchung von Fang- und Führungsschienen, speziell hinsichtlich Wirksamkeit an Bahn-übergängen bei seitlichem Anprall eines Lkws an ein Schienenfahrzeug
Moyer, P. D. et al. [187]	Safety of High Speed Guided Ground Transportation Systems Intrusion Barrier Design Study	Anprall an seitliche Barrieren
Parsons Brinckerhoff [200]	Rolling Stock and Vehicle Intrusion Protection for High-Speed Rail and Adjacent Transportation Systems	verschiedene Schutzmöglichkeiten
Rail Industry Safety and Standards Board [213]	Derailment protection and containment for rail under-bridges	Überblick über verschiedene Schutzmaßnahmen und deren Einsatzbereiche
Robinson, M. et al. [218]	D-RAIL Summary report and database of derailments incidents	Überblick über Entgleisungen aus verschiedenen Ländern und deren Ursachen
Shu, X., Wilson, N [228].	TCRP Research Results Digest 82: Use of Guard/Girder/Restraining Rail	Untersuchungen zu Fang- und Führungseinrichtungen
Shu, X., Wilson, N. [229]	Track-Related Research, Volume 7: Guidelines for Guard/Restraining Rail Installation	Untersuchungen zu Fang- und Führungseinrichtungen
Sun, Y.Q. [239]	Mitigating Train Derailments Due to Sharp Curve and Over-speed	Betrachtung Zugentgleisungen infolge scharfer Kurven und zu hoher Geschwindigkeiten. Bezug zu Fang- und Führungsschienen
Wang, W., Li, G.X. [253]	Development of a simulation model of a high-speed vehicle for a derailment mechanism	Entwicklung Simulationsmodell zur Untersuchung von Entgleisungen im Hochgeschwindigkeitsverkehrs

Autor [Quellenangabe]	Titel	Inhalt
Wu, X. et al. [257]	The study of post-derailment measures to limit the extent of a derailment	Untersuchung Entgleisungsvorgang und Möglichkeiten der Verringerung von Schäden nach einer Entgleisung bei geringen Geschwindigkeiten
Xu, J. et al. [258]	Stiffness characteristics of High-Speed Railway Turnout and the Effect on the Dynamic Train-Turnout Interaction	Untersuchungen zu wirkenden Kräften an Weichen
Xue, X. et al. [260]	Qualitative comparison of the characteristics of articulated and non-articulated trains and their effects on impact	Qualitativer Vergleich zwischen gegliederten und nicht gegliederten Zügen

Die Modellierung des Trockenkontakts kann unter Berücksichtigung der beschriebenen Effekte, unabhängig von dem dafür verwendeten Modell, zu Instabilitäten führen [179], insbesondere bei Modellen, bei denen sich die dynamischen Bedingungen bei hohen Geschwindigkeit ändern, z. B. bei Stößen – wie bereits anhand der Ergebnisse in diesem Bericht deutlich wurde. Diese Instabilitäten entstehen u. a. durch die thermische Ausdehnung, die Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten von der Geschwindigkeit sowie durch rein dynamische Effekte wie das »Stick-Slip«-Phänomen, das durch die starke Oberflächenhaftung/Bindung zwischen den Unebenheiten entsteht und bei hohen Geschwindigkeiten zu nichtlinearem Verhalten führt. Dieser Effekt bewirkt, dass Objekte, die einer Bewegung ausgesetzt sind, »kleben«, bevor sie sich zu bewegen beginnen, da die Reibungskräfte bei niedrigen Geschwindigkeiten zunehmen. Dieser Effekt kann bei verschiedenen Reibungskoeffizienten-Tests beobachtet werden. Er zeigt sich, wenn die anfängliche Haftreibungskraft größer als die Gleitreibungskraft ist, da er von einer Anfangsgeschwindigkeit, der sogenannten Stribeck-Geschwindigkeit, abhängt [8, 17, 179, 212]. Daher werden in diesem Bericht weitere dynamische Reibkraft-Modelle erklärt und die Reibbeiwerte aus Tabelle 38 erweitert.

TABELLE 42: RELEVANTE DYNAMISCHE REIBUNGSKOEFFIZIENTEN FÜR DEN KONTAKT EINES SCHIENENFAHRZEUGS MIT DEM UNTERGRUND NACH EINER ENTGLEISUNG

Kontakt	μ_s [-] - Haftreibung	μ_k [-] - Gleitreibung
Stahl auf Beton [189, 197]	(glatt) 0,35–0,60 (rau)	0,20
Stahl auf Stein [38, 88, 189]	0,35–0,70	0,58
Stahl auf Boden (Schotter, Sand o. Ä.) [29, 167, 169]	(fein) 0,34–0,50 (grob)	0,63 (grob)
Stahl auf Kautschuk [44, 72, 144]	0,60–1,2	0,76

Um einen Überblick über die existierenden, heutzutage überwiegend verwendeten Reibungsmodelle zu erhalten, werden diese Modelle kurz erläutert, wobei diejenigen berücksichtigt werden, welche die Reibung als Linie oder Einzelpunkt modellieren, was die Berechnungseffizienz stark erhöht [179]. Das erste für diese Berechnungen verwendete Reibungsmodell war das Coulomb-Reibungsmodell [43], das 1785 entwickelt wurde.

5.2.1 Coulomb-Reibungskraft-Modell [43]

$$\mathbf{F}_F = \begin{cases} F_C \operatorname{sgn}(\mathbf{v}_T) & \text{wenn } \|\mathbf{v}_T\| \neq 0 \\ \min(\|\mathbf{F}_e\|, F_C) \operatorname{sgn}(\mathbf{F}_e) & \text{wenn } \|\mathbf{v}_T\| = 0 \end{cases} \quad (88)$$

Dabei ist F_C die Reibungskraft, definiert wie in Gleichung (89), \mathbf{v}_T die relative Tangentialgeschwindigkeit der Kontaktflächen, \mathbf{F}_e die äußere tangentiale Kraft, μ_k der dynamische Reibungskoeffizient und \mathbf{F}_N die normale Kontaktkraft.

$$F_C = \mu_k \|\mathbf{F}_N\| \quad (89)$$

Die $\operatorname{sgn}(\cdot)$ Funktion ist definiert als:

$$\operatorname{sgn}(\mathbf{v}_T) = \begin{cases} \mathbf{v}_T / \|\mathbf{v}_T\| & \text{wenn } \|\mathbf{v}_T\| \neq 0 \\ \mathbf{0} & \text{wenn } \|\mathbf{v}_T\| = 0 \end{cases} \quad (90)$$

Wobei $\mathbf{0}$ den Null-Vektor mit den gleichen Dimensionen wie \mathbf{v}_T beschreibt.

Das Coulomb-Reibungsmodell ist vor allem deshalb relativ trivial, weil es nur einen konstanten Parameter, den Haftreibungskoeffizienten, benötigt. Dieses Modell hat sich als rechnerisch praktikables Modell für Situationen erwiesen, in denen die Reibungskräfte keine wichtige Rolle spielen, da kaum Energie durch Reibung dissipiert wird. Es ist jedoch zu beachten, dass dieses Modell eine Diskontinuität im Bereich $\|\mathbf{v}_T\| = 0$ aufweist, die dem Modell numerische Instabilitäten auferlegt. Aus diesem Grund wurden verschiedene Lösungen für den Umgang mit der Diskontinuität entwickelt, darunter auch die Überlegung, dass die Reibungskraft von der Geschwindigkeit der Tangentialkraft abhängt. Eines dieser Modelle ist das diskontinuierliche Stribeck-Reibungskraft, welches auch die Wirkung der Stribeck-Geschwindigkeit miteinbezieht.

5.2.2 Diskontinuierliches Stribeck-Reibungskraft-Modell

$$\mathbf{F}_F = \left(F_C + (F_S - F_C) e^{-\left(\frac{\|\mathbf{v}_T\|}{v_s}\right)^{\delta_\sigma}} \right) \operatorname{sgn}(\mathbf{v}_T) + F_v \mathbf{v}_T \quad (91)$$

Hierbei bezeichnet F_S die Haftreibungskraft, μ_s den Reibungskoeffizienten, v_s die Stribeck-Geschwindigkeit, δ_σ eine Konstante, die von der Geometrie der Kontaktflächen abhängig ist, und F_v den viskosen Reibungskoeffizienten.

$$F_S = \mu_s \|\mathbf{F}_N\| \quad (92)$$

Im »geschmierten« Fall kann normalerweise ein linearer Zusammenhang zwischen der Relativgeschwindigkeit und der Reibungskraft angenommen werden.

5.2.3 Brown-und-McPhee-Reibungskraft-Modell

Ein neues Modell wurde von Brown und McPhee [28] entwickelt. Dieses Modell ist aufgrund seiner Differenzierbarkeit und seiner Geschwindigkeitsabhängigkeit selbst in Echtzeitsimulationen recheneffizient [179]. Brown und McPhee [28] integrierten drei Summanden, die den Beitrag von Haftreibung, Gleitreibung und viskoser Reibung darstellen:

$$\mathbf{F}_F = \left(F_C \tanh\left(4 \frac{\|\mathbf{v}_T\|}{v_s}\right) + (F_S - F_C) \frac{\frac{\|\mathbf{v}_T\|}{v_s}}{\left(\frac{1}{4} \left(\frac{\|\mathbf{v}_T\|}{v_s}\right)^2 + \frac{3}{4}\right)^2} \right) \text{sgn}(\mathbf{v}_T) \quad (93)$$

5.2.4 Dahl-Reibungskraft-Modell

Die durch Haftreibungskraftmodelle verursachten Berechnungsprobleme führten zur Entwicklung der sogenannten Gleitreibungsmodelle, wobei das von Dahl entwickelte Modell eines der klassischsten ist [45, 179, 204]. Es wurde festgestellt, dass die Haftreibungsmodelle Effekte wie Vorgleitverschiebung oder Reibungsverzögerung, die zu Problemen bei dynamischen Untersuchungen mit verschiedenen plötzlichen Geschwindigkeits- und Beschleunigungsänderungen führten, nicht genau modellieren. Dabei ist der sogenannte Kontaktzeitverlauf der Schlüssel für die Modellierung dieser Effekte. Diese Modelle beruhen auf dem Ansatz der Reibungsmodellierung durch die Zustandsfunktion \mathbf{z} , die als die Verformung der »Borsten« (Bristles) definiert ist. Diese Borsten repräsentieren die Unebenheiten der Oberflächen und können sich, wie in Abbildung 151 gezeigt, wie Federn verhalten. Dieses Modell berücksichtigt die Haftreibung nicht [45]:

$$\mathbf{F}_F = \sigma_0 \mathbf{z} \quad (94)$$

Dabei bezeichnet σ_0 die Steifigkeit der Borsten. Die Zustandsfunktion \mathbf{z} wird durch eine Differentialgleichung erster Ordnung definiert:

$$\frac{d\mathbf{z}}{dt} = \left(1 - \frac{\sigma_0}{F_C} \mathbf{z} \text{sgn}(\mathbf{v}_T) \right) \mathbf{v}_T \quad (95)$$

5.2.5 LuGre-Reibungskraft-Modell

Seit der Integrierung des Konzepts der Zustandsfunktion und des Kontaktzeitverlauf für die Modellierung des Borstenverhaltens der Oberfläche wurden Modelle entwickelt, um andere Effekte als die im Modell von Dahl [153, 179] verwendeten zu berücksichtigen. Das von Canudas de Wit et al. [35] entwickelte Modell, das sogenannte LuGre-Modell, ist in der Lage, die meisten der festgestellten Reibungseigenschaften wie die Stribeck- und Haftreibungseffekte sowie die Reibungsverzögerung und die Vorgleitverschiebung zu erfassen. Ähnlich wie das Dahl-Modell wird im LuGre-Modell eine Zustandsfunktion \mathbf{z} verwendet, welche die von der Geschwindigkeit abhängige Funktion $G(\mathbf{v}_T)$ berücksichtigt und die Stribeck-Kurve beschreibt:

$$\mathbf{F}_F = \sigma_0 \mathbf{z} + \sigma_1 \frac{d\mathbf{z}}{dt} + \sigma_2 \mathbf{v}_T \quad (96)$$

Dabei ist σ_1 die Dämpfung der Borsten und σ_2 ein beliebiger Koeffizient, der den viskosen Reibungskoeffizienten darstellt. Die Zustandsfunktion \mathbf{z} wird durch folgende Differentialgleichung erster Ordnung definiert:

$$\frac{d\mathbf{z}}{dt} = \left(1 - \frac{\sigma_0}{G(\mathbf{v}_T)} \mathbf{z} \operatorname{sgn}(\mathbf{v}_T) \right) \mathbf{v}_T \quad (97)$$

Mit:

$$G(\mathbf{v}_T) = F_C + (F_S - F_C) e^{-\left(\frac{\|\mathbf{v}_T\|}{v_s}\right)^{\delta\sigma}} \quad (98)$$

Die folgende Abbildung zeigt das typische Reibungsverhalten der vorgestellten Gleitreibungskraftmodelle. Die Zustandsfunktion \mathbf{z} verformt die Borsten, die im Falle des Dahl-Modells als Feder und im Falle des LuGre-Modells als Feder-Dämpfer-System wirken.

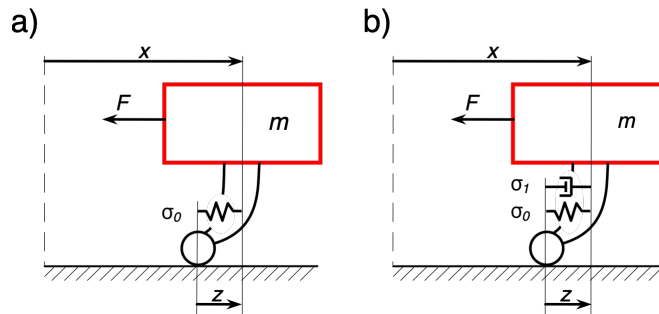


Abbildung 151: Darstellung der Zustandsfunktion \mathbf{z} : a) Dahl, b) LuGre [204]

Ein Vergleich der Reibungskraftmodelle ist in Abbildung 152 dargestellt. Es ist wichtig zu beachten, dass die schwarzen Bereiche in den Diagrammen Bereiche mit numerischen Instabilitäten darstellen.

Das LuGre-Modell scheint im Vergleich zu den anderen Modellen einen glatteren Übergang und weniger »scharfe« Ecken zu haben. Allerdings hat dieses Reibungskraftmodell einen höheren Rechenaufwand, als es bei beiden Gleitreibungsmodellen der Fall ist. Marques et al. [179] verglichen diese Modelle und stellten fest, dass die relative Rechenzeit im Vergleich mit dem Brown-und-McPhee-Modell 169 mal höher ist. Insgesamt ist das Brown-und-McPhee-Modell eine sehr effiziente Alternative für die meisten Reibungs-Anwendungsfälle, da es die relevantesten Eigenschaften erfasst. Da das LuGre-Modell hinsichtlich detaillierterer Effekte wie Reibungsverzögerung und Vorgleitverschiebung, die in der Restitutionsphase eines Anpralls von Bedeutung sein können, am umfassendsten und eines der bewährtesten, am häufigsten verwendeten im Bereich der Mehrkörperdynamik ist, wird es für die Anprallsimulation in dieser Arbeit verwendet.

5.3 Dämpfung

Die Dämpfung ist definiert als der Prozess, der die Amplitude der freien Schwingung in einem System mit mehreren Freiheitsgraden (MDOF) stetig verringert und einschränkt. In einfachen Modellen, bei denen die nichtkonservativen Kräfte auf ein Minimum beschränkt sind, wird der größte Teil der Energie im System durch thermische Effekte, aufgrund wiederholter elastischer Dehnungen und interner Reibung infolge permanenter Verformungen, dissipiert. In realen Strukturen tragen neben diesen Effekten auch andere

Effekte zur Energiedissipation bei, z. B. die Reibung zwischen Bewehrungsstahl und Beton, Mikrorisse im Beton aufgrund plastischer Verformung und die Reibung von Verbindungen von Bauteilen. Daher ist es komplex, diese Dissipation zu messen und zu modellieren [40]. In der Baudynamik werden äquivalente viskose Dämpfer verwendet, um den Beitrag der nichtkonservativen Kräfte zur Energiedissipation des Systems zu modellieren. Diese Dämpfungskräfte sind von der Geschwindigkeit abhängig.

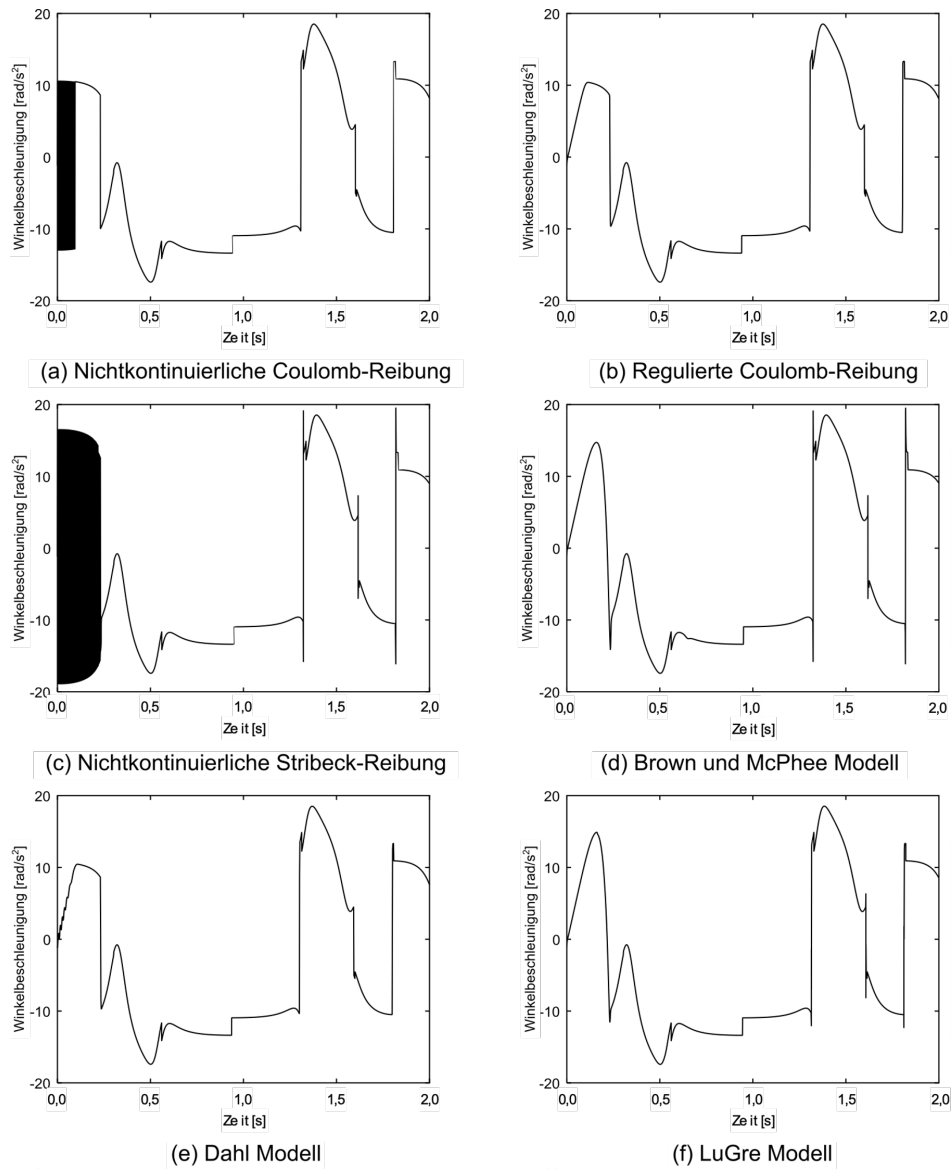


Abbildung 152: Vergleich der Winkelbeschleunigung für verschiedene Reibungskraftmodelle [179]

Um ein besseres Verständnis für den Dämpfungsmechanismus und der Wirkungsweise beim Anprall zu erhalten, wird folgende bereits beschriebene Formel benötigt:

$$\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{q}} + \left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}} \right)_0 + \mathbf{F}_K(\mathbf{q}) + \tilde{\mathbf{Q}}^{(int)} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)} \quad (99)$$

Zur Vereinfachung können die Teile $\left(\frac{\partial V_s}{\partial \mathbf{q}}\right)_0 + \mathbf{F}_K(\mathbf{q}) + \tilde{\mathbf{Q}}^{(int)}$ zusammengefasst werden zu $\mathbf{F}_{K,0}(\mathbf{q})$. Dieser Ausdruck beschreibt einen internen Kraftvektor, der nur von der Verformung oder der Lage der Freiheitsgrade des Systems abhängt und berücksichtigt bereits die Vorspannung der Federn. Gleichung (99) kann damit umgeschrieben werden zu:

$$\mathbf{M}_0 \ddot{\mathbf{q}} = \tilde{\mathbf{Q}}^{(ext)} - \mathbf{F}_{K,0}(\mathbf{q}) \quad (100)$$

Beim Vergleich mit der allgemeinen Bewegungsgleichung ($\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} = -\mathbf{C}\dot{\mathbf{q}} - \mathbf{K}\mathbf{q} + \mathbf{R}$) wird deutlich, dass Gleichung (100) mit der Massenmatrix \mathbf{M}_0 und der Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K} = \left(\frac{\partial^2 V_s}{\partial \mathbf{q} \partial \mathbf{q}^T}\right)_0$ dieser Form ohne Dämpfung ($\mathbf{C} = \mathbf{0}$) entspricht. Im elasto-plastischen Fall ist diese Steifigkeitsmatrix die zu Simulationsbeginn. Die Massen und Federn können dann wie folgt dargestellt werden:

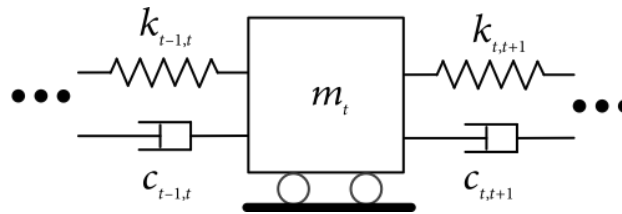


Abbildung 153: Zug mit einer Masse t und Dämpfung

Im ungedämpften freien Schwingungsfall gilt:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\mathbf{q} = \mathbf{0} \quad (101)$$

Dabei sind die äußeren Kräfte und die Dämpfung für dieses System $\mathbf{0}$. Das dynamische Verhalten dieses Systems kann durch Multiplikation der unabhängigen Variablen modelliert werden: Die Menge der modalen Vektoren $\phi_m(x)$, welche die Form der Verformung steuern, und eine skalare Zeit-Funktion $h_m(t)$, welche die Amplitude der Bewegung steuert. Damit können die Elemente des Vektors \mathbf{q} wie folgt dargestellt werden:

$$\mathbf{q} = \Phi \mathbf{h}(t) \quad (102)$$

Dabei ist Φ die Matrix, welche alle Form-Modalvektoren $\phi_m(x)$ enthält, und \mathbf{h} der Vektor, der alle Funktionen $h_m(t)$ enthält. Wie von Chopra [40] gezeigt, erfordert die Lösung von Gleichung (101), dass die Modalvektoren $\phi_m(x)$ harmonisch sein müssen. Wenn $\phi_m(t) = A_m \cos(\omega_m t) + B_m \sin(\omega_m t)$ in Gleichung (101) und (102) eingefügt wird, erhält man nach Umstellen folgenden Ausdruck:

$$(-\omega_m^2 \mathbf{M} \phi_m + \mathbf{K} \phi_m) h_m(t) = \mathbf{0} \quad (103)$$

A_m und B_m können aus den Anfangsbedingungen der Verschiebung und Geschwindigkeit bestimmt werden. Wenn $h_m(t) = 0$ eine triviale Lösung darstellt, kann das Eigenwertproblem, das die Schwingungseigenschaften eines MDOF-Systems liefert, definiert werden als:

$$(\mathbf{K} - \omega_m^2 \mathbf{M}) \phi_m = \mathbf{0} \quad (104)$$

Die Dämpfungsmatrix \mathbf{C} , die von der Massenmatrix \mathbf{M}_0 und der Anfangssteifigkeit \mathbf{K} abhängig ist, kann als Rayleigh-Dämpfungsmatrix mit einem Ziel-Dämpfungsgrad ζ und den dominanten Frequenzen ω_1 und ω_2 berechnet werden:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (105)$$

Mit:

$$\alpha = \frac{2\zeta\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \text{ und } \beta = \frac{2\zeta}{\omega_1 + \omega_2} \quad (106)$$

Diese Matrix hat den Vorteil, dass sie über die Zeit konstant bleibt und somit eine Möglichkeit bietet, die Dämpfung eines Systems mit geringem Rechenaufwand zu modellieren. Sonst müsste die Dämpfung bei jeder Iteration neu berechnet werden, da sich die Steifigkeitsmatrix ändern würde. Im Allgemeinen ist Dämpfung ein Mechanismus, der eine Reihe verschiedener dissipativer Energiekräfte beinhaltet. Daher ist es zur Konstruktion einer Dämpfungsmatrix üblich, einen Ziel-Dämpfungsgrad ζ festzulegen, der durch Tests ermittelt wird. Das Dämpfungsverhältnis ist ein dimensionsloser Parameter, der beschreibt, wie nah die Dämpfung eines Systems an seiner kritischen Dämpfung liegt (c/c_c). Die kritische Dämpfung eines MDOF-Systems ist definiert als:

$$c_c = 2m\omega_n \quad (107)$$

5.3.1 Kontaktkraftmodelle mit Dämpfung

Zusätzlich zur Dämpfung des Masse-Feder-Systems enthalten Kontaktkraftmodelle einen dissipativen Teil, der zur Modellierung des Energieverlustes während eines Anpralls verwendet werden kann. Bisherige Versuche mit dem diskreten Modell wurden mit einem Hooke'schen-Gesetz ($D = 0$), wie in Abbildung 154 dargestellt, zur Modellierung der Reaktionskraft des Bauwerks verwendet.

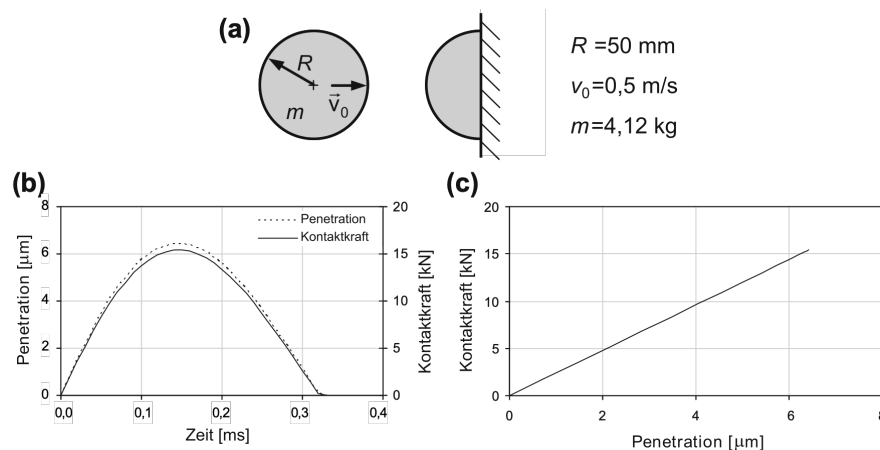


Abbildung 154: Kollidierende Kugeln nach dem Hooke'schen Kontaktkraftgesetz: a) Szenario mit einem Stoß zwischen zwei Sphären; b) Penetration und Kontaktkraft über die Zeit; c) Kraft-Penetrations-Funktion [85]

Diese Modellierung ist etwas ungenau, da die Reaktion des Objekts nicht immer einem linearen Gesetz folgt. Um dies zu kompensieren, werden mehrere Kontaktkraft-Modelle in das diskrete Modell integriert,

von denen einige auch einen dissipativen Teil enthalten, um auch den Energieverlust zu berücksichtigen, indem sie eine nichtlineare elasto-plastische Feder simulieren. Die meisten dieser Modelle basieren auf dem Kelvin-Voigt-Modell, das definiert ist als:

$$F_N = K\delta + D\dot{\delta} \quad (108)$$

Dabei ist F_N die normale Kontaktkraft, K der generalisierte Steifigkeitsparameter, δ die Verformung bzw. Penetration, D der Dämpfungskoeffizient und $\dot{\delta}$ die relative normale Kontaktgeschwindigkeit.

Die in das diskrete Modell integrierten Kontaktkraftmodelle sind in Tabelle 43 zusammengefasst.

TABELLE 43: ZUSAMMENFASSUNG DER IM DISKRETEN MODELL VERWENDETEN KONTAKTKRAFTMODELLE

Kontaktkraft-Modell	Stoffgesetz	Hysterese-Dämpfungsfaktor χ
Anagnostopoulos [2]	$F_N = K\delta + \chi\dot{\delta}$	$\chi = 2 \frac{-\ln(c_r)}{\sqrt{\pi^2 + (\ln c_r)^2}} \sqrt{Km_{eff}}$
Flores et al. [84]	$F_N = K\delta^{3/2} + \chi\delta^{3/2}\dot{\delta}$	$\chi = \frac{8(1 - c_r)}{5c_r} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$
Gonthier et al. [93]	$F_N = K\delta^{3/2} + \chi\delta^{3/2}\dot{\delta}$	$\chi \approx \frac{1 - c_r^2}{c_r} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$
Hertz [245]	$F_N = K\delta^n$	[-]
Hooke [215]	$F_N = K\delta$	[-]
Hunt und Crossley [117]	$F_N = K\delta^{3/2} + \chi\delta^{3/2}\dot{\delta}$	$\chi = \frac{3(1 - c_r)}{2} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$
Lankarani und Nikravesh [166]	$F_N = K\delta^{3/2} + \chi\delta^{3/2}\dot{\delta}$	$\chi = \frac{3(1 - c_r^2)}{4} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$
Mahmud und Jankowski [176]	$F_N = K\delta + \chi\dot{\delta}$	$\frac{2(1 - c_r^2)}{c_r(c_r[\pi - 2] + 2)} \sqrt{Km_{eff}}$
Pant und Wijeyewickrema [199]	$F_N = K\delta + \chi\delta\dot{\delta}$	$\chi = \frac{3(1 - c_r^2)}{2c_r^2} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$
Ye et al. [265]	$F_N = K\delta + \chi\delta\dot{\delta}$	$\chi = \frac{3(1 - c_r)}{2c_r} \frac{K}{\dot{\delta}^{(-)}}$

Dabei ist n ein Standardwert, der die parabolischen Spannungen einschließt. Die effektive Masse m_{eff} ist definiert als:

$$m_{\text{eff}} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \quad (109)$$

Es ist zu erkennen, dass alle Modelle, mit Ausnahme der Hertz- und Hooke-Kontaktkraftmodelle, den hysteretischen Dämpfungskoeffizienten beinhalten, der von der Geschwindigkeit der Einkerbung abhängt. Gleichzeitig hängt der Energieverlust infolge eines inelastischen oder elastischen Kontakts vom Restitutionskoeffizienten ab. Der Restitutionskoeffizient ist definiert als das Verhältnis der Relativgeschwindigkeit nach und vor dem Kontakt ($0 < c_r < 1$) [182]. Dieser ist nicht nur von den an der Kollision beteiligten Materialien, sondern auch von der Dehnungsgeschwindigkeit und den dynamischen mechanischen Eigenschaften abhängig, sodass er ebenso schwer zu messen ist wie die zuvor erläuterte Dämpfung [146]. Im Fall einer vollkommen inelastischen Kollision wäre der Restitutionskoeffizient 0, bei einer vollkommen elastischen Kollision 1 [92]. Der Restitutionskoeffizient, der aus der Kollision zwischen zwei Waggonen stammt, wurde von Petrovic in [203] berechnet. Die Anprallsituation wird als die Kollision eines voll beladenen Wagens in Ruhelage mit einem anderen leeren fahrenden Wagen beschrieben. Beide Waggonen sind nicht blockiert und bewegen sich frei auf dem Gleis. In der folgenden Tabelle sind einige für diese Studie relevante Restitutionskoeffizienten aus der Literatur aufgeführt.

TABELLE 44: ZUSAMMENFASSUNG DER FÜR DIE UNTERSUCHTE ANPRALLSITUATION RELEVANTEN RESTITUTIONSKOEFFIZIENTEN

Kontaktsituation	Restitutionskoeffizient c_r [-]
Kollision zweier Züge [203]	0,90–0,95
Beton und Stahl [154]	0,86
Dynamisches Verhalten eines Stahlbetonbauwerkes [182]	0,80
Beton und Aluminium [154]	0,76
Elastomerlager Stahlbeton-Bauwerk [265]	0,50
Kautschuk-Block [221, 222]	0,37–0,44

5.3.2 Bouc-Wen: elasto-plastisches Modell

Um für diese Kontaktkräfte eine realistischere Modellierung der Federkennlinien des Zuges zu erhalten, werden die Federn zu dem konstitutiven Modell von Bouc-Wen aktualisiert. Das Bouc-Wen-Hysterese-Modell ist ein Konstitutivmodell, das nicht nur in strukturellen Anwendungen, sondern auch in weiteren Anwendungsbereichen wie der Mechanik eingesetzt wird. Dies beruht auf der allgemeinen Hysterese-Beschreibung, welche durch die Wahl verschiedener Parameter an unterschiedliche Hystereseschleifen angepasst werden kann. Dieses Modell wurde 1971 von Bouc eingeführt und 1976 von Wen verfeinert. Seither wurde versucht, die Parameter für spezifische Anwendungen zu ermitteln [37, 62, 145].

Für die mechanische Anwendung beim Anprall ist die Kraft der Federn definiert als [37]:

$$F = a \frac{F_y}{u_y} u + (1 - a) F_y z \quad (110)$$

Dabei ist $u(t)$ die Verformung, F_y die Fließkraft, u_y die Fließverformung, a das Verhältnis der (elastischen) Steifigkeit nach dem Fließen und $z(t)$ ein dimensionsloser hysteretischer Parameter, welcher der Speicherparameter dieses konstitutiven Gesetzes ist, definiert durch eine nichtlineare Differentialgleichung:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{A - |z|^n (\beta + \operatorname{sgn}(\frac{du}{dt} z) \gamma) \frac{du}{dt}}{u_y} \quad (111)$$

Dabei ist A eine überflüssige Konstante (wird bei der Kalibrierung nicht berücksichtigt und daher auf 1 gesetzt), β und γ sind Form- und Größenfaktoren und n ist ein Krümmungsfaktor. Charalampakis et al. [37] stellten fest, dass $\forall \beta, \gamma \in \mathbb{R}: \beta + \gamma > 0$ und $\beta + \gamma = 1$ bei der mechanischen Entfestigung angenommen werden können.

Daraus wird ersichtlich, dass sich die konstitutive Kraft aus Gleichung (110) in einen elastischen und einen hysteretischen Teil aufteilt. Daher kann diese anhand zweier parallel angeordneter Federn betrachtet werden [37]. Die erhaltene Kurve kann Hystereseschleifen, wie die in Abbildung 155 gezeigte, gut beschreiben, wobei das Modell der konstitutiven Kraft nicht perfekt bilinear ist und eine Art Steifigkeitshärtung oder -erweichung aufweist, also eine Krümmung, die das bilineare Modell nicht genau wiedergeben kann.

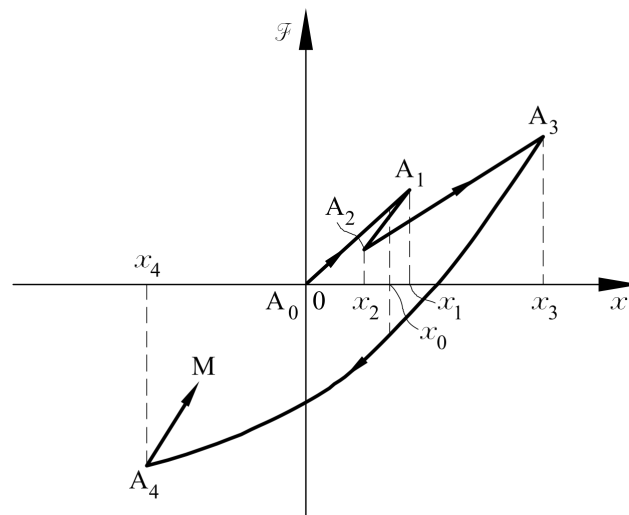


Abbildung 155: Kraft-Verschiebungs-Funktion für ein Hysterese-Funktion [145]

Das Ergebnis der Kalibrierung dieses konstitutiven Modells auf die in Tabelle 45 aufgeführten Konstanten ist in Abbildung 156 dargestellt.

Daraus wird ersichtlich, dass die mechanische Entfestigung (wie in Abbildung 157 dargestellt) bei Annäherung an die Fließverformung durch dieses Modell besser modelliert wird, sodass dieser Effekt auch während der Kompressionsphase des Anpralls berücksichtigt wird. Dabei ist zu erwähnen, dass die FEM- Prüfergebnisse, die als blaue Linie in Abbildung 156 dargestellt sind, quasistatisch sind und die äquivalente

konstitutive Kraft des Wagens möglicherweise nicht vollständig widerspiegeln. Daher sollten weitere Untersuchungen durchgeführt werden, einschließlich einer zyklischen Prüfung des Wagens, um ein besseres Verständnis der äquivalenten Form des äquivalenten konstitutiven Modells für ein Schienenfahrzeug zu erhalten. Die Parameter β und γ steuern die Form und Größe der hysteretischen Schleife und haben keine physikalische Bedeutung. Sie werden entsprechend der notwendigen Reaktion an das Modell angepasst

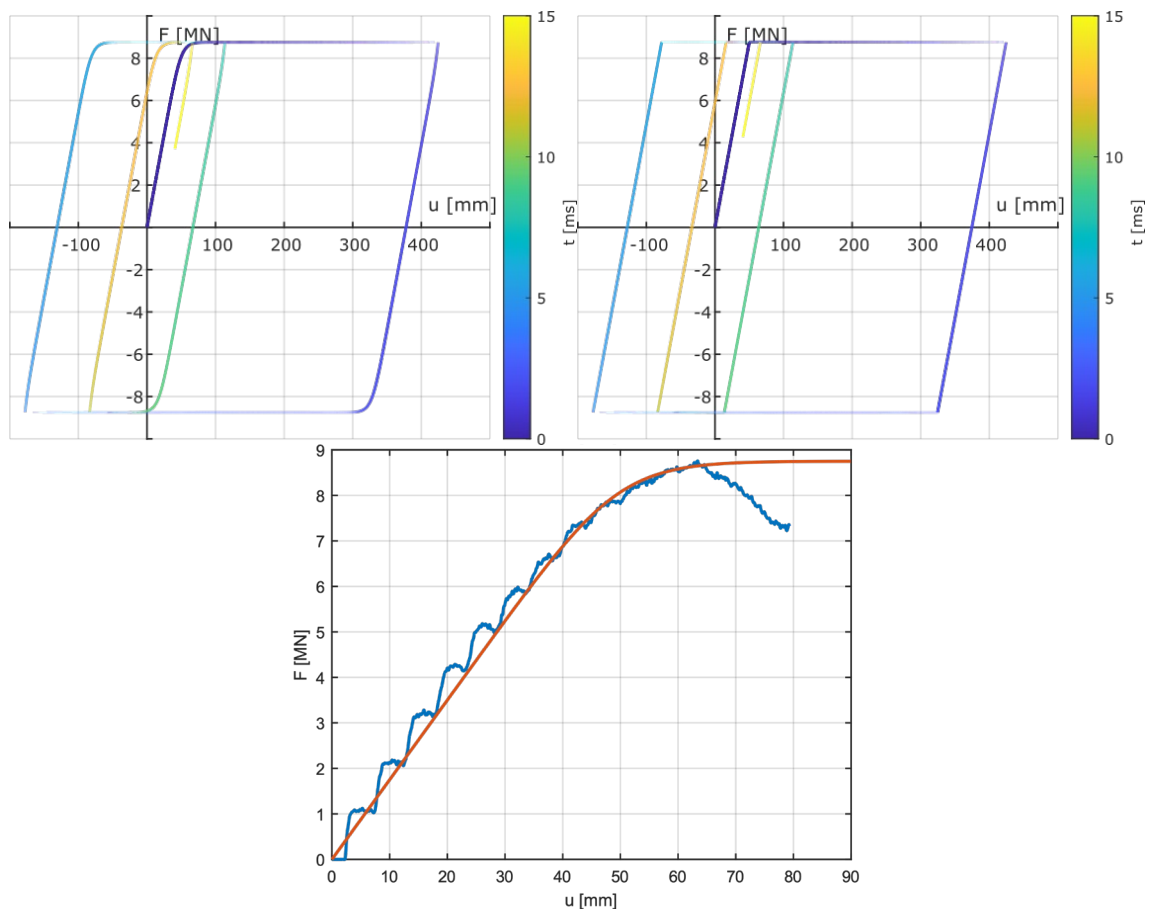


Abbildung 156: Vergleich zwischen dem Bouc-Wen-Modell (oben links) und dem bilinearen Modell (oben rechts), Anpassung des quasi-statischen Tests eines ICE-1-Aluminium-Waggons (blaue Linie) an das Bouc-Wen Modell (orange) (unten)

und können einige Effekte wie Entfestigung und Verfestigung modellieren. Diese Effekte werden in Abbildung 157 verdeutlicht, wobei die Auswirkung verschiedener γ - und β -Werte auf das Verhalten des Modells ersichtlich wird. Der Parameter n regelt die Abruptheit des Übergangs zwischen elastischem und plastischem Zustand. Die Lösung konvergiert mit einem bilinearen Modell, wenn n ausreichend groß ist. Der Parameter a gibt das Verhältnis von plastischer zu elastischer Steifigkeit wieder. Wenn a gleich null ist, gibt es keine Steigung für die Steifigkeit im plastischen Zustand.

TABELLE 45: ZUSAMMENFASSUNG DER FÜR DAS BOUC-WEN-MODELL VERWENDETEN KALIBRIERUNGS-KONSTANTEN

a [-]	n [-]	u_y [MM]	F_y [MN]	γ [-]	β [-]
0	8	50	8,75	0,1	0,9

5.3.3 Bewertung des Schutzpotenzials mittels des diskreten Modells

Nach der Zusammenfassung aller aus der Literatur relevanten Reibungsparameter in Tabelle 42 und Tabelle 44, die den Energieverlust eines Stoßproblems beeinflussen, wird eine parametrische Studie zur Bewertung des Einflusses auf die Last-Zeit-Funktion durchgeführt. Das Hauptziel ist die Untersuchung von Möglichkeiten, um durch Reibung und Dämpfung die Energiedissipation zu erhöhen und dies als Mittel zum Schutz von Bauteilen, entweder durch Ergänzung bereits vorhandener Schutzmaßnahmen oder durch die Wahl von geeigneten Materialien während der Bauphase, einzusetzen. Für diese Untersuchungen wird das vorgestellte Modell des ICE 1 mit 12 Wagen und 2 Triebköpfen eingesetzt.

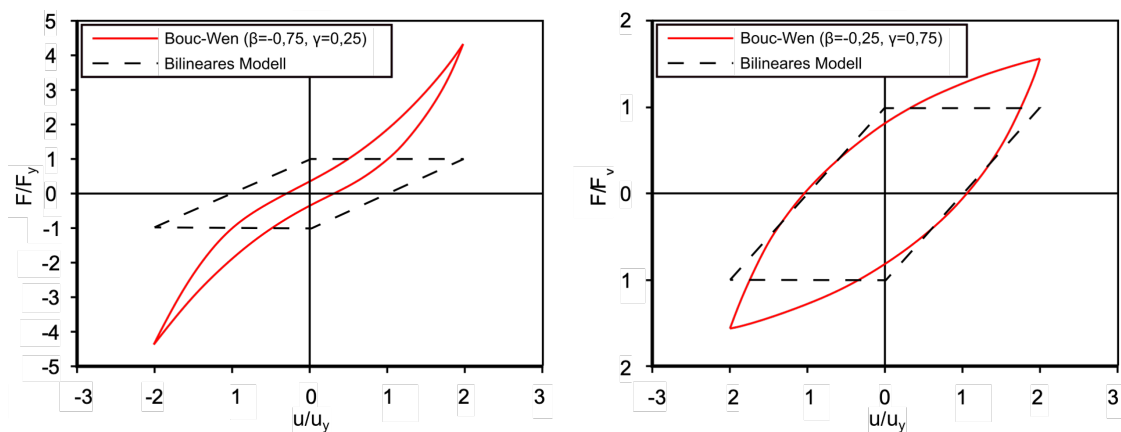


Abbildung 157: Hystereseschleifen mit $a = 0$, $n = 1$, $u_{\max}/u_y = 2$ und a) mechanische Verfestigung ($\beta = -0,75$, $\gamma = 0,25$), b) mechanische Entfestigung ($\beta = -0,25$, $\gamma = 0,75$) [37]

Zuerst wird eine Untersuchung der Reibung mit einem Reibungskoeffizienten μ_s zwischen 0,3 und 1,0, und μ_k zwischen 0,2 und 0,9 durchgeführt, wobei das Reibungsmodell LuGre zusammen mit den Modellen von Flores et al. [84] und Anagnostopoulos [2] verwendet wird. Diese Kontaktkraftmodelle werden vor allem aufgrund des Hertzischen bzw. Hooke'schen-Ansatzes der Steifigkeitsmatrix Ku^n gewählt, da dies vermutlich die Anprallkraft direkt beeinflusst. Das Modell von Flores et al. ist ein Hertzisches Kontaktkraftmodell, das eine gute numerische Stabilität und eine adäquate Beschreibung der Hysterese während des Kontakts sowohl für Materialien mit niedrigem als auch mit hohem Restitutionskoeffizienten aufweist und damit eines der Hauptprobleme vieler der oben beschriebenen Modelle löst [84, 85]. Das Modell von Anagnostopoulos ist eine klassische »Building Pounding«-Modell für seismischen Belastungen [2, 3, 182]. Es wurde für die Vorhersage der Reaktionskraft von Strukturen auf seismische Beschleunigung entwickelt und ist daher auch für diese Arbeit relevant. Der Restitutionskoeffizient, der für diese Studie gewählt wird, beträgt 0,8, was dem üblichen Wert für die Bewertung der dynamischen Reaktion von Stahlbeton bei Verwendung eines Reaktionskraftmodells entspricht [2, 182]. In Abbildung 158 für die Betrachtung eines Abstands von 12 m sind die Werte der Anprallkraft aufgrund des sehr hohen Reibungskoeffizienten 0, daher sind diese nicht in der Legende dargestellt. Zum Vergleich sollte ein Reibungskoeffizient zwischen 0,3 und 0,4 gewählt werden, um den Kontakt eines auf der Seite gleitenden Wagens auf Schotter besser zu beschreiben. Für alle hier untersuchten Anprallsituationen wurde die Steifigkeit verwendet, die dem Anprall an die Wandseite (y-Richtung) entspricht.

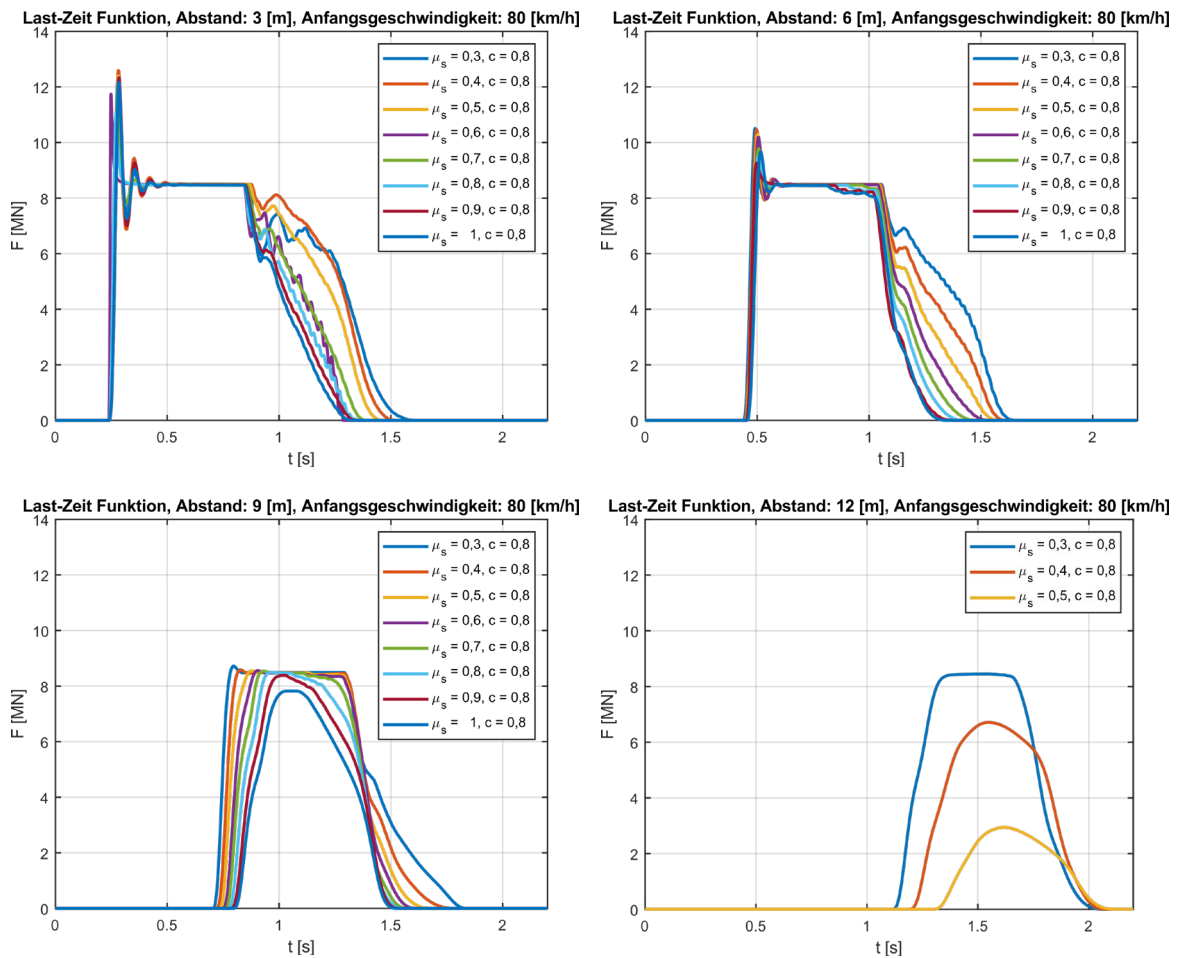


Abbildung 158: Einfluss der Reibungskoeffizienten auf die Last-Zeit-Funktion bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h und verschiedenen Entfernungen zum Bauwerk (3 bis 12 m) unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells für das Kontaktkraftmodell von Flores et al.

5.3.3.1 Reibung: LuGre-Reibungskraft-Modell, Kontaktkraft-Modell nach Anagnostopoulos

Die genauen Auswirkungen der Reibungsinteraktion zwischen Drehgestellen und Untergrund sind in der Literatur noch nicht ausreichend dokumentiert, sodass eine genaue Berücksichtigung dieser Effekte den Rahmen dieser Untersuchung sprengen würde. Daher erfolgt in diesem Bericht bei den Reibungsuntersuchungen eine Betrachtung, bei welcher das Schienenfahrzeug auf der Seite rutscht und gegen die Wand prallt. Dies kann als gute Annäherung an die Anprallkraft eines entgleisten Zuges angesehen werden, da die Reibungskoeffizienten, die diese Situation beschreiben, besser dokumentiert sind. Diese Überlegung wurde für alle hier vorgestellten Modelle verwendet.

Auf den ersten Blick ist der Hauptunterschied zwischen den Berechnungsergebnissen der erste Kraft-Peak. Je länger die Strecke, die der Zug bis zum Anprall zurücklegen muss, desto mehr kinetische Energie wird durch Reibung dissipiert. Wie im weiteren Verlauf der Arbeit noch zu erkennen, ist die Form des Kraft-Peaks dennoch eine reine Kontaktkrafteigenschaft, hauptsächlich aufgrund des konstitutiven Gesetzes für die anfänglich lineare Steifigkeit, die im Fall des Hooke'schen Modells, wie bei den meisten dynamischen Reaktionsmodellen, linear auf einen Aufprall reagiert und im Gleichungsteil ku zu sehen ist. Im Falle eines Hertz'schen Kontakts folgt diese Kraft, wie die meisten Kontaktkraftmodelle in der Mehr-

körperdynamik, dem Anfangsgesetz $ku^{3/2}$. Beide Ansätze sind gültig, aber der Hertz'sche Ansatz berücksichtigt die Approximation der Komplexität unter Einbeziehung von Effekten aufgrund der Form, Oberflächenbeschaffenheit sowie mechanischen Eigenschaften [85]. Der Hertz'sche Ansatz berücksichtigt eine parabolische Spannungsverteilung, die nicht auf einen einzigen Punkt konzentriert ist. Diese Konstante kann mit $3/2$ angenommen werden, könnte aber auch auf eine andere Konstante gesetzt werden – abhängig von der Art des Materials, der Geometrie und des Kontakts. Dies stellt ebenfalls eine mögliche Quelle für die Kalibrierung dar, sofern man die Reaktion eines Gebäudes und der beteiligten Materialien berücksichtigt. Es ist dann zu beachten, dass der Hooke'scher-Ansatz konservativer wäre. Aus Sicht der Reibungskoeffizienten ist der Hauptunterschied bei Entfernungen unter 9 Metern die Dissipation der Anpralllast nach dem Kraftplateau. Bei einem normalen Boden (Schotter o. Ä.), 3 m Abstand zum Bauwerk und einem Haftreibungskoeffizienten von 0,3 beträgt die Kraft zum Zeitpunkt bei 1,2 s etwa 8 MN.

Im Vergleich dazu beträgt die Kraft bei einem Haftreibungskoeffizienten von 1,0 bereits 0 MN. Nach etwa 1,5 s erreicht die Kraft 0 für die Situation mit einem Haftreibungskoeffizienten von $\mu_s = 0,3$. Ein Impuls von etwa 1,2 MNs wird dissipiert. Bemerkenswert ist, dass der Zug bei 12 m Entfernung zum Bauwerk aufgrund des hohen Reibungskoeffizienten bereits abgebremst hat.

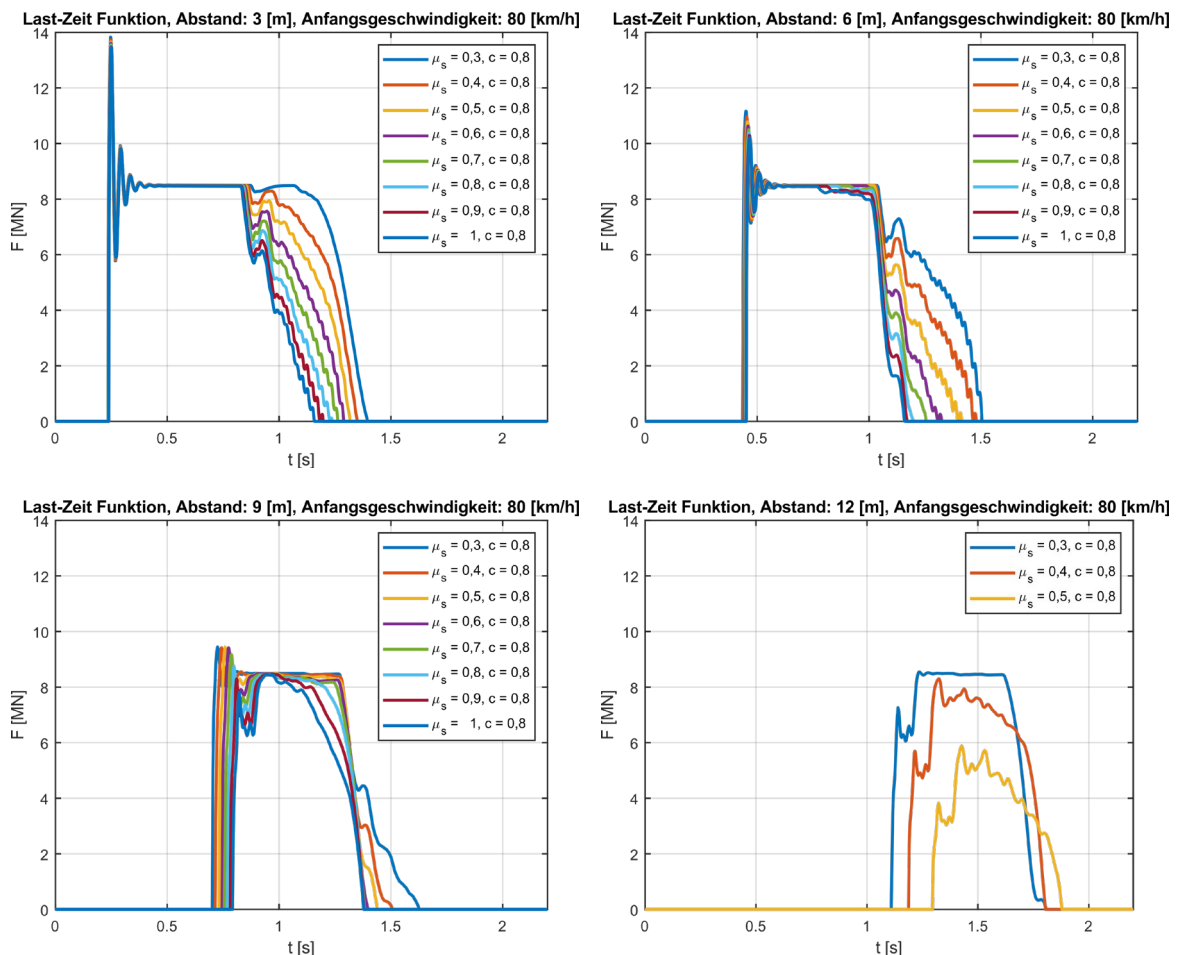


Abbildung 159: Einfluss der Reibungskoeffizienten auf die Last-Zeit-Funktion bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h und verschiedenen Entfernungen zum Bauwerk (3 bis 12 m) unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells für das Kontaktkraftmodell von Anagnostopoulos

5.3.3.2 Vergleich der Kontaktkraftmodelle der Untergrundreibung

Die in Tabelle 43 vorgestellten Kontaktkraftmodelle werden bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h für die zuvor erhaltene theoretische Steifigkeit bewertet, da sich gezeigt hat, dass so die lineare Anfangssteifigkeit im Vergleich zu den kalibrierten Steifigkeiten adäquat modelliert werden kann. Ziel ist es, die Reaktionskraft aller viskoelastischen und elastischen Kontaktkraftmodelle zu vergleichen. Die Restitution des Koeffizienten c_r wird zwischen 0,5 und 0,9 variiert, da dies gemäß den Werten aus Tabelle 44 der relevante Wertebereich ist. Für alle Simulationen wurde das LuGre-Reibungskraft Modell mit einem Reibungskoeffizienten von Boden oder Kies verwendet ($\mu_k = 0,3$ und $\mu_s = 0,4$).

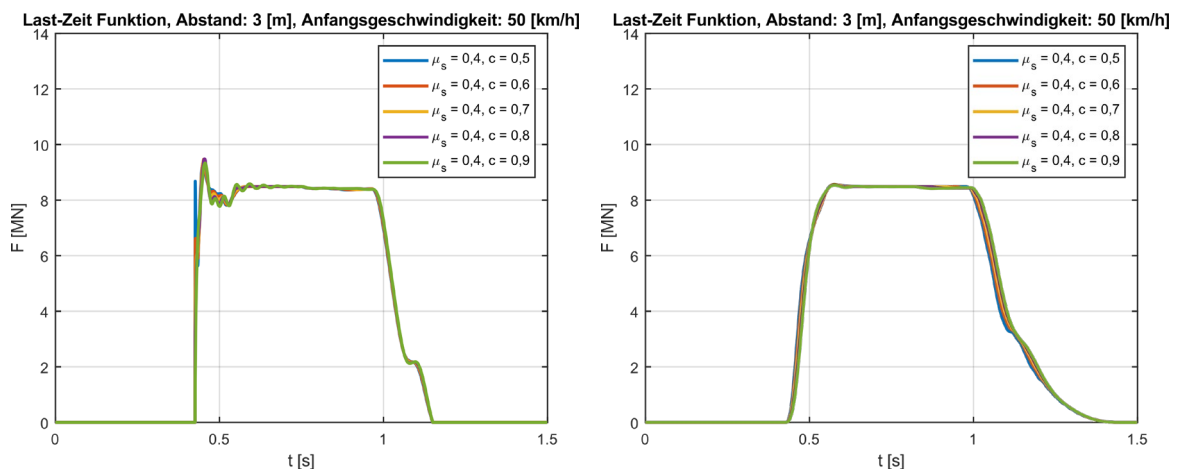


Abbildung 160: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

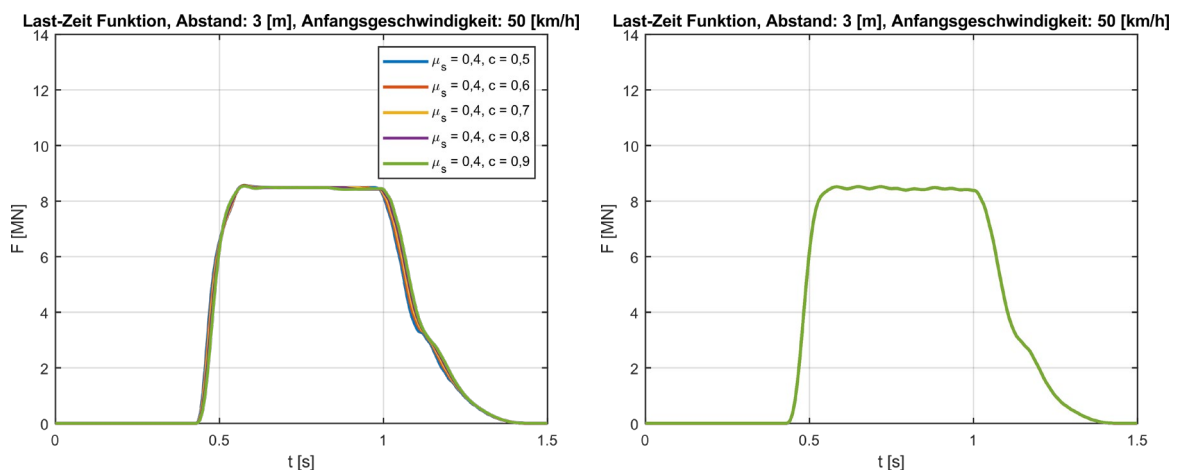


Abbildung 161: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Gonthier et al. (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Hertz (rechts)

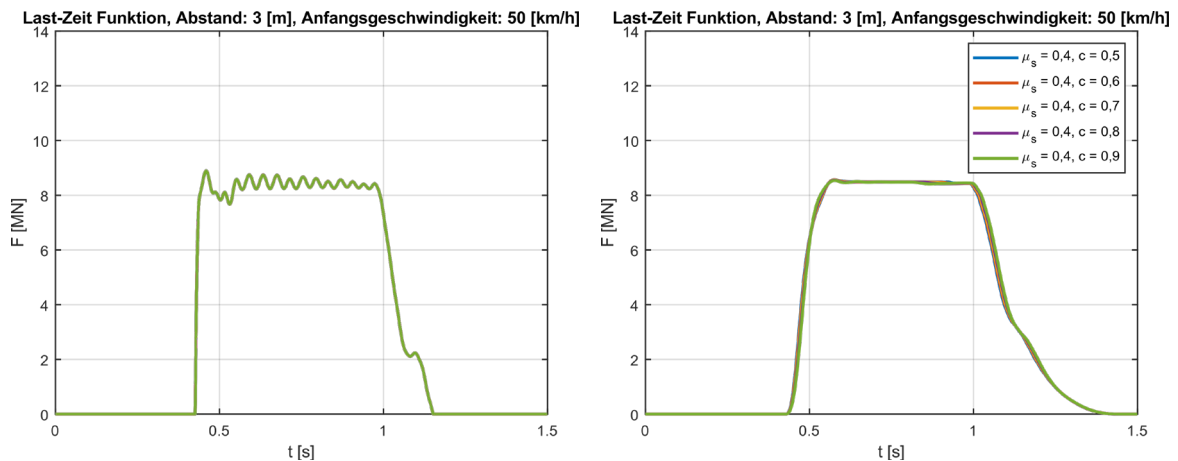


Abbildung 162: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Hooke (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Hunt und Crossley (rechts)

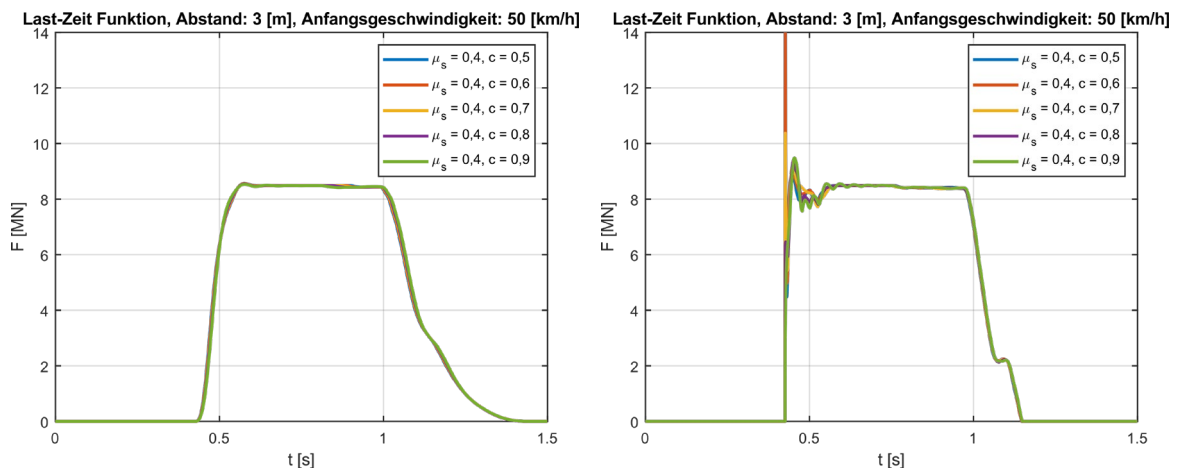


Abbildung 163: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Lankarani und Nikravesh (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Mahmud und Jankowski (rechts)

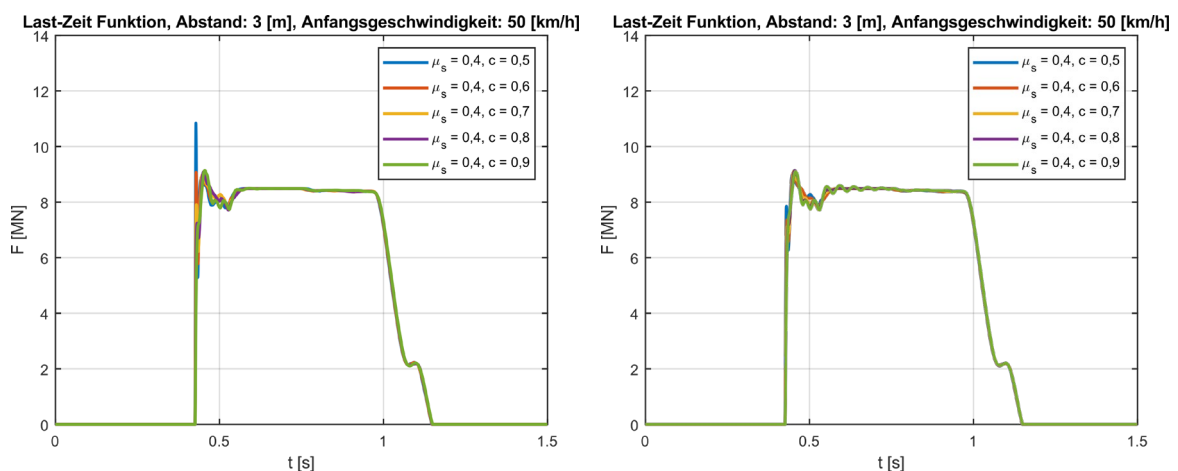


Abbildung 164: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)

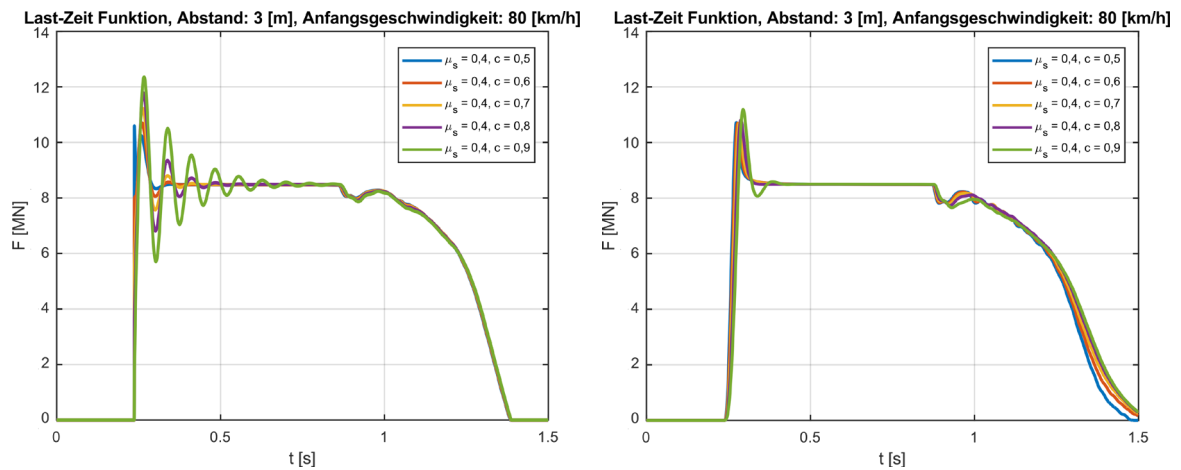


Abbildung 165: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

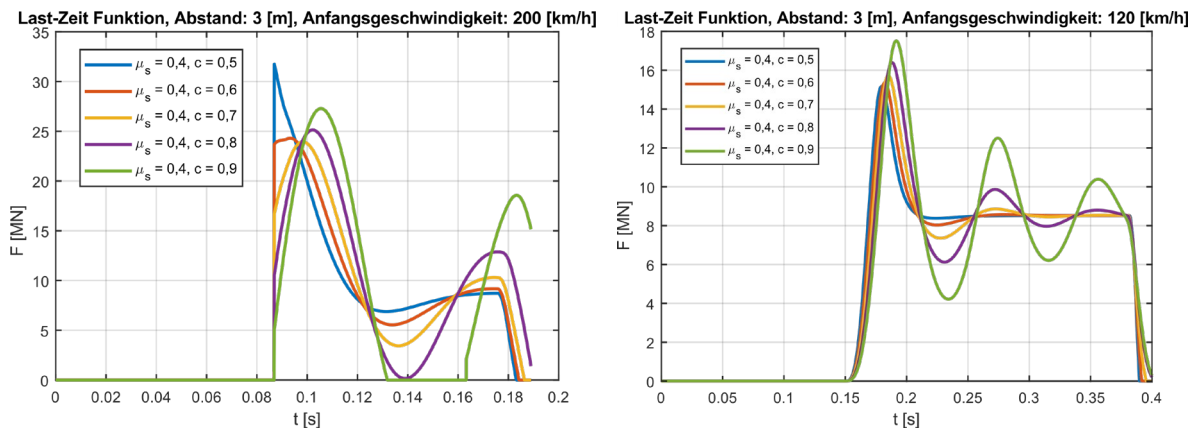


Abbildung 166: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 120 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

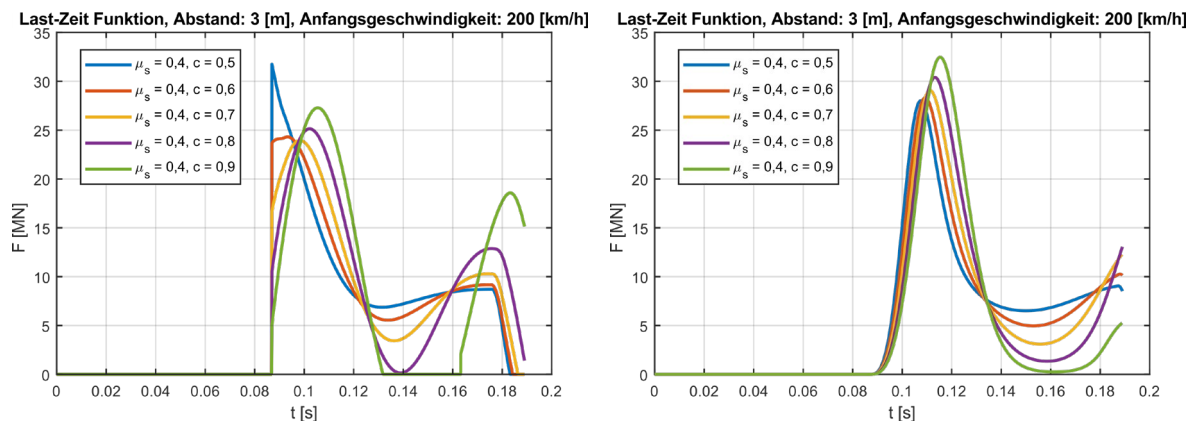


Abbildung 167: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 200 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

Der erste Hauptunterschied zwischen den Modellen ist der Kraft-Peak, der bei den Hooke'schen Modellen im Vergleich zu den Hertzschen Modellen höher ist. Der Hauptunterschied im Peak ist im Modell nach Mahmud und Jankowski zu erkennen, welcher dort etwa 24 MN beträgt und etwa 2,4-mal größer als der Peak des Anagnostopoulos-Modells ist. Dies ist hauptsächlich auf den Hysteresen-Faktor zurückzuführen, der für Materialien mit hohen Restitutionskoeffizienten nicht kalibriert werden kann, sodass das Modell von Mahmud und Jankowski für die Bewertung von Materialien mit hoher Dämpfung, z. B. Kautschuk, nicht anwendbar ist. Dieses Peak-Problem scheint auch auf das Modell von Pant und Wijeyewickrema zuzutreffen, jedoch in geringerem Umfang. Das von Ye et al. entwickelte Modell, das unter Berücksichtigung niedrigerer Restitutionskoeffizienten entwickelt wurde, wurde bereits zur Berechnung der dynamischen Reaktion von basisisolierten Gebäuden verwendet [265] und liefert in diesen Simulationen gute Ergebnisse. Alle anderen Hertzschen Kontaktkraftmodelle liefern eine ähnliche Reaktion. Daher wird das Modell von Flores et al., welches unter Berücksichtigung niedriger Restitutionskoeffizienten entwickelt wurde, zusammen mit den Hooke'schen-Modellen, die keine Probleme mit den Kraft-Peaks haben, zur Überprüfung verschiedener Steifigkeiten und Restitutionskoeffizienten verwendet, um das Dämpfungspotential beurteilen zu können.

5.3.3.3 Vergleich der Kontaktkraftmodelle bei verschiedenen Steifigkeiten und 80 km/h

Es werden drei verschiedene Steifigkeiten ausgewertet. Die Basissteifigkeit wird als die theoretische Steifigkeit betrachtet, die im vorherigen Kapitel ermittelt wurde. Die Anprallgeschwindigkeit ist mit 80 km/h höher als in den vorherigen Tests, da sich zeigt, dass die Dämpfung der Bauwerke in allen untersuchten Modellen bei niedrigen Geschwindigkeiten keinen Unterschied macht. Dies scheint plausibel zu sein, da die hysteretische Dämpfungskraft jedes Kontaktkraftmodells von der Anprallgeschwindigkeit abhängt. Die beiden anderen bewerteten Steifigkeiten ($k_{\text{eff},2}$ und $k_{\text{eff},3}$) werden durch die Kalibrierung der Krafts-Peaks unter Verwendung der Ergebnisse aus dem FE-Modell ermittelt.

5.3.3.3.1 Steifigkeit: $k_{\text{eff},1} = 4,5 \times 10^7$ [N/m]

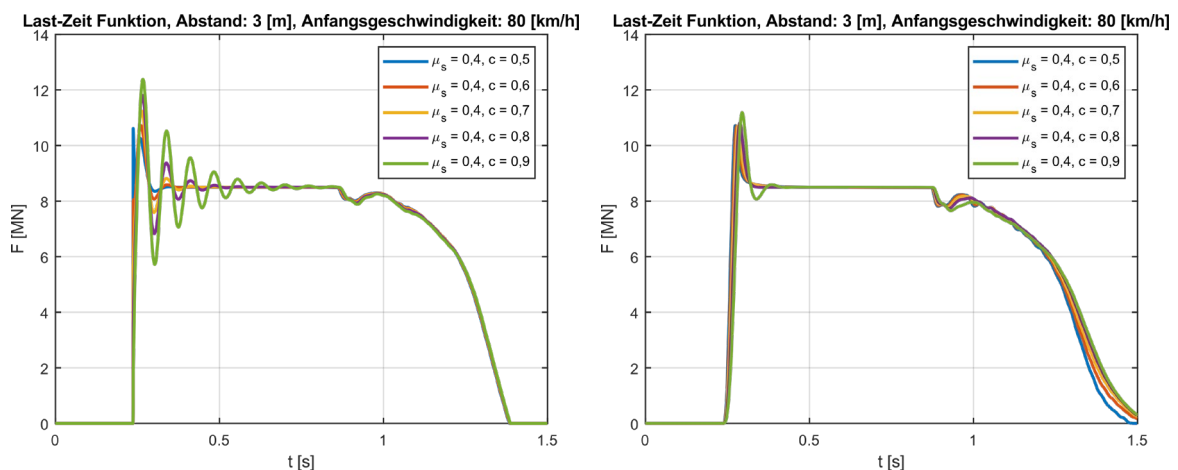


Abbildung 168: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

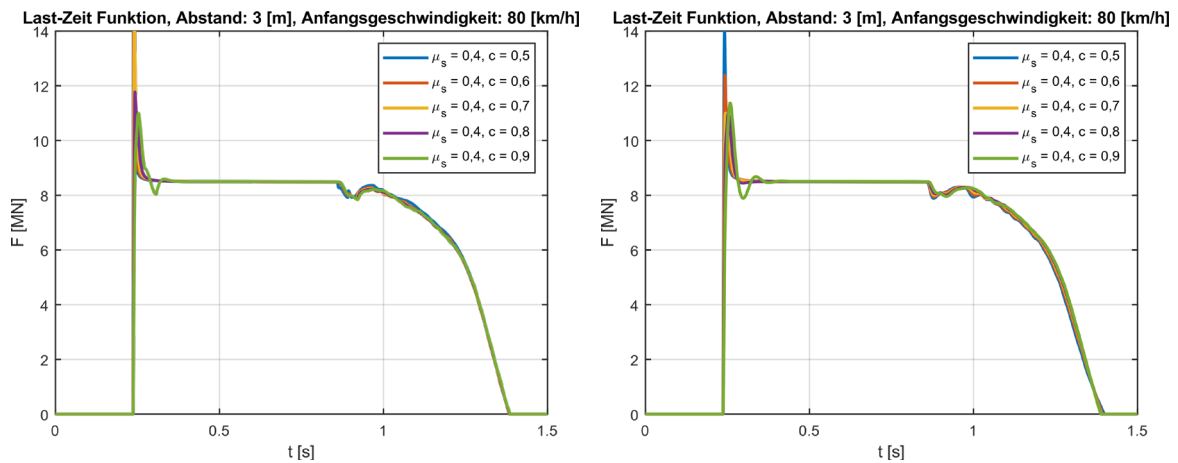


Abbildung 169: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)

5.3.3.3.2 Steifigkeit: $k_{\text{eff},2} = 0,8k_{\text{eff},1}$ [N/m]

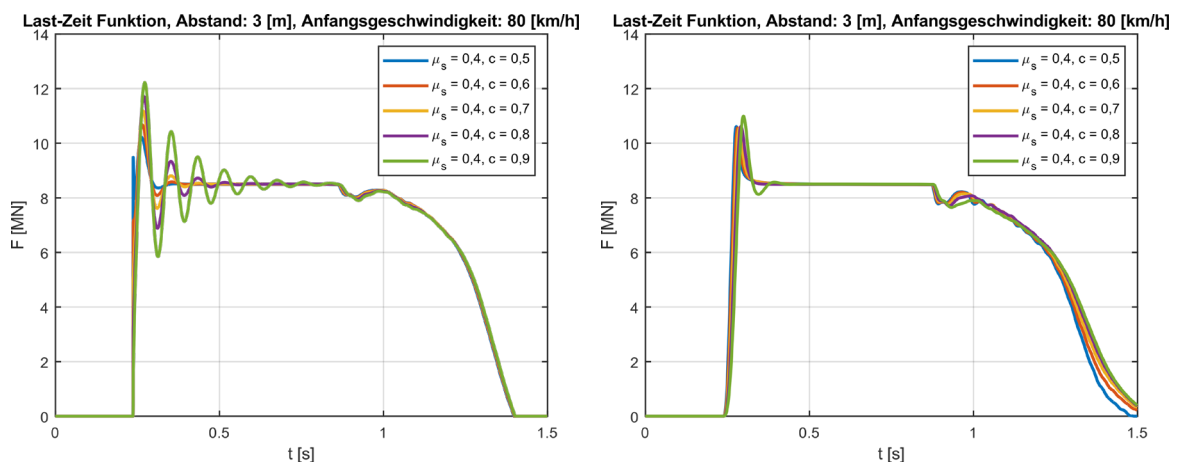


Abbildung 170: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

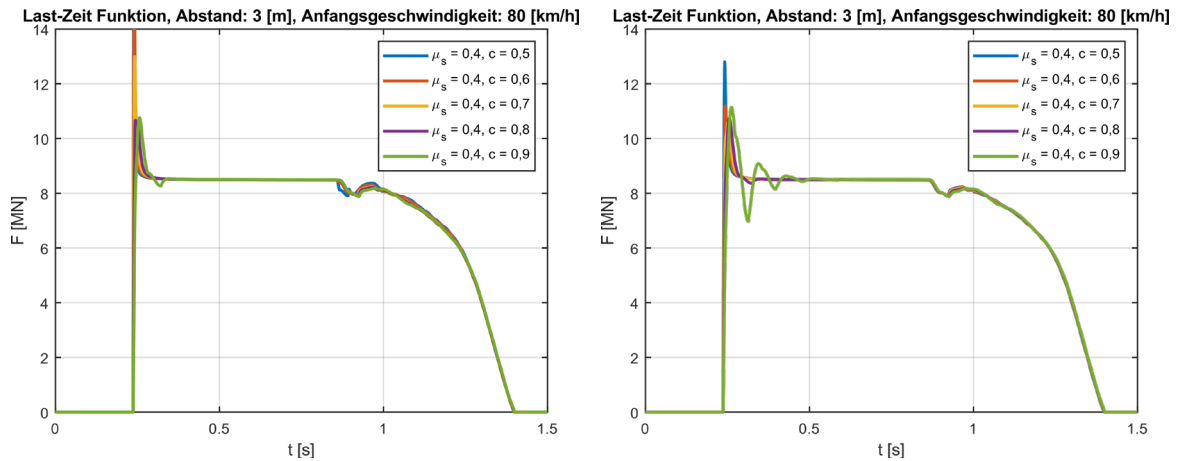


Abbildung 171: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)

5.3.3.3 Steifigkeit: $k_{\text{eff},3} = 2,2k_{\text{eff},1}$ [N/m]

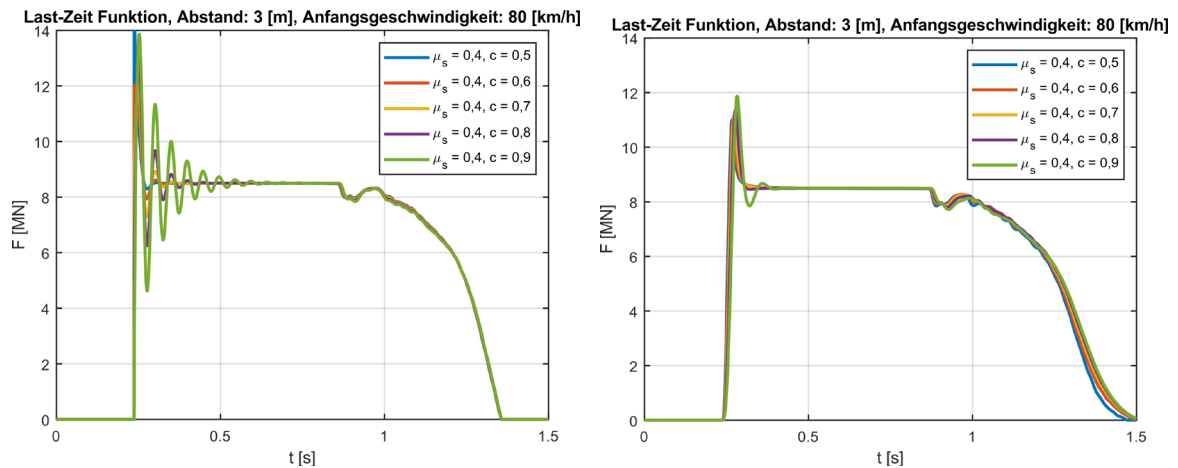


Abbildung 172: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

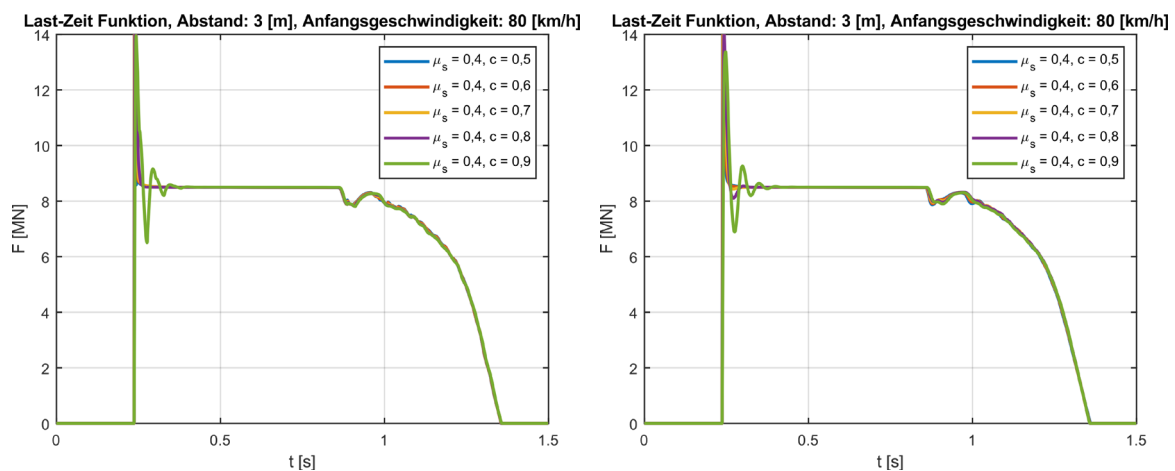


Abbildung 173: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)

5.3.3.4 Vergleich der Steifigkeiten

Anhand dieser Ergebnisse wird ersichtlich, dass die Anfangssteifigkeit in den Hooke'schen-Modellen direkt mit dem Kraft-Peak zusammenhängt, da dieser Effekt im Vergleich zum Hertz'schen-Modell (Flores et al.) weniger relevant ist. Dies bedeutet, dass die Kraft-Peak-Größen in den Hookeschen Modellen ab einer gewissen Steifigkeit k_{eff} überschätzt werden. In Fall $k_{\text{eff},3}$ mit dem Modell nach Flores et al. beträgt der Unterschied zwischen den maximalen Kraft-Peaks etwa 0,5 MN, während in den anderen Modellen der Unterschied zwischen den Kraft-Peaks bis zu 100 % beträgt. Die Steifigkeit hat keinen Einfluss auf das Plateau der erzeugten Kraft, da diese Eigenschaft von der Steifigkeit der Schienenfahrzeuge abhängt. Dieses Plateau liegt bei ca. 8,5 MN, was etwa der Fließkraft im konstitutiven Modell des Zuges entspricht.

Bezüglich der Dämpfung beeinflussen niedrigere Restitutionskoeffizienten, die einen höheren Energieverlust beim Aufprall verursachen, den Impuls und die Größe des Kraft-Peaks. Es scheint so, als ob der Kraft-Peak während des Anpralls umso schneller abgebaut wird, je niedriger der Restitutionskoeffizient ist. Dieser Effekt tritt lediglich etwa in den ersten 0,2 s auf. Die untersuchten Restitutionskoeffizienten in den Modellen scheinen die Stoßbelastung während der Restitutionsphase (nach 1 s) nicht zu beeinflussen.

5.3.3.4 Kombination

Schließlich werden sowohl der Reibungs- als auch der Restitutionskoeffizient evaluiert, indem sie im Best-Case-Szenario ($c_r = 0,5$ und $\mu_s = 1,0$) und Worst-Case-Szenario ($c_r = 0,8$ und $\mu = 0,4$) unter Verwendung der Kontaktkraftmodelle von Anagnostopoulos und Flores et al. sowie der Steifigkeit $k_{\text{eff}} = 4,5 \times 10^7$ [N/m] kombiniert werden. Die zugehörigen Ergebnisse sind in Abbildung 174 dargestellt.

In beiden Modellen ist der Einfluss der Dämpfung vor allem auf den anfänglichen Kraft-Peak zu beobachten, wobei eine Reduktion des Kraft-Peaks von etwa 12 % im Modell nach Anagnostopoulos und 2,2 % im Modell nach Flores et al. zu sehen ist. Diese Kraft-Peaks sind in Tabelle 46 zusammengefasst. Danach stabilisiert sich der Peak umso schneller, je niedriger der Restitutionskoeffizient ist, auf ein Kraftplateau von etwa 8,5 MN, 0,2 s nach dem Anprall. In beiden Modellen ist zu erkennen, dass die Reibung eine wichtige Rolle in der Restitutionsphase spielt, in der die Energie bei höheren Reibungskoeffizienten schneller abgebaut wird.

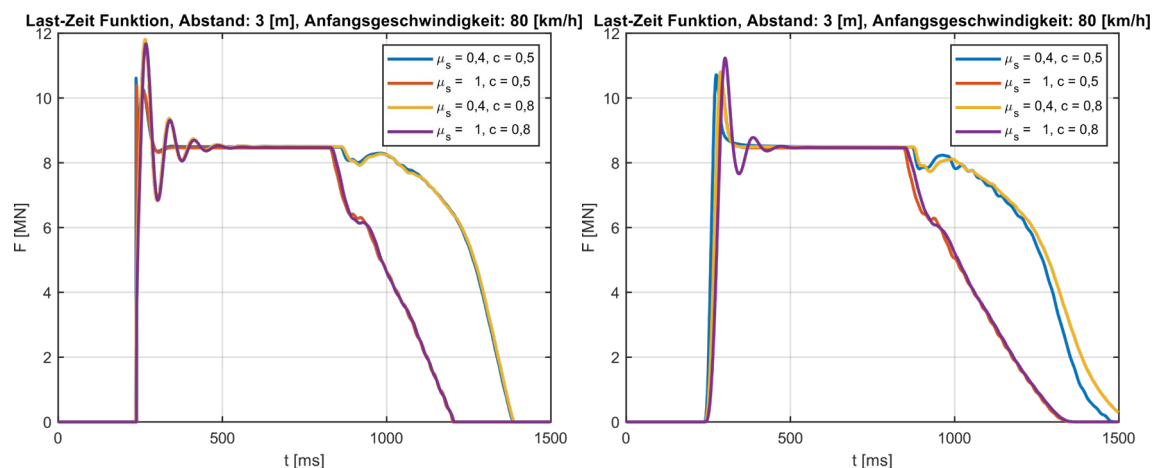


Abbildung 174: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)

TABELLE 46: MAXIMALE ANPRALLKRAFT FÜR ($c = 0.5, \mu_s = 1.0$) UND ($c = 0.8, \mu_s = 0.4$) BEI EINER ENTGLEISUNGSGESCHWINDIGKEIT VON 80 KM/H FÜR DAS MODELL NACH ANAGNOSTOPOULOS SOWIE DAS MODELL NACH FLORES ET AL.

$c_r = 0.5, \mu_s = 1.0$		$c_r = 0.8, \mu_s = 0.4$	
Anagnostopoulos	Flores et al.	Anagnostopoulos	Flores et al.
10,38 MN	10,56 MN	11,81 MN	10,80 MN

5.3.3.5 Kraft-Verformungs-Diagramme des Bauwerks

Die Hauptunterschiede zwischen den beiden erläuterten Modellen sind die Kraft-Verformungs-Diagramme, was hauptsächlich auf die Hooke'sche bzw. Hertz'sche Natur der beiden konstitutiven Modelle zurückzuführen ist. Im Fall der Kontaktkraft von Flores et al. sind die Verformungen des Bauwerkes wesentlich höher (in etwa 3,5-fach), wenn mehr Energie dissipiert wird ($c = 0.5, \mu_s = 1.0$). Die Hysterese, die durch das Kontaktkraftmodell von Flores et al. erzeugt wird, bleibt nahezu gleich, wobei sich die Dämpfung kaum ändert. Im Modell nach Anagnostopoulos, in dem die Massen des anprallenden und des gestoßenen Objekts eine Rolle für den Hysteresekoeffizienten spielen, ist die Energiedissipation höher, was an der Form der Hysteresekurve zu erkennen ist. In der Hysteresekurve stellt eine größere Fläche mehr dissipierte Energie durch plastische Verformung dar. Im untersuchten Fall scheint die Hysterese, die das Modell von Anagnostopoulos liefert, hinsichtlich der Reaktion der Struktur genauer zu sein, da dieses Modell für die Berechnung der dynamischen Reaktion auf Erdbeben, unter Verwendung eines äquivalenten »Pounding«, entwickelt wurde [2].

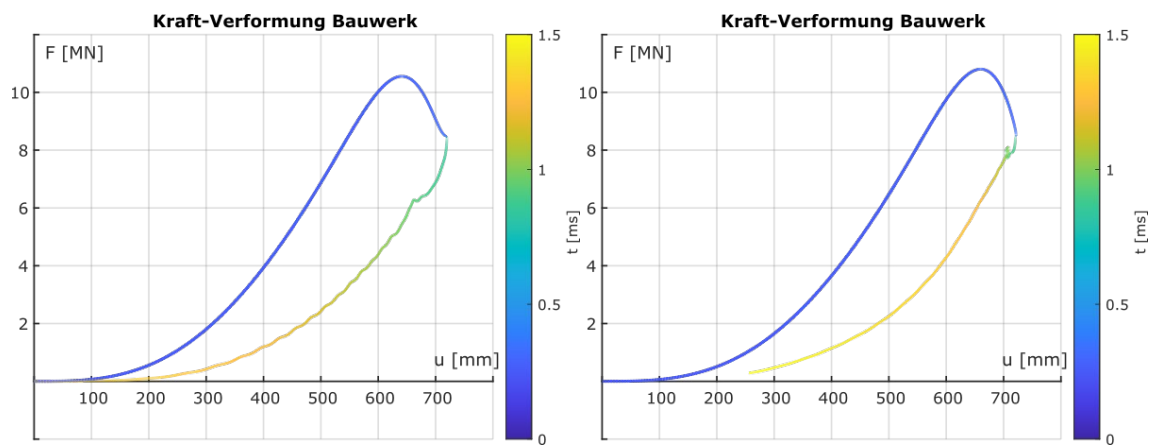


Abbildung 175: Kraft-Verformungs-Diagramm für den Anprall eines ICE 1 unter Verwendung des LuGre Reibungskraft-Modells mit dem Kontaktkraftmodell nach Flores et al.: links) $c = 0.5$ und $\mu_s = 1.0$, rechts) $c = 0.8$ und $\mu_s = 0.4$

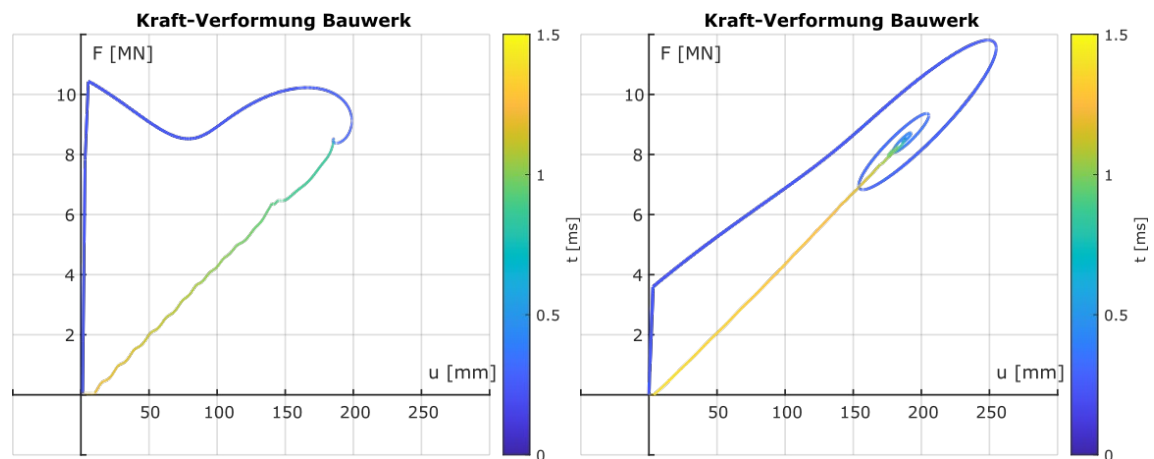


Abbildung 176: Kraft-Verformungs-Diagramm für den Anprall eines ICE 1 unter Verwendung des LuGre Reibungskraft-Modells mit dem Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos: links) $c = 0.5$ und $\mu_s = 1.0$, rechts) $c = 0.8$ und $\mu_s = 0.4$

5.3.4 Schlussfolgerungen

- Der Kraft-Peak ist in den Modellen, die einen Hooke'schen-Ansatz haben, vom Kontaktkraftmodell und der Anfangssteifigkeit abhängig. Daher sollte eine gründliche Kalibrierung durchgeführt werden, wenn die Kraft-Peaks mit diesen Modellen genau berechnet werden sollen.
- Alle Kontaktkraft-Modelle liefern ähnliche Ergebnisse in Bezug auf das Kraft-Plateau der untersuchten Anfangssteifigkeiten, da diese Eigenschaft vom äquivalenten konstitutiven Gesetz der Schienenfahrzeuge abhängt, in diesem Fall von der Fließkraft der Federkennlinien.
- Die Dämpfung im Gebäude trägt dazu bei, die anfängliche Kraftspitze zu reduzieren, welche einen deutlichen Einfluss auf das anfängliche Materialversagen in den äußersten Schichten besitzen könnte. In einigen Modellen, z. B. in den für die dynamische Reaktion von Gebäuden entwickelten Modellen, ist dieser Effekt noch ausgeprägter. Die Wirkung des Restitutionskoeffizienten der Materialien ist höher in Modellen, die einen von der Masse der anprallenden Objekte abhängigen Dämpfungskoeffizienten enthalten wie das von Anagnostopoulos entwickelte. Hierzu sollten weitere FE-Untersuchungen durchgeführt werden.

- Der Reibungskoeffizient trägt dazu bei, die Energie des Systems in der Restitutionsphase (nach dem Kraftplateau) schneller zu dissipieren, was, wie in den Modellen gezeigt, eine kürzere Dauer des Anpralls auf das Bauwerk und damit eine geringere Schadensausbreitung in der Struktur zur Folge hat.
- Materialien mit höheren Reibungs- und Restitutionskoeffizienten als Stahl und Aluminium könnten als Schutzmaßnahmen eingesetzt werden (siehe Kautschuk). Dies könnte ein interessantes Potenzial für die Sanierung von Bauwerken, welche der Gefahr von Anpralllasten aus dem Eisenbahnverkehr ausgesetzt sind, eröffnen, da diese nicht mit einem Neubau verbunden sind.
- Zyklische numerische Tests zur besseren Bestimmung des dynamischen hysteretischen Verhaltens der Diskretisierung des Zuges sollten für präzisere konstitutive Modelle implementiert werden, da das jetzt implementierte Bouc-Wen-Modell die Degradation des Materials und komplexere hysteretische Schleifenformen erlaubt. Diese Versuche geben einen besseren Einblick in die Veränderung der Steifigkeit der Materialien durch dynamische Beanspruchungen. Diese Veränderung wirkt sich erst nach dem ersten Peak aus, da der erste Peak von der Anfangssteifigkeit abhängig ist.

5.4 Zerschellschicht

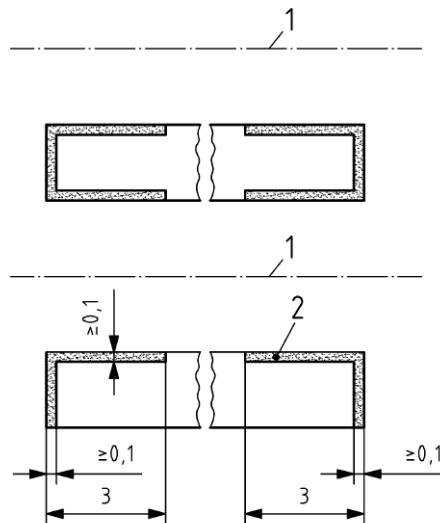
5.4.1 Aktuelle Handhabung

Der Kernpunkt der Untersuchungen in diesem Kapitel ist die Zerschellschicht, welche aktuell in DIN EN 1991-1-7/NA [55] verankert ist. Dort finden sich jedoch lediglich die folgenden Angaben zur Zerschellschicht:

- Stützen, Pfeiler und Wandscheibenenden, die durch Fahrzeuganprall beschädigt werden können, müssen im Anprallbereich mit einer Zerschellschicht von $\geq 0,1$ m Dicke nach Bild NA.4 (Abbildung 177) und zweilagiger Bewehrung nach Bild NA.5 (Abbildung 178) ausgebildet werden. Die Zerschellschicht ist zusätzlich zum Querschnitt der Unterstützung anzuordnen, der aus Einwirkungen der ständigen Bemessungssituationen statisch erforderlich ist. Bei der Bemessung für außergewöhnliche Einwirkungen ist die Zerschellschicht für den maßgebenden Querschnitt nicht zu berücksichtigen.
- Als Anprallbereich ist eine Höhe von 4,0 m über Schienenoberkante anzunehmen und:
 - in Fahrtrichtung die ganze Länge der Stützkonstruktion, jedoch nicht mehr als $L = 3,0$ m
 - rechtwinklig zur Fahrtrichtung die ganze Breite der Stützkonstruktion (siehe Bild NA.4).
- Bei Überbauungen von Bahnanlagen außerhalb von Bahnhofsbereichen darf auf die Zerschellschicht an Stützkonstruktionen verzichtet werden.

Diese in der Norm hinterlegten Angaben sind relativ unpräzise, sodass dem Anwender viele Möglichkeiten der Ausführung selbst überlassen bleiben. Zudem sind keine Untersuchungen zur Wirksamkeit der Zerschellschicht bekannt.

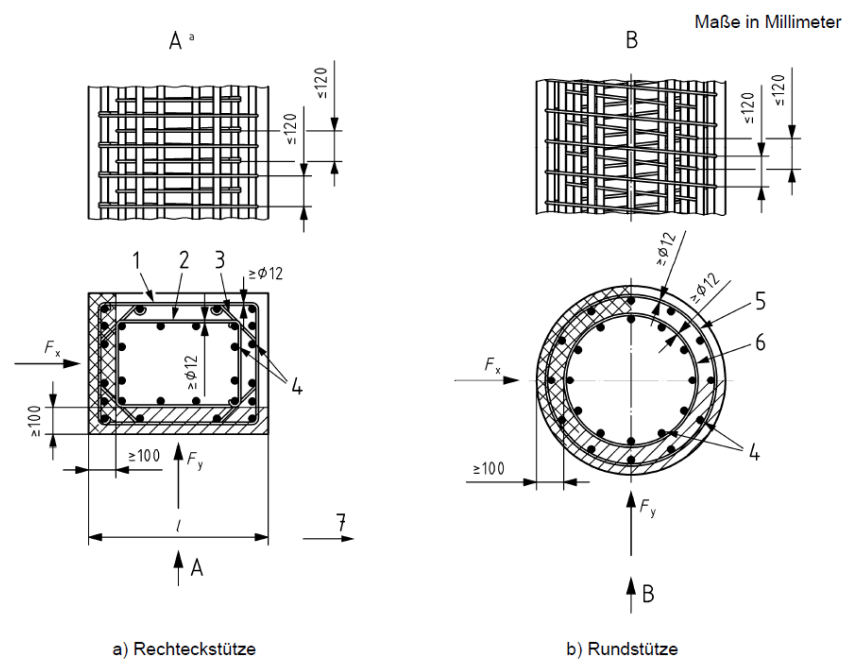
Maße in Meter



Legende

- 1 Gleisachse
- 2 Zerschellschicht

Abbildung 177: Bild NA.4 – Anordnung und Abmessungen [55]



Legende

- 1, 2, 3 Bügel
- 4 Längsbewehrung
- 5 äußere Wendel
- 6 innere Wendel
- 7 Weichenlänge

Abbildung 178: Bild NA.5 – Ausbildung der Zerschellschicht [55]

5.4.2 Bewehrungsmodellierung

Um den Einfluss der Zerschellschicht genauer zu untersuchen, werden in dieser Arbeit Anprallsimulationen durchgeführt. Dazu erfolgt eine Anpassung der bisherigen FE-Simulationsmodelle. Die Stahlbetonwand, welche bisher durch eine »verschmierte« Modellierung dargestellt wurde, wird im Folgenden konkret modelliert, d. h., Beton und Bewehrungsstahl werden getrennt voneinander modelliert. Der Bewehrungsstahl wird in die Betonwand eingebettet. Dies bedeutet, dass die kinematischen Freiheitsgrade der Knoten des Bewehrungsstahls mit den kinematischen Freiheitsgraden der Betonelemente gekoppelt sind, also ein starrer Verbund vorliegt. Die Modellierung des Bewehrungsstahls erfolgt dabei aus TRUSS-Elementen – Stabelemente, welche lediglich Kräfte in Längsachsenrichtung zulassen (Fachwerkstäbe). Dies stellt, zusammen mit der Modellierung der Bewehrung als Balkenelemente B31, die übliche Methode der eingebetteten Modellierung in ABAQUS dar und wurde bereits vielfach für Anprallsimulationen verifiziert. Eine vergleichende Berechnung mit Balkenelementen B31, bei denen ebenfalls eine Momentenübertragung stattfindet, zeigt nahezu identische Ergebnisse. Die Berechnungszeit ist jedoch bei der Modellierung mit Fachwerkstäben geringer, sodass diese Methode im weiteren Verlauf Verwendung findet.

Der in der Stahlbetonmodellierung angenommene starre vollständige Verbund zwischen Beton und Bewehrung stellt eine Vereinfachung des realen physikalischen Verhaltens wie der Verbundschlupf-Beziehung dar, bietet jedoch im Allgemeinen für die Untersuchung des globalen Tragverhaltens eine hinreichende Genauigkeit [111], [198]. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit der diskreten, der eingebetteten oder der »verschmierten« Bewehrungsmodellierung bei der Annahme eines starren Verbunds [110], [111] (Abbildung 179). Die diskrete Modellierung beinhaltet die explizite Modellierung der Bewehrungsstäbe über eigene Strukturelemente (meist Fachwerkstäbe), welche entlang der Kanten der Betonelemente angeordnet sind. Über die Definition identischer Freiheitsgrade übereinstimmender Knoten und der Wahl von Ansatzfunktionen gleichen Polynomgrads für die Bewehrungs- und Betonelemente wird die Kompatibilität der Verformung erreicht. Bei der hier verwendeten eingebetteten Modellierung wird ebenfalls jeder Bewehrungsstahlstab explizit modelliert. Hierbei können die Bewehrungsstäbe jedoch individuell angeordnet werden und müssen sich keine Knoten mit den Betonelementen teilen. Dabei enthalten die Elementsteifigkeitsmatrix sowie der Vektor der inneren Kräfte nur die Anteile der Bewehrung, welche durch Integration über die den Bewehrungsverlauf abbildenden Segmente des Elements bestimmt werden. Es erfolgt eine Superponierung der Bewehrungselemente mit den entsprechenden Betonelementen. [91]

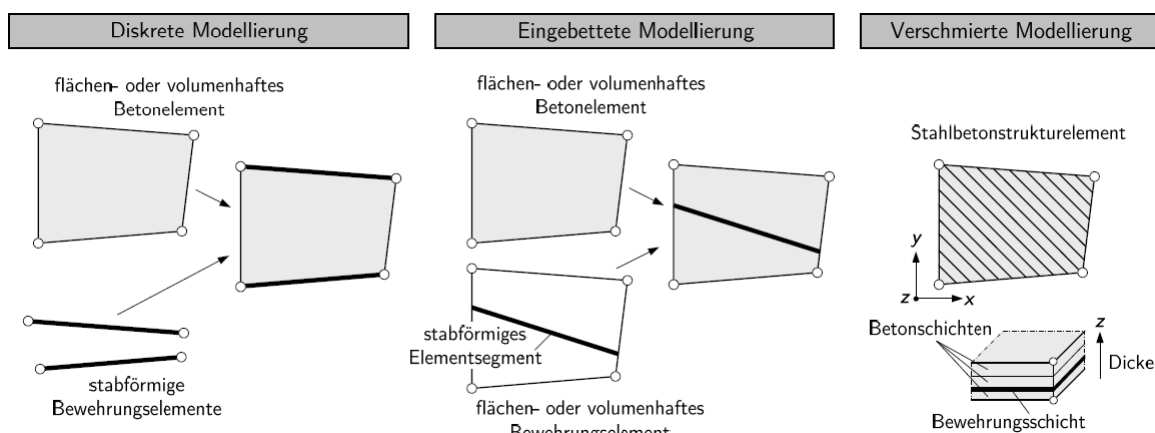


Abbildung 179: Vereinfachte Darstellung verschiedener Möglichkeiten der Bewehrungsmodellierung für starren Verbund [91]

Als Materialmodell des Bewehrungsstahls wird ein bilineares Materialverhalten im Druck- und Zugbereich angesetzt, unter Berücksichtigung des elastisch-plastischen Materialverhaltens. Die Materialeigenschaften sind in Tabelle 47 aufgelistet und wurden entsprechend den Vorgaben der DIN EN 1992-1-1/NA [59] sowie der DIN 488 [53] gewählt, sodass das Spannungs-Dehnungs-Verhalten durch zwei Äste idealisiert wird. Bis zum Erreichen der Streckgrenze bei 500 N/mm² verhält sich der Stahl linear elastisch, ab dann kommt es zu einer plastischen Verformung bei einer linear ansteigenden Spannung bis zur Zugfestigkeit von 540 N/mm². Die Zugfestigkeit basiert auf der Vorgabe der DIN 488 [53] für Betonstahl B500B: einem Verhältnis zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze von 1,08.

TABELLE 47. EIGENSCHAFTEN DES BEWEHRUNGSSTAHL B500B

Material	Betonstahl B500B	Plastizität	
E-Modul [N/mm²]	200.000	Spannung [N/mm²]	Dehnung
Querdehnzahl ν [-]	0,3	500	0,0025 (elastisch)
Rohdichte [kg/m³]	7.850	540	0,05 (rechnerische Bruchdehnung)

Hierbei ist anzumerken, dass in ABAQUS wahre Spannungen sowie inelastische, plastische Dehnungen als Eingabedaten benötigt werden. Dies bedeutet, dass die Spannung nicht wie beim technischen Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Gleichung (112)) auf den unverformten Ausgangsquerschnitt bezogen ist, sondern auf den verformten Querschnitt zum jeweiligen Betrachtungszeitpunkt (Gleichung (113)) [188]:

$$\sigma = \frac{F}{A_0}, \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (112)$$

$$\sigma_w = \frac{F}{A_i}, \quad \varepsilon_w = \int_{l_0}^{l_i} \frac{dl}{l} \quad (113)$$

Da das Volumen für die plastische Verformung nahezu identisch bleibt, gilt $A_0 \cdot l_0 = A_i \cdot l_i$. Dabei bezieht sich eine tiefgestellte Null auf den Ausgangszeitpunkt und ein tiefgestelltes i auf den jeweils betrachteten Zeitpunkt. Für die wahre Spannung und wahre Dehnung (ε_w) ergeben sich demnach [188]:

$$\sigma_w = \frac{F}{A_0} \cdot (1 + \varepsilon) = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad (114)$$

$$\varepsilon_w = \ln \frac{l_i}{l_0} = \ln \left(\frac{l_0 + \Delta l}{l_0} \right) = \ln(1 + \varepsilon) \quad (115)$$

Da die Spannungen über Zugversuche ermittelt werden, ist die Querschnittsfläche A_i bei größeren Spannungen verringert, wodurch sich im wahren Spannungs-Dehnungs-Diagramm größere Festigkeitskennwerte ergeben. In Abbildung 180 ist der Vergleich zwischen einem technischen und einem wahren Spannungs-Dehnungs-Diagramm schematisch dargestellt.

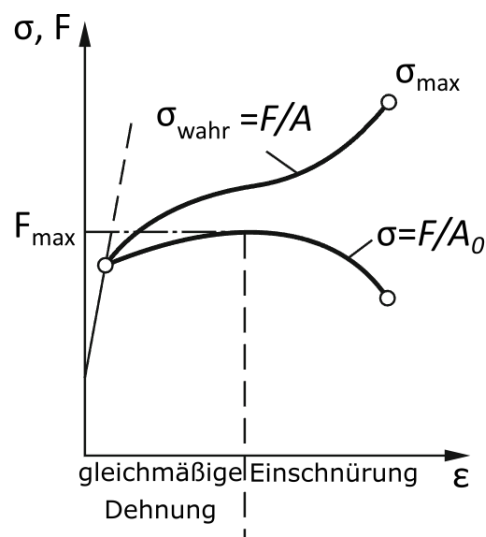


Abbildung 180: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (technisch/wahr) [114]

Um die plastischen Materialparameter zu erhalten, werden die technischen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in wahre Spannungen und inelastische plastische Dehnungen umgerechnet. Die wahre Spannung σ_w kann mit Gleichung (114) ermittelt werden. Die inelastische plastische Dehnung ε_{in}^{pl} , welche in ABAQUS als Input Parameter benötigt wird, kann nach Gleichung (116) über die nominelle Dehnung ε und die wahre Spannung σ_w berechnet werden [230]:

$$\varepsilon_{in}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\sigma_w}{E} \quad (116)$$

Anhand der vorgestellten Zusammenhänge ergeben sich die Eingabedaten des Bewehrungsstahls in ABAQUS nach Tabelle 48.

TABELLE 48: EIGENSCHAFTEN DES BEWEHRUNGSSTAHL B500B – EINGABEDATEN IN ABAQUS

Material	Betonstahl B500B	Plastizität	
E-Modul [N/mm ²]	200.000	Spannung (wahr) [N/mm ²]	Dehnung (inelastisch plastisch)
Querdehnzahl ν [-]	0,3	501,25	0,0
Rohdichte [kg/m ³]	7.850	567	0,045955

5.4.3 Übersicht der Berechnungsszenarien

In dieser Arbeit werden verschiedene Bewehrungsanordnungen, Bewehrungsgehalte und Zerschellschichtdicken untersucht. Für Anprallsituation 2 und 6 werden Simulationen durchgeführt und für unterschiedlichen Wandtiefen ausgewertet. Dabei werden die Modellparameter des Referenzmodells verwendet und die unterschiedlichen Bewehrungsführungen mit einem Modell ohne Bewehrung sowie dem Modell mit der »verschmierten« Bewehrungsführung aus dem vorigen Kapitel verglichen. Der Fokus der Betrachtung liegt auf den Schädigungen im Beton – Damage-C und Damage-T – welche bereits im vorigen Kapitel erläutert wurden. Zudem erfolgt eine Betrachtung der Spannungen im Bewehrungsstahl. Bei diesen Betrachtungen ist anzumerken, dass Abplatzungen im Beton durch die gewählte Modellierung nicht dargestellt werden können. Beschädigte Elemente werden demnach nicht aus dem Elementnetz gelöscht. Durch die Schädigungsparameter wird jedoch dargestellt, welche Elemente im Druck- und Zugbereich beschädigt sind und in welchen Elementen die Steifigkeit entsprechend abgemindert wird. Ein Überblick der untersuchten Bewehrungsführungen ist in den nachfolgenden Tabellen aufgelistet.

Bei allen Modellen wird auf eine Modellierung der Lagesicherung (z. B. S-Haken) zwischen der äußeren und inneren Bewehrungslage verzichtet, da deren Einfluss für die Tragwirkung vernachlässigbar ist und der Modellierungs- und Berechnungszeitaufwand unnötig vergrößert werden würde. Für die Standardausführung der Zerschellschicht (10 cm Dicke) mit U-förmigen Steckern der beiden Bewehrungslagen an den Wandenden werden sechs verschiedene Bewehrungsführungen untersucht. Für den Anprall an den Wandkopf und an die Wandseite erfolgen zudem die in den nachfolgenden Tabellen aufgelisteten Berechnungen mit einer Anpassung der Bewehrungsführung, der Zerschellschichtdicke, der Lagerbedingungen, der Betongüte sowie der Anprallgeschwindigkeit.

TABELLE 49: UNTERSUCHTE BEWEHRUNGSVARIATIONEN FÜR DEN ANPRALL AN DIE WANDSEITE (ANPRALLSITUATION 6, REFERENZMODELL)

Anprall an die Wandseite						
Zweireihige Bewehrungsführung an der kompletten Wandvorderseite (Anprallseite)						
	Modell 1	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 5	Modell 6
Durchmesser der vertikalen Längsbewehrung [mm]	28	25	20	28	25	20
Abstand der vertikalen Längsbewehrung [mm]	100	100	100	150	150	150
Durchmesser der horizontalen Längsbewehrung [mm]	16	14	12	16	14	12
Abstand der horizontalen Längsbewehrung [mm]	100	100	100	150	150	150
Durchmesser der U-Stecker (Wandkopfeinfassung) [mm]	16	14	12	16	14	12
Abstand der U-Stecker [mm]	100	100	100	100	100	100

Vergleichend zu den obigen 6 Modellen erfolgt eine Betrachtung mit einer einreihigen Bewehrungsführung, also ohne Zerschellschicht. Diese Betrachtung wird für die Bewehrungsdurchmesser und Abstände nach den Modellen 1 und 6 durchgeführt.

Zudem erfolgt eine Betrachtung einer dickeren Zerschellschicht. Hierzu wird die Zerschellschichtdicke auf 15 cm sowie auf 20 cm angepasst. Diese Berechnungen erfolgen auf Basis der Bewehrungsangaben nach Modell 1.

Des Weiteren erfolgt eine Betrachtung mit veränderten Lagerbedingungen. Dabei wird eine Lagerung als Kragarm für die Bewehrungsführungen nach den Modellen 1 und 6 untersucht.

Weiterhin erfolgt eine Betrachtung unterschiedlicher Betongüten. Dazu werden die Betongüten C20/25 und C50/60 auf Basis der Bewehrungsführungen nach den Modellen 1 und 6 untersucht.

Zusätzlich erfolgt eine Betrachtung einer Variation der Anprallgeschwindigkeit. Hierzu werden Anprallgeschwindigkeiten von 50 km/h und 200 km/h für die Bewehrungsführung nach Modell 1 untersucht.

Weitergehend erfolgt eine vergleichende Betrachtung mit den aktuell gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] maximal anzusetzenden Ersatzlasten. Hierzu erfolgt eine Lastansetzung von 10 MN an der Wandseite auf einer Wandfläche von 2,0 m x 1,0 m.

Unter Berücksichtigung der gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] anzusetzenden Anprallfläche von 2,0 m x 1,0 m erfolgt eine Betrachtung eines Lastansatzes der aus Arbeitspaket 2 aus dem Referenzmodell gewonnenen Last-Zeit-Funktion (Anprallsituation 6) auf dieser Fläche. Dies bedeutet, dass die durch die FE-Simulation erhaltene Last-Zeit-Funktion als Belastung auf einer Fläche von 2,0 m x 1,0 m angesetzt wird.

TABELLE 50: UNTERSUCHTE BEWEHRUNGSVARIATIONEN FÜR DEN ANPRALL AN DEN WANDKOPF (ANPRALLSITUATION 2, REFERENZMODELL)

Anprall an den Wandkopf						
Bewehrungsführung zweireihig am Wandkopf sowie auf den ersten 3 m der Wandseite (vorne)						
	Modell 1	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 5	Modell 6
Durchmesser der vertikalen Längsbewehrung [mm]	28	25	20	28	25	20
Abstand der vertikalen Längsbewehrung [mm]	100	100	100	150	150	150
Durchmesser der horizontalen Längsbewehrung [mm]	16	14	12	16	14	12
Abstand der horizontalen Längsbewehrung [mm]	100	100	100	150	150	150
Durchmesser der U-Stecker (Wandkopfeinfassung) [mm]	16	14	12	16	14	12
Abstand der U-Stecker [mm]	100	100	100	150	150	150

Vergleichend zu den obigen 6 Modellen erfolgt eine Betrachtung mit einer zweireihigen Bewehrungsführung am Wandkopf sowie auf den ersten 3 m der Wandseiten (vorne und hinten), also mit einer U-förmigen Zerschellschicht. Diese Betrachtung wird für die Bewehrungsdurchmesser und Abstände nach den Modellen 1 und 6 durchgeführt.

Zudem erfolgt eine Betrachtung einer dickeren Zerschellschicht. Hierzu wird die Zerschellschichtdicke auf 15 cm sowie auf 20 cm angepasst. Diese Berechnungen erfolgen auf Basis der Bewehrungsführung nach Modell 1.

Des Weiteren erfolgt eine Betrachtung mit veränderten Lagerbedingungen. Dabei wird eine Lagerung als Kragarm für die Bewehrungsführungen nach den Modellen 1 und 6 untersucht.

Weiterhin erfolgt eine Betrachtung unterschiedlicher Betongüten. Dazu werden die Betongüten C20/25 und C50/60 auf Basis der Bewehrungsführungen nach den Modellen 1 und 6 untersucht.

Zusätzlich erfolgt eine Betrachtung einer Variation der Anprallgeschwindigkeit. Hierzu werden Anprallgeschwindigkeiten von 50 km/h und 200 km/h für die Bewehrungsführung nach Modell 1 untersucht.

Weitergehend erfolgt eine vergleichende Betrachtung mit den aktuell gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] maximal anzusetzenden Ersatzlasten. Hierzu erfolgt eine nach Norm getrennte Lastansetzung von 10 MN in x-Richtung am Wandkopf sowie von 4 MN in y-Richtung an der Wandseite. Am Wandkopf greift diese Last über die komplette Breite (0,80m) und eine Höhe von 1,0m an. An der Wandseite wird diese Last direkt vom Wandkopfanschnitt über eine Breite von 2,0 m und eine Höhe von 1,0 m verteilt.

Zudem erfolgt eine Betrachtung eines Lastansatzes der aus Arbeitspaket 2 aus dem Referenzmodell gewonnenen Last-Zeit-Funktion auf die in der vorigen Zeile der Tabelle erläuterten Fläche. Dies bedeutet, dass die durch die FE-Simulation erhaltene Last-Zeit-Funktion (Anprallsituation 2) als Belastung auf einer Fläche von 0,8 m x 1,0 m am Wandkopf angesetzt wird und die aus Anprallsituation 3 für einen Winkel von 22,1 Grad erhaltene Last-Zeit-Funktion als Belastung an der Wandseite im Anschnitt zum Wandkopf auf einer Fläche von 2,0 m x 1,0 m.

Außerdem erfolgt eine Betrachtung des Anpralls mit einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h und einem Anprallwinkel von 13,4° bzw. 22,1°.

Zur Verdeutlichung der jeweiligen Bewehrungsführung in den unterschiedlichen Modellen sind in den Abbildungen in Anhang 14 verschiedene Ansichten dargestellt. Die beiden nachfolgenden Abbildungen zeigen noch einmal die Draufsicht der Anprallsituationen 2 und 6.

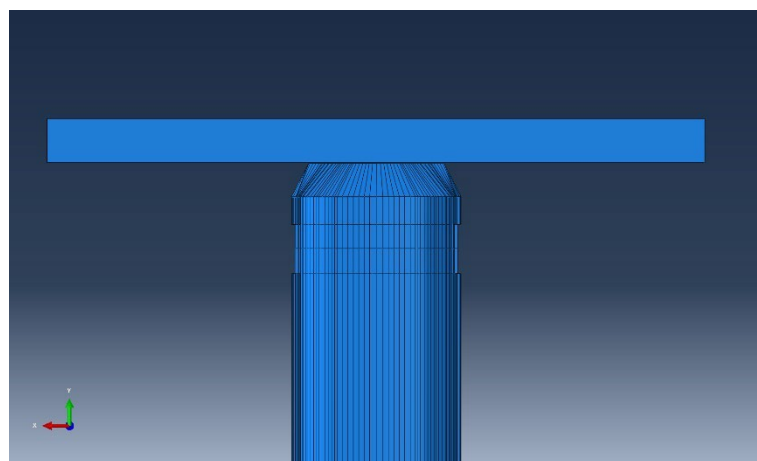


Abbildung 181: Anprall an Wandseite (Anprallsituation 6) – Ansicht von oben

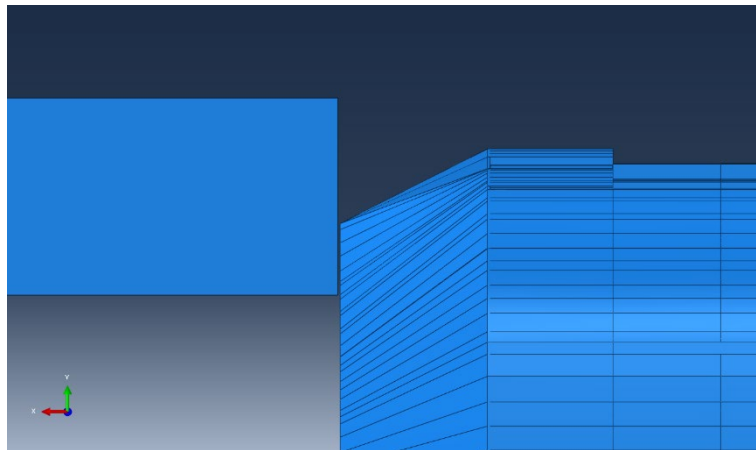


Abbildung 182: Anprall an Wandkopf (Anprallsituation 2) – Ansicht von oben

5.4.4 Übersicht der Berechnungsergebnisse

Ziel der Untersuchungen dieses Kapitels ist es, Erkenntnisse zur Wirksamkeit der Zerschellschicht und somit zur Beton- und Stahlschädigung zu erhalten. Die Ergebnisauswertung fokussiert sich daher jeweils auf die Darstellung der Betonschädigungen im Druck- und Zugbereich in unterschiedlichen Schichttiefen sowie auf die Auswertung der Spannungen im Bewehrungsstahl. Über die Spannungen im Bewehrungsstahl lässt sich zudem nachvollziehen, ob der Stahl bereits fließt und somit plastifiziert ist oder ob die Spannungen im elastischen Bereich verbleiben. Die Kenndaten des verwendeten Betons entsprechen dem Referenzmodell und somit den in Abschnitt 4.2.2.2 und Anhang 3 vorgestellten Betoneigenschaften. Die dargestellten Spannungen im Bewehrungsstahl sind wie bereits erläutert wahre Spannungen.

Die Darstellung der Betonschädigungen erfolgt jeweils an der Außenseite der Wand bzw. des Wandkopfs sowie in mehreren Wandtiefen und in unterschiedlichen Schnitten. Dabei werden die Schnitte im Abstand von 10 cm erstellt, um eine kontinuierliche Betrachtung der Schädigungsausbreitung zu ermöglichen. Die Angabe der Schnitttiefen bezieht sich auf das im Anhang, in Abschnitt 15.1 bzw. 15.2 dargestellte Koordinatensystem mit Ursprung an der vorderen Wandecke. Dieses Koordinatensystem besitzt sowohl für den Anprall an den Wandkopf als auch für den Anprall an die Wandseite seine Gültigkeit.

Die Darstellung der Spannungen erfolgt mit der gesamten Bewehrung und wird zudem aufgeteilt in die äußere und innere Bewehrungslage an der Anprallseite sowie die Bewehrung an der anprallabgewandten Seite. Eine Übersicht der für Wandkopf und Wandseite durchgeführten Simulationen ist – mit Verweis auf die zugehörigen Ergebnisse im Anhang – in den beiden folgenden Tabellen aufgelistet.

Es wird darauf hingewiesen, dass die teilweise starken Schädigungen im Einspannbereich (untere Elementreihe) u.a. darauf zurückzuführen sind, dass die Einspannung lediglich an der untersten Elementreihe angesetzt wurde. Würde man hier eine über eine gewisse Höhe verteilte Einspannung haben, wie dies gewissermaßen in den Fundamenten erfolgt, läge eine geringere Schädigung vor.

TABELLE 51: ERGEBNISAUFLISTUNG FÜR DEN ANPRALL AN DIE WANDSEITE (ANPRALLSITUATION 6, REFERENZMODELL)

Anprall an die Wandseite						
	Modell 1	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 5	Modell 6
Ergebnisse in Anhang	15.1.1	15.1.2	15.1.3	15.1.4	15.1.5	15.1.6
	Modell 7: Einlagige Bewehrung, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 8: Einlagige Bewehrung, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.1.7			15.1.8		
	Modell 9: 15 cm dicke Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 10: 20 cm dicke Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.1.9			15.1.10		
	Modell 11: Lagerung der Wand als Kragarm, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 12: Lagerung der Wand als Kragarm, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.1.11			15.1.12		
	Modell 13: Betongüte C20/25, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 14: Betongüte C20/25, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.1.13			15.1.14		
	Modell 15: Betongüte C50/60, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 16: Betongüte C50/60, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.1.15			15.1.16		
	Modell 17: Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 18: Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.1.17			15.1.18		
	Modell 19: Referenzmodell mit verschmierter Bewehrungsmodellierung			Modell 20: Referenzmodell komplett ohne Bewehrung		
Ergebnisse in Anhang	15.1.19			15.1.20		
	Modell 21: Lastansatz von 10 MN auf Anprallfläche von 2,0 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 22: Lastansatz der Last-Zeit-Funktion des Referenzmodells auf einer Anprallfläche von 2,0 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.1.21			15.1.22		

TABELLE 52: ERGEBNISAUFLISTUNG FÜR DEN ANPRALL AN DEN WANDKOPF (ANPRALLSITUATION 2, REFERENZMODELL)

Anprall an den Wandkopf						
	Modell 1	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 5	Modell 6
Ergebnisse in Anhang	15.2.1	15.2.2	15.2.3	15.2.4	15.2.5	15.2.6
	Modell 7: U-förmige Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 8: U-förmige Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.2.7			15.2.8		
	Modell 9: 15 cm dicke Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 10: 20 cm dicke Zerschellschicht, Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.2.9			15.2.10		
	Modell 11: Lagerung der Wand als Kragarm, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 12: Lagerung der Wand als Kragarm, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.2.11			15.2.12		
	Modell 13: Betongüte C20/25, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 14: Betongüte C20/25, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.2.13			15.2.14		
	Modell 15: Betongüte C50/60, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 16: Betongüte C50/60, Bewehrungsführung nach Modell 6		
Ergebnisse in Anhang	15.2.15			15.2.16		
	Modell 17: Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 18: Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.2.17			15.2.18		
	Modell 19: Referenzmodell mit verschmierter Bewehrungsmodellierung			Modell 20: Referenzmodell komplett ohne Bewehrung		
Ergebnisse in Anhang	15.2.19			15.2.20		
	Modell 21: Lastansatz von 10 MN am Wandkopf in x-Richtung auf Anprallfläche von 0,8 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1			Modell 22: Lastansatz von 4 MN an Wandseite angrenzend an Wandkopf in y-Richtung auf Anprallfläche von 2,0 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1		
Ergebnisse in Anhang	15.2.21			15.2.22		

Anprall an den Wandkopf		
	Modell 23: Lastansatz der Last-Zeit-Funktion des Referenzmodells am Wandkopf in x-Richtung auf einer Anprallfläche von 0,8 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1	Modell 24: Lastansatz der Last-Zeit-Funktion des Referenzmodells (Winkel 22,1°) an Wandseite angrenzend an Wandkopf in y-Richtung auf Anprallfläche von 2,0 m x 1,0 m Bewehrungsführung nach Modell 1
Ergebnisse in Anhang	15.2.23	15.2.24
	Modell 25: Anprall unter einem Anprallwinkel von 13,4° Bewehrungsführung nach Modell 1	Modell 26: Anprall unter einem Anprallwinkel von 22,1° Bewehrungsführung nach Modell 1
Ergebnisse in Anhang	15.2.25	15.2.26

5.4.5 Zusammenfassung und Erkenntnisse der Berechnungen zur Zerschellschicht

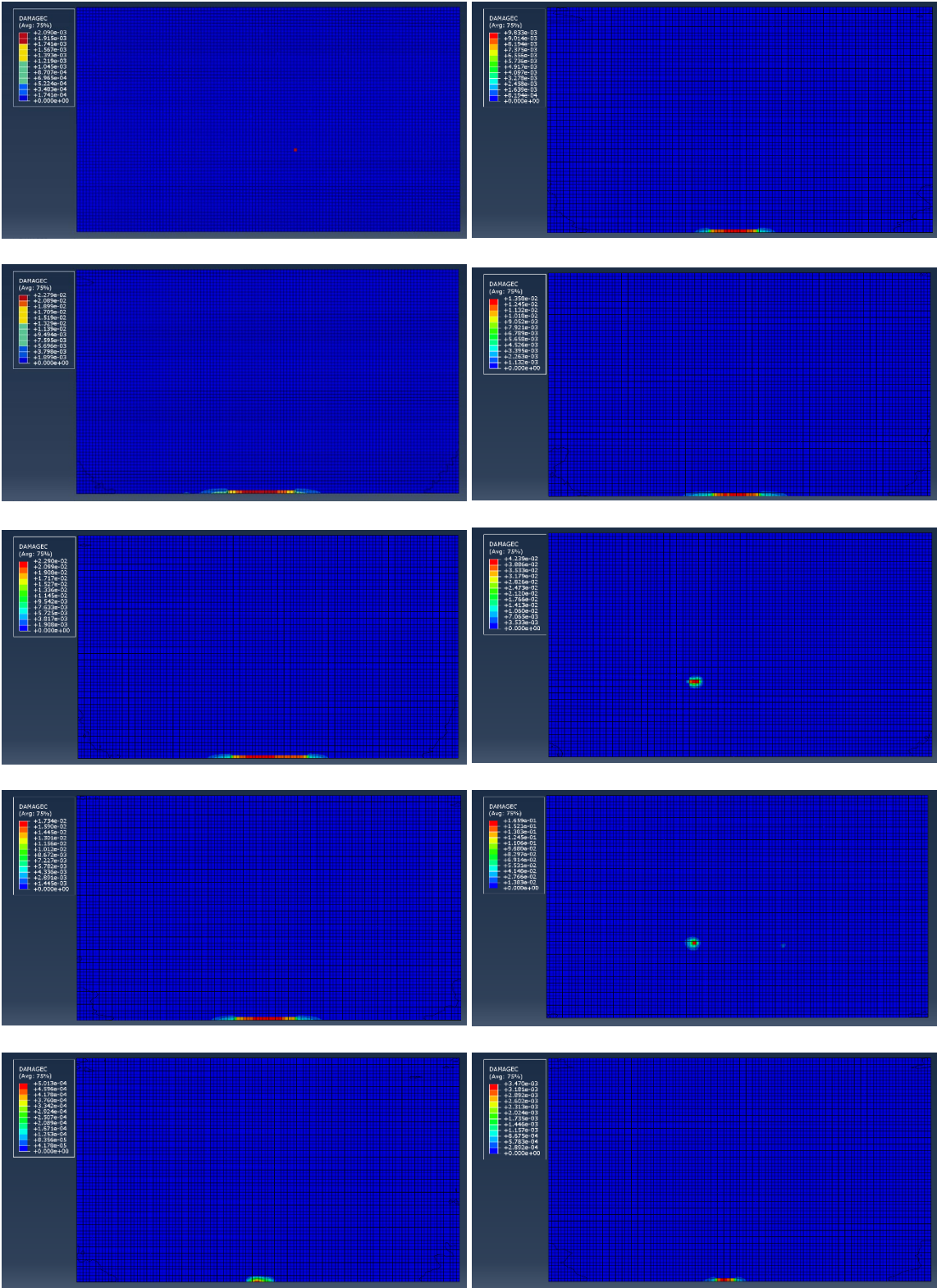
5.4.5.1 Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6)

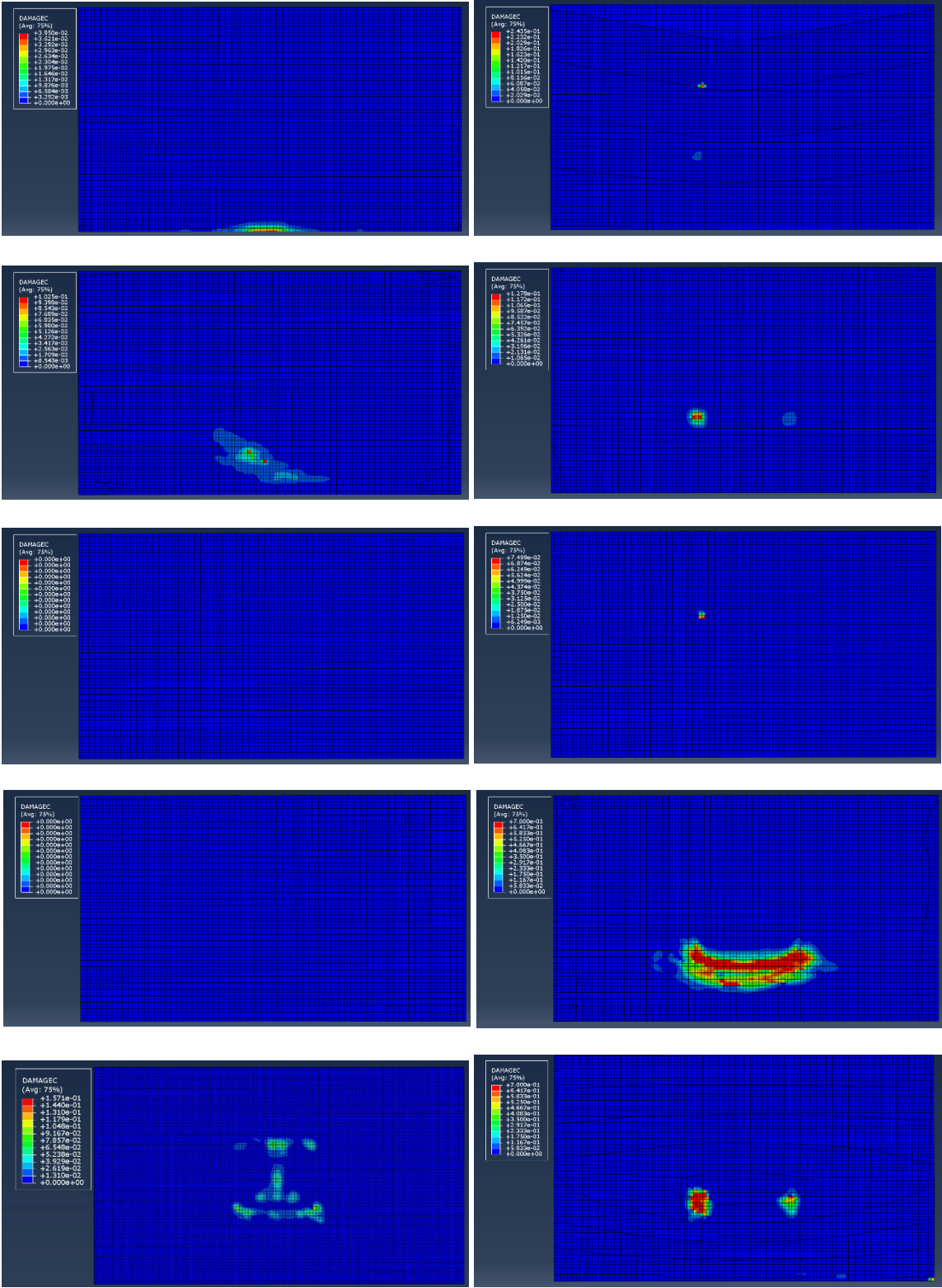
Eine Druckschädigung des Betons ist in den Berechnungen für die Modelle 1 bis 6 gar nicht bzw. nur sehr geringfügig vorhanden. Durch geringere Bewehrungsdurchmesser und größere Abstände ergibt sich lediglich eine geringfügig erhöhte Schädigung durch Druckbeanspruchung. Durch eine einlagige Bewehrungsführung an der Wandanprallseite tritt keine merkliche Veränderung ein. Durch eine veränderte Zerschellschichtdicke und der Lagerung der Wand als Kragarm ist ebenfalls kein wesentlicher Einfluss der Betonschädigung im Druckbereich erkennbar. Bei einer Verringerung der Betongüte zeigt sich eine etwas größere Schädigung durch Druckbeanspruchung im Vergleich zu den weiteren Berechnungen. Infolge einer Erhöhung der Betongüte ergibt sich eine geringere Schädigung. Erwartungsgemäß ergibt sich der größte Einfluss durch eine verringerte bzw. erhöhte Anprallgeschwindigkeit. Infolge einer verringerten Anprallgeschwindigkeit ist keine Schädigung im Druckbereich mehr vorhanden und infolge der erhöhten Anprallgeschwindigkeit die größte Druckschädigung. Eine größere Schädigung zeigt sich auch für den Anprall an eine Wand ohne Bewehrung.

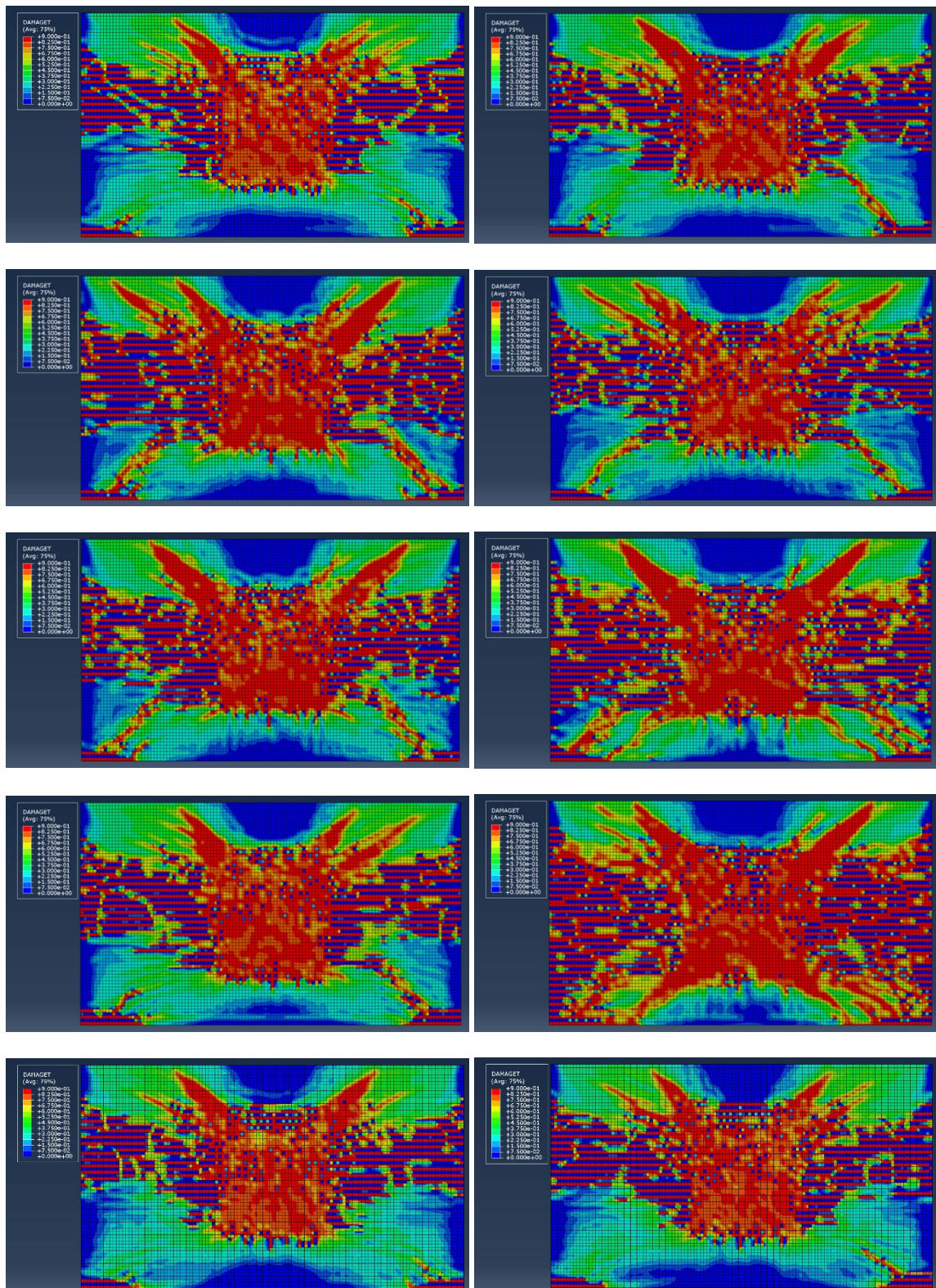
Alles in allem zeigen die Ergebnisse des Schadensparameters Damage-C, dass die Betondruckfestigkeit in den durchgeführten Anprallsimulationen teilweise gar nicht und sonst nur gering überschritten wird. Dies entspricht generell den Erwartungen, da die mittlere Druckfestigkeit des Betons (f_{cm}) im Referenzmodell bei 43 N/mm² liegt. Vergleicht man diesen Wert mit dem mittleren Betondruck, welcher nach der gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] maximal anzusetzenden Belastung von 10 MN auf einer maximalen Fläche von 2 m² entstehen würde (5 N/mm²), erscheint die geringe Druckschädigung plausibel. Dass in diesen Simulationen bereichsweise Schädigungen unter Druckbeanspruchung vorhanden sind, basiert darauf, dass die Kraft vorwiegend entlang der Wagenkastenwandstruktur auf die Stahlbetonwand einwirkt und daher auf eine wesentlich geringere Fläche als 2 m². Die größte Beanspruchung tritt hierbei im Bereich des steifsten Bauteils, also im Bereich des Untergestells, auf.

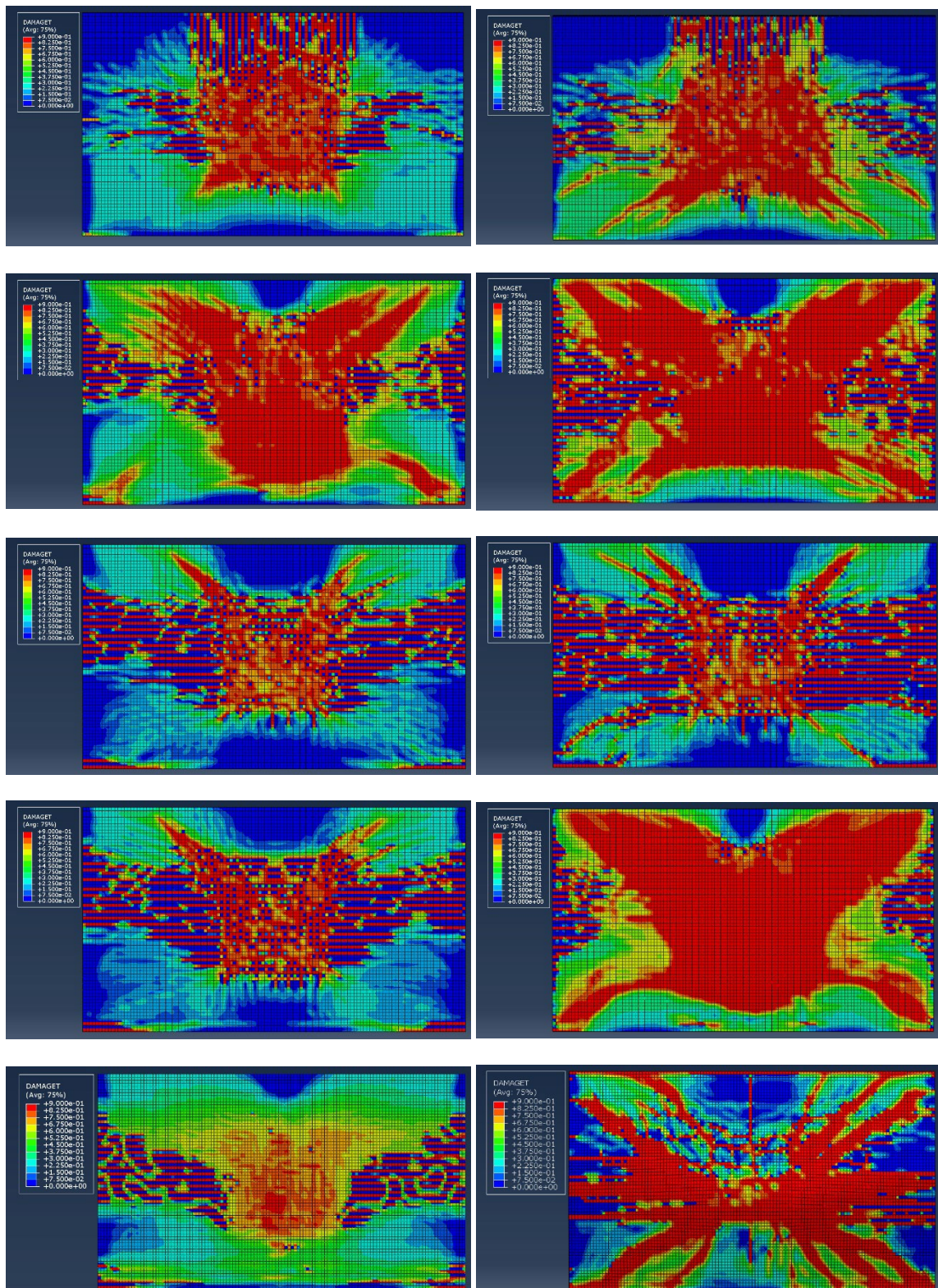
In der nachfolgenden Abbildung ist für die Modelle 1 bis 22 jeweils der Schnitt mit der maximalen Druckschädigung außerhalb des Zerschellschichtbereichs herausgezogen. I. d. R. ist ein Zerschellschicht von

10 cm Dicke vorhanden, sodass die Schädigungen in diesem Bereich nicht relevant sind und bei der vergleichende Betrachtung vernachlässigt werden können. Im Anhang 15 sind die ausführlichen Grafiken aller Schnitttiefen dargestellt. In der folgenden Abbildung wird also für jedes Modell der Schnitt dargestellt, in welchem die größte Druckschädigung vorhanden ist. Dies kann sowohl an der Außenseite der Stahlbetonwand (sofern keine Zerschellschicht vorhanden ist) als auch im Inneren der Stahlbetonwand sein. Die Schnitte wurden in einem Abstand von 10 cm erstellt, sodass sich für eine Wand von 80 cm Stärke insgesamt 9 Werte ergeben; an der Anprallseite, der anprallabgewandten Seite sowie den Schnitten in 10 cm bis 70 cm Tiefe. Bei den dargestellten Ergebnissen ist zu beachten, dass die Werte der Ergebnisskalen jeweils unterschiedlich sind und daher auch die Färbungen der Elemente, welche den Schädigungsgrad angeben, je nach Modell abweichen können. Dies soll beispielhaft anhand der Schädigungen von Modell 2 und 3 verdeutlicht werden. Auf den ersten Blick sieht die Schädigung anhand der gefärbten Elemente hier nahezu identisch aus, bei genauerer Betrachtung wird jedoch deutlich, dass sich die Skalen des Schädigungsparameters Damage-C unterscheiden. Bei Modell 2 wird anhand der bereits erläuterten Definition des Schädigungsparameters eine maximale Schädigung von ca. $9,8 \times 10^{-3}$ erreicht, während bei Modell 3 eine maximale Schädigung von ca. $2,3 \times 10^{-3}$ erreicht wird. Die Elemente, welche bei Modell 2 dunkelrot gefärbt sind wären demnach bei Modell 3 lediglich grünlich gefärbt. Daher sollte der Betrachter stets die Skalen der Schädigungen beachten. Diese sind jeweils an der maximalen Schädigung orientiert und unterschiedlich gewählt, da ansonsten kaum Unterschiede erkennbar gewesen wären. In der nachfolgenden Abbildung ist für jedes Modell der Schnitt dargestellt, in welchem sich die punktuell höchste Schädigung ergibt. Dies kann sich daher auch in der Lage unterscheiden. Anhand von Anhang 15 sind dann eine noch detailliertere Auswertung und ein Vergleich verschiedener Modelle in verschiedenen Schnitttiefen möglich.









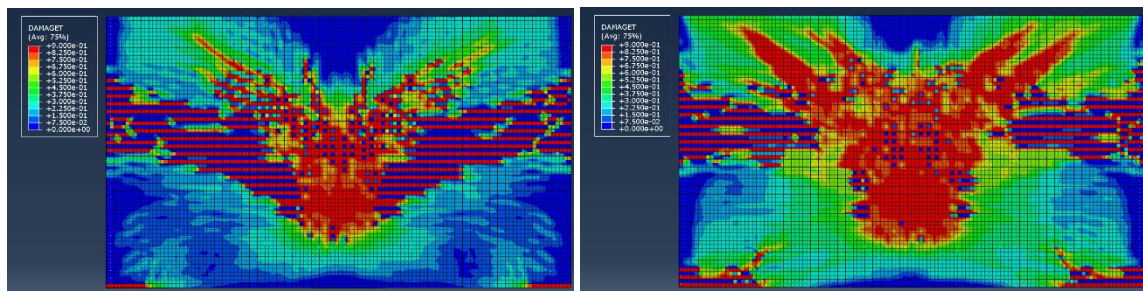


Abbildung 184: Vergleich der Zugschädigungen (Damage-T) der einzelnen Modelle der Untersuchungen zur Zerschellschicht an der anprallabgewandten Wandseite; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 22 rechts unten

An der Wandvorderseite sind meist Horizontalrisse an der Wandunterseite zu erkennen, was aufgrund der Wandeinspannung an der Unterseite plausibel ist. An den seitlichen Wandbereichen sind zudem meist kleinere Bereiche mit einer starken Schädigung zu erkennen. Zusätzlich ist im Anprallbereich des Wagenkastens eine deutliche Schädigung vorhanden. Betrachtet man die Schädigung in den unterschiedlichen Wandtiefen, wandert die Schädigung zum mittleren Wandbereich hin. So ist an der Wandrückseite im Anprallbereich des Wagenkastens eine fast komplette Schädigung in einem Bereich, der etwa dem Wagenkastenquerschnitt entspricht, vorhanden. Eine Schädigung ist an der Wandrückseite und, ausgehend von diesem Bereich, zudem diagonal an allen vier Seiten nach unten und oben zu erkennen. Zudem sind die seitlichen Wandbereiche mit Horizontalrisse übersät. Die Wand hat hierbei in den meisten Simulationen noch nicht komplett versagt, was sich anhand der Verformungen gut nachvollziehen lässt. Die maximale Verformung in y-Richtung für Modell 1 liegt z. B. bei 9,02 mm und für Modell 6 bei 19,86 mm. Anhand dieser Verformungswerte ist auch deutlich die verringerte Steifigkeit infolge der geringeren Bewehrungsmenge in Modell 6 erkennbar. Eine lediglich einlagige Bewehrungsführung an der Wandanprallseite zeigt bei ansonsten gleichen Bewehrungsdurchmessern einen relativ geringen Einfluss auf die Zugschädigung. Aufgrund der auf der Rückseite auftretenden Biegebelastung scheint ein geringer Einfluss der Bewehrung an der Wandvorderseite auf die Zugschädigung ebenfalls plausibel zu sein. Dies zeigt sich auch infolge einer relativ geringen Vergrößerung der Verformung. Die maximale Verformung für Modell 7 liegt bei 10,35 mm und für Modell 8 bei 24,81 mm. Durch eine Erhöhung der Zerschellschichtdicke ergibt sich ebenfalls ein sehr geringer Einfluss auf die Zugschädigung. Eine veränderte Lagerung hat einen deutlichen Einfluss auf die Zugschädigung. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass die Schädigung eines großen Wandbereichs vorliegt, sodass die Standsicherheit der Wand hier offenbar nicht mehr sichergestellt ist. Eine verringerte Betongüte führt erwartungsgemäß zu einer stärkeren Schädigung und umgekehrt. Bei Modell 14 ist die Wand so stark beschädigt, dass keine Standfestigkeit mehr gegeben ist. Bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h ergibt sich ein ähnliches Bild wie bei Betongüte C20/25, sodass die Schädigung hier ebenfalls darauf hindeutet, dass die Standsicherheit nicht mehr gewährleistet ist. Für eine Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h verringert sich die Zugschädigung. Die Zugschädigung im Modell ohne Bewehrung lässt ebenfalls darauf schließen, dass die Wand hier komplett beschädigt ist.

Da die Schädigungen mit den Verformungen verknüpft sind, sind in Tabelle 53 die maximalen Verformungen der Wand in Anprallrichtung für die untersuchten Modelle aufgelistet. Anhand dieser Verformungen lässt sich die veränderte Steifigkeit infolge geänderter Bewehrungsmenge bzw. Bewehrungsführung gut erkennen. Die maximale Durchbiegung befindet sich bei allen Modellen, außer den Modellen mit einer Lagerung als Kragarm, bei denen sich diese an der Wandoberseite befindet, ziemlich genau in Wandmitte. Die Verformungen spiegeln zudem deutlich die Schädigungen im Zugbereich wider, da diese direkt miteinander verknüpft sind. Es wird deutlich, dass die Verformung bei einer Lagerung als Kragarm – im Vergleich zur verwendeten Standardlagerung mit einer Einspannung am Wandfuß sowie einer an der Wandoberseite horizontal starren Lagerung – wesentlich vergrößert wird. Bei Modell 12 ergibt sich daher eine maximale Verformung von etwa 470,7 mm. Da ein Gesamtversagen der Konstruktion durch die gewählten Materialeigenschaften nicht explizit dargestellt wird, ist hier von einem Komplettversagen der

Wand auszugehen. Dies zeigt sich auch bei der Betrachtung der Zugschädigungen. Ähnlich verhält sich das Modell ohne Bewehrung, bei welchem es zu einer maximalen Verformung von ca. 434,1 mm kommt. Auch hier ist anhand der Verformungen und der Zugschädigungen erkennbar, dass von einem Komplettversagen der Wand auszugehen ist.

TABELLE 53: MAXIMALE VERFORMUNG DER WAND IN Y-RICHTUNG (ANPRALLRICHTUNG) AN DER WANDSEITE (ANPRALLSITUATION 6, REFERENZMODELL)

Anprall an die Wandseite						
	Modell 1	Modell 2	Modell 3	Modell 4	Modell 5	Modell 6
Max. Verformung [mm]	9,02	10,09	13,83	11,28	13,91	19,86
	Modell 7			Modell 8		
Max. Verformung [mm]	10,35			24,81		
	Modell 9			Modell 10		
Max. Verformung [mm]	9,38			9,43		
	Modell 11			Modell 12		
Max. Verformung [mm]	86,70			470,70		
	Modell 13			Modell 14		
Max. Verformung [mm]	16,31			28,29		
	Modell 15			Modell 16		
Max. Verformung [mm]	6,62			15,13		
	Modell 17			Modell 18		
Max. Verformung [mm]	5,37			49,16		
	Modell 19			Modell 20		
Max. Verformung [mm]	6,30			434,10		
	Modell 21			Modell 22		
Max. Verformung [mm]	8,21			12,41		

Betrachtet man die Spannungen im Stahl, ist zu erkennen, dass der Stahl bei den Modellen 1 bis 5 nicht ins Fließen kommt, sondern im elastischen Bereich verbleibt. Bei Modell 6 ergibt sich an den beiden Bewehrungslagen der Wandvorderseite im Wandfußbereich im Bereich der Einspannung eine Spannung von über 501,25 N/mm², sodass der Stahl hier geringfügig fließt. Bei Modell 8 kommt es am Wandfußbereich der Wandvorderseite zu einer etwas höheren Stahlspannung im plastischen Bereich – im Vergleich zur zweilagigen Bewehrungsführung. Durch eine Anpassung der Lagerung als Kragarm kommt der Stahl sowohl bei Modell 11 als auch bei Modell 12 ins Fließen. Durch eine Anpassung der Betongüte auf C20/25 ergibt sich für Modell 14 ebenfalls eine Spannung im plastischen Bereich, und zwar an den beiden vorderen Bewehrungslagen im Einspannbereich. Bei Modell 16 kommt es zu einem geringfügigen Fließen im Bereich der Einspannstelle. Infolge einer veränderten Anprallgeschwindigkeit gerät der Stahl nicht ins Fließen. Eine Übersicht der maximalen Stahlspannungen im Druck- und Zugbereich aller untersuchten Bewehrungsführungen ist in Tabelle 54 gegeben.

TABELLE 54: MAXIMALE SPANNUNGEN IM BEWEHRUNGSSTAHL FÜR DEN ANPRALL AN DIE WAND-SEITE (ANPRALLSITUATION 6)

Modell		Max. σ vertikal außen/innen vorne [N/mm ²]	Max. σ horizontal außen/innen vorne [N/mm ²]	Max. σ Bügel außen/innen [N/mm ²]	Max. σ ver- tikal hinten [N/mm ²]	Max. σ hori- zontal hinten [N/mm ²]
1	Z	462,5 / 477,6	61,5 / 144,8	41,8 / 39,9	202,9	181,6
	D	98,1 / 51,8	54,8 / 153,4	54,5 / 20,3	93,4	61,1
2	Z	466,1 / 476,8	83,2 / 183,9	46,8 / 23,4	223,7	212,6
	D	106,8 / 56,3	61,1 / 175,9	47,1 / 33,1	74,5	81,0
3	Z	479,2 / 486,9	104,5 / 171,5	91,7 / 90,4	316,7	274,2
	D	153,5 / 81,8	79,6 / 135,0	48,0 / 37,2	79,4	65,8
4	Z	467,9 / 477,8	82,5 / 115,0	67,3 / 93,8	251,2	230,0
	D	111,5 / 80,7	57,5 / 113,9	42,4 / 28,1	77,5	76,4
5	Z	483,4 / 487,8	93,5 / 168,1	98,5 / 101,5	330,7	280,0
	D	144,0 / 81,0	65,8 / 169,0	37,1 / 78,2	88,5	68,7
6	Z	511,5 / 513,6	144,5 / 307,9	116,0 / 123,1	498,5	367,6
	D	174,2 / 110,8	72,8 / 182,5	56,0 / 54,0	87,6	71,1
7	Z	476,1 / -	93,8 / -	59,2 / -	212,2	194,3
	D	112,4 / -	51,1 / -	53,4 / -	46,5	67,6
8	Z	526,5 / -	224,7 / -	191,9 / -	499,0	472,2
	D	205,0 / -	56,1 / -	67,2 / -	63,5	85,1
9	Z	467,3 / 484,6	70,6 / 74,1	49,4 / 53,7	199,2	185,4
	D	99,9 / 48,3	49,1 / 35,6	42,3 / 33,4	93,8	59,6
10	Z	476,6 / 490,7	72,6 / 125,4	37,3 / 72,6	198,8	188,9
	D	100,9 / 37,3	54,0 / 57,7	41,7 / 22,4	100,9	67,3
11	Z	542,5 / 538,8	156,4 / 205,1	203,8 / 107,7	155,0	469,6
	D	35,5 / 20,4	123,3 / 143,6	42,0 / 24,9	301,2	41,3
12	Z	567,0 / 567,0	428,4 / 479,5	500,6 / 261,6	504,3	514,3
	D	106,4 / 90,9	168,6 / 173,4	70,3 / 48,6	239,2	79,6
13	Z	429,8 / 409,3	71,9 / 169,4	63,0 / 52,7	197,8	308,1
	D	111,7 / 71,6	94,8 / 142,8	43,8 / 25,1	166,6	72,0
14	Z	515,5 / 515,9	146,8 / 442,6	121,4 / 118,9	494,4	466,0
	D	257,8 / 176,6	64,7 / 174,6	54,1 / 61,7	134,2	84,1
15	Z	432,7 / 459,8	356,3 / 426,1	34,4 / 27,6	209,7	198,6
	D	71,1 / 37,9	39,3 / 88,2	37,9 / 20,1	53,7	51,8

Modell		Max. σ vertikal außen/innen vorne [N/mm ²]	Max. σ horizontal außen/innen vorne [N/mm ²]	Max. σ Bügel außen/innen [N/mm ²]	Max. σ ver- tikal hinten [N/mm ²]	Max. σ hori- zontal hinten [N/mm ²]
16	Z	502,4 / 505,9	126,1 / 142,5	150,5 / 168,2	423,8	420,5
	D	142,0 / 90,7	49,1 / 153,5	60,3 / 75,2	57,6	67,6
17	Z	366,0 / 383,4	339,4 / 63,4	45,0 / 20,9	149,5	162,8
	D	43,9 / 24,4	26,1 / 22,5	39,8 / 23,9	33,5	47,0
18	Z	442,5 / 445,4	187,8 / 407,1	112,2 106,7/	481,1	490,0
	D	197,3 / 114,1	260,9 / 264,9	92,1 / 39,3	92,2	209,5
21	Z	396,0 / 401,0	52,7 / 44,0	17,8 / 13,4	218,7	295,8
	D	107,9 / 60,4	97,0 / 53,9	26,0 / 21,8	127,4	52,0
22	Z	460,0 / 470,4	82,3 / 111,8	65,9 / 33,2	248,6	416,0
	D	90,1 / 69,8	94,5 / 47,7	49,0 / 19,1	142,9	79,2

Z = maximale Zugkraft

D = maximale Druckkraft

Aufgrund der großen Menge an Bildern und Ansichten zu den Beschädigungen und Stahlspannungen gibt Tabelle 55 einen Überblick darüber, bei welcher Modellanpassung sich die Beschädigungen und Stahlspannungen verändern. Als Referenzmodell, mit welchem die Beschädigungen und Stahlspannungen verglichen werden, wird hierzu Modell 5 verwendet. Hierbei wird darauf hingewiesen, dass die Beurteilung qualitativ erfolgt und für einen genaueren Vergleich sowie einzelne Details die Ansichten im Anhang zu beachten sind.

Insgesamt ergibt sich für Anprallsituation 6 eine sehr geringe Druckschädigung des Betons. Die größten Beschädigungen treten infolge der Zugspannungen auf, welche an der Vorderseite vorwiegend im Einspannbereich unten sowie im Anprallbereich des Wagenkastens, an der Wandrückseite großflächig in Wandmitte wirken. Durch eine dickere Wand kann die Schädigung insgesamt verringert werden, wie bereits in Kapitel 4 ersichtlich wurde. Eine Zerschellschicht mit zusätzlicher Bewehrung an der Wandanprallseite zeigt jedoch keinen nennenswerten Einfluss.

TABELLE 55: QUALITATIVER VERGLEICH DER DRUCK- UND ZUGSCHÄDIGUNGEN SOWIE DER STAHL-SPANNUNG, REFERENZMODELL: MODELL 5 (ANPRALLSITUATION 6)

Modell	Damage-C	Damage-T	Stahlspannung
1	++	+	+
2	o	o+	o+
3	o	o	o
4	o+	+	o+
5	Referenz	Referenz	Referenz
6	o	-	-
7	o	o+	+
8	o	--	-
9	o	+	+
10	+	+	+
11	o	o	-
12	-	--	--
13	-	-	o+
14	-	--	--
15	++	+	+
16	o	o	-
17	++	+	++
18	--	--	o
19	o	+	gibt's nicht
20	--	--	gibt's nicht
21	++	+	+
22	o	o+	o+

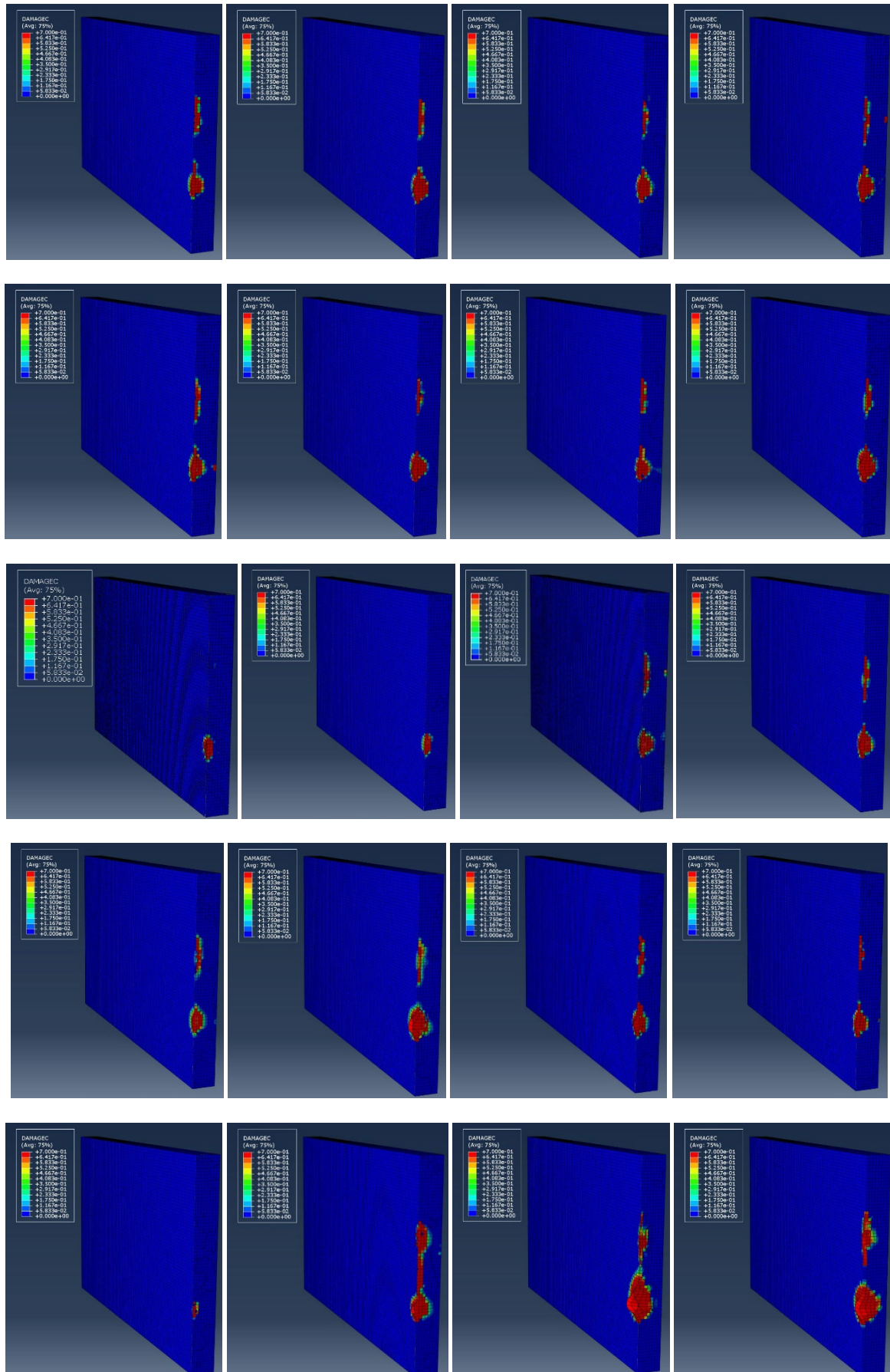
- deutliche Zunahme der Schädigung/Spannung
- Zunahme der Schädigung/Spannung
- o- geringe Zunahme der Schädigung/Spannung
- o annähernd keine Veränderung der Schädigung/Spannung
- o+ geringe Abnahme der Schädigung/Spannung
- + Verringerung der Schädigung/ Spannung
- ++ deutliche Verringerung der Schädigung/Spannung

5.4.5.2 Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2)

In den Anprallsimulationen des Anpralls an den Wandkopf zeigen die unterschiedlichen Simulationen ein relativ ähnliches Bild der Schädigungen. Eine unterschiedlich starke Druckschädigung tritt an der Anprallkante des Wandkopfs der Stahlbetonwand im Bereich des Untergestells und der unteren Seitenwand des anprallenden Wagenkastens sowie im Bereich der oberen Seitenwand am Übergangsbereich zum Dach des Wagenkastens auf. Eine geringe Druckschädigung ist, abhängig von der Bewehrungsführung, in Wandlängsrichtung meist bis in eine Tiefe von 40 cm bis 60 cm zu erkennen. Dies ist bei den Modellen 1 bis 6 relativ ähnlich. U- und L-förmigen Zerschellschichten zeigen im Vergleich keinen Einfluss auf die Druckschädigung. Eine dickere Zerschellschicht, also eine weiter vom Rand sitzende zweite Bewehrungslage, nimmt ebenfalls kein Einfluss auf die Druckschädigung – bei der Betrachtung in gleicher Schnitttiefe in x-Richtung. Dies bedeutet jedoch, dass die Druckschädigung im Modell mit 15 cm bzw. 20 cm im Bereich der inneren Bewehrungslage, also nach dem »Wegschneiden« der Zerschellschicht, deutlich verringert ist. In 10 cm Schnitttiefe ist in den unterschiedlichen Modellen meist eine Druckschädigung im erläuterten oberen und unteren Wandbereich erkennbar, in 20 cm Schnitttiefe nur noch in einem kleineren Teil des unteren Bereich. Bei genauerer Betrachtung zeigt sich, dass eine Druckschädigung bereits nach 11 cm eintritt welche eher der Schädigung nach 20 cm als der nach 10 cm entspricht, was auf der Elementkantenlänge von 10 cm basiert. Somit zeigt sich bereits in der zweiten Elementreihe in x-Richtung eine wesentlich geringere Schädigung im Vergleich zur äußeren Elementreihe. Veränderte Lagerungsbedingungen mit einer Lagerung der Wand als Kragarm zeigen keinen Einfluss auf die Druckschädigung der Wand. Eine Verringerung der Betongüte auf C20/25 bewirkt eine stärkere Druckschädigung im Wandkopfbereich. Dies zeigt sich durch eine etwas stärkere Schädigung der Wandaußenseite, aber vor allem durch eine tiefer in x-Richtung reichende Schädigung. Infolge einer Verringerung der Anprallgeschwindigkeit auf 50 km/h ergibt sich eine deutliche Reduzierung der Druckschädigung. So ist hier bereits nach 20 cm kaum noch eine Beschädigung vorhanden. Bei einer Erhöhung der Anprallgeschwindigkeit erhöht sich auch die Betondruckschädigung. Dies zeigt sich zum einen an der Wandkopfvorderseite außen und zum anderen durch eine tiefer in x-Richtung reichende Schädigung. An der Wand ohne Bewehrung zeigt sich eine starke Druckschädigung. Diese ist sowohl an der Wandaußenseite stärker als in den Vergleichsmodellen erkennbar, als auch weitreichender in x-Richtung vorhanden. Erst in 80 cm Tiefe ist keine Betondruckschädigung mehr vorhanden.

Insgesamt ergibt sich infolge Druckbeanspruchung für Anprallsituation 2 ein anderes Bild als für Anprallsituation 6. Bei Anprallsituation 2 ist in allen Simulationen eine deutliche Druckschädigung vorhanden, die je nach der Bewehrungs- und Modellanpassung variiert. Die vorhandene Druckschädigung lässt sich jedoch gut dadurch erklären, dass bei Anprallsituation 2 eine wesentlich geringere Fläche durch den Anprall des Wagenkastens beansprucht wird. Infolgedessen ist der Druck bereichsweise deutlich höher, sodass es zu der vorhandenen Druckschädigung kommt. Zudem windet sich das Schienenfahrzeug quasi um die vordere Wandecke, an welchem die größten Schädigungen zu erkennen sind. Hier kommt es lokal zu einer hohen Belastung.

Wie bereits im vorigen Abschnitt für Anprallsituation 6 wird nachfolgend die Druckschädigung (Damage-C) für Anprallsituation 2 dargestellt. Die größte Druckschädigung zeigt sich hier bei allen Modellen vorwiegend vorne am Wandkopf, im direkten Anprallbereich des Wagenkastenuntergestells. Um den Einfluss der Zerschellschicht darzustellen, wird jeweils der Schnitt in Wandlängsrichtung nach dem Ende der Zerschellschicht betrachtet. Beim Regelfall mit 10 cm Zerschellschichtdicke wird also der Schnitt in 10 cm Tiefe in Wandlängsrichtung betrachtet, bei einem Modell ohne Zerschellschicht der Schnitt außen am Wandkopf und bei einer Zerschellschichtdicke von 20 cm der Schnitt in 20 cm Tiefe.



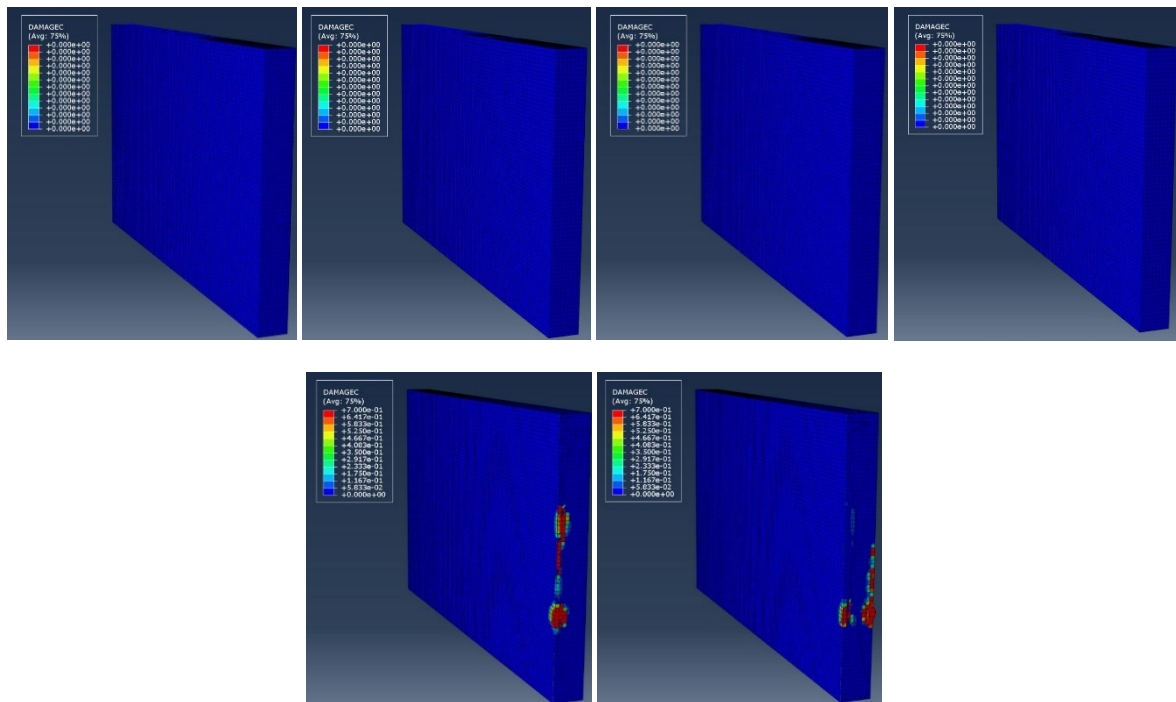
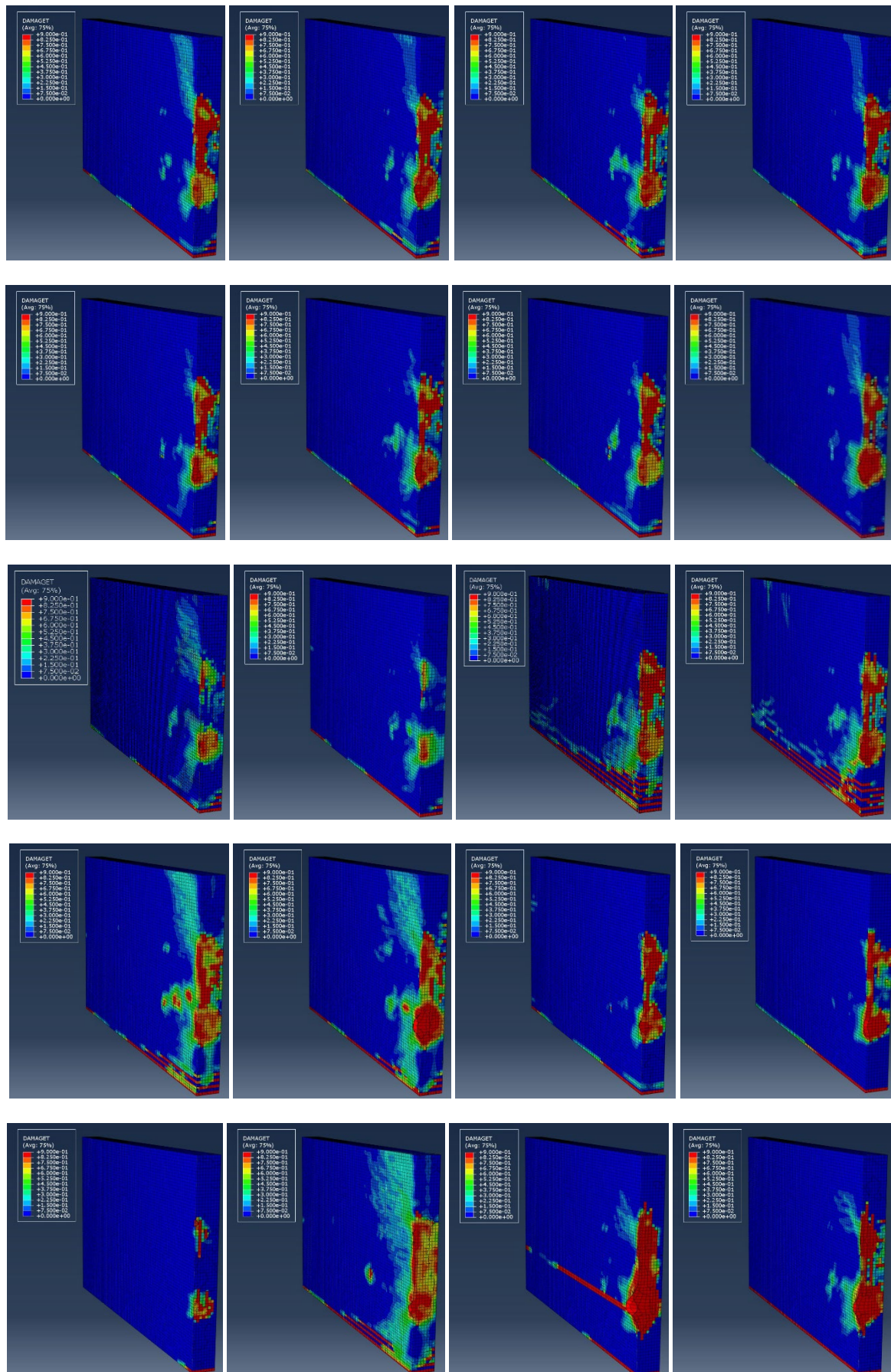


Abbildung 185: Vergleich der maximalen Druckschädigungen (Damage-C) der einzelnen Modelle (Maximalwert aus den Schnitten über die Tiefe) der Untersuchungen zur Zerschellschicht; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 26 rechts unten

Die Zugschädigung des Betons folgt in den verschiedenen Simulationen einem ähnlichen Muster. An der Wandkopf- und Wandfußseite ist meist eine großflächige Schädigung vorhanden, die sich etwa von der Höhe des Wagenkastenuntergestells bis zum Dachbereich erstreckt und stärker ausgeprägt ist als die Druckschädigung. Hinzu kommt eine horizontale Zugschädigung im Einspannbereich am Wandfuß. An der Wandvorder- und Wandrückseite sind zudem geringe weitere Schädigungen zu erkennen. Zwischen den unterschiedlichen Bewehrungsgehalten der Modelle 1 bis 6 ergibt sich kein wesentlicher Unterschied in den Zugschädigungen des Betons. Infolge einer U-förmigen anstatt einer L-förmigen Zerschellschicht zeigt sich ebenfalls kein wesentlicher Einfluss auf die Zugschädigung. Durch eine dickere Zerschellschicht, also eine weiter vom Rand sitzende zweite Bewehrungslage, zeigt sich erwartungsgemäß kein Einfluss auf die Zugschädigung bei der Betrachtung in der gleichen Schnitttiefe in x-Richtung. Die gleiche Schichttiefe bedeutet allerdings, dass sich ein Schnitt in 10 cm Tiefe bei einer Zerschellschichtdicke von 20 cm mittig in der Zerschellschicht befindet und bei einer Zerschellschichtdicke von 10 cm im Übergangsbereich zwischen Zerschellschicht und tragendem Querschnitt. Daraus folgt, dass die Zugschädigung im Modell mit 15 cm bzw. 20 cm Zerschellschicht im Bereich der inneren Bewehrungslage, also nach »Wegschneiden« der Zerschellschicht, deutlich verringert ist. In 20 cm Schnitttiefe ist bereits eine deutlich geringere Zugschädigung als in 10 cm Tiefe vorhanden. Durch eine Lagerung der Wand als Kragarm erhöhen sich die Zugschädigungen im unteren Wandbereich nahe der Einspannung deutlich. Durch eine Verringerung der Betongüte auf C20/25 erhöht sich die Zugschädigung ebenfalls deutlich, während sie durch eine Erhöhung der Betongüte auf C50/60 verringert wird. Die Anprallgeschwindigkeit besitzt ebenfalls einen deutlichen Einfluss auf die Zugschädigung. Bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50 km/h wird die Zugschädigung deutlich verringert, bei 200 km/h deutlich erhöht. Für die Anprallsimulation an eine Betonwand ohne Bewehrung ergibt sich eine größere Zugschädigung. Speziell am Wandfuß im Einspannbereich ist hier eine durchgängige Elementreihe beschädigt.

Wie für die Druckschädigung Damage-C werden nachfolgend für die Zugschädigung Damage-T die Schnitte im Bereich nach der Zerschellschicht dargestellt.



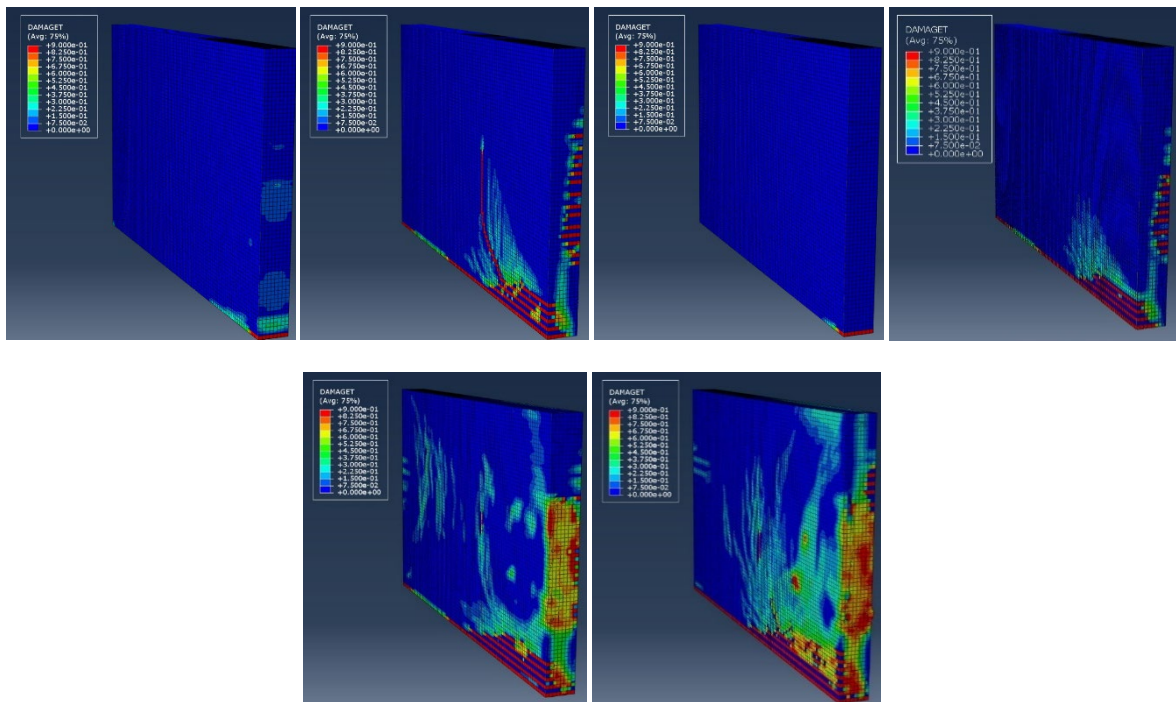


Abbildung 186: Vergleich der maximalen Zugschädigungen (Damage-T) der einzelnen Modelle (Maximalwert aus den Schnitten über die Tiefe) der Untersuchungen zur Zerschellschicht; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 26 rechts unten

Auch beim Anprall an den Wandkopf erfolgt eine Auswertung der Spannungen im Bewehrungsstahl. Die maximalen Spannungen in den unterschiedlichen Bewehrungslagen sind in Tabelle 56 aufgeführt.

TABELLE 56: MAXIMALE SPANNUNGEN IM BEWEHRUNGSSTAHL FÜR DEN ANPRALL AN DEN WANDKOPF (ANPRALLSITUATION 2)

Modell		Max. σ vertikal außen/innen [N/mm ²]	Max. σ horizontal außen/innen [N/mm ²]	Max. σ Bügel außen/innen [N/mm ²]
1	Z	477,4 / 298,5	567,0 / 314,8	567,0 / 444,8
	D	336,2 / 271,1	486,4 / 371,5	540,7 / 171,9
2	Z	549,5 / 470,5	567,0 / 367,7	567,0 / 524,9
	D	509,2 / 409,6	559,9 / 488,0	567,0 / 438,8
3	Z	527,5 / 500,1	564,9 / 410,3	566,9 / 544,0
	D	507,8 / 329,0	553,4 / 531,7	567,0 / 508,3
4	Z	524,0 / 372,3	567,0 / 354,2	567,0 / 532,3
	D	355,5 / 345,8	567,0 / 534,8	567,0 / 552,6
5	Z	481,9 / 210,3	565,2 / 500,7	566,8 / 510,2
	D	322,7 / 187,2	566,6 / 122,7	556,6 / 402,1
6	Z	567,0 / 299,4	567,0 / 505,2	567,0 / 567,0
	D	517,5 / 66,6	567,0 / 262,9	567,0 / 538,7

Modell		Max. σ vertikal außen/innen [N/mm ²]	Max. σ horizontal außen/innen [N/mm ²]	Max. σ Bügel außen/innen [N/mm ²]
7	Z	427,1 / 180,4	561,9 / 296,4	567,0 / 427,0
	D	309,7 / 235,0	554,1 / 244,3	565,0 / 307,4
8	Z	567,0 / 504,3	567,0 / 444,1	567,0 / 562,4
	D	511,2 / 277,8	567,0 / 522,2	567,0 / 541,0
9	Z	518,0 / 205,2	567,0 / 314,1	567,0 / 567,0
	D	195,8 / 57,7	566,7 / 506,4	567,0 / 537,6
10	Z	487,7 / 152,6	534,7 / 63,7	554,4 / 354,1
	D	174,7 / 29,2	501,5 / 228,0	566,9 / 190,2
11	Z	470,8 / 257,5	563,7 / 360,3	555,9 / 481,8
	D	349,8 / 163,3	478,7 / 201,4	465,0 / 188,1
12	Z	507,3 / 476,2	566,5 / 490,7	567,0 / 522,2
	D	516,3 / 95,7	567,0 / 464,3	567,0 / 476,4
13	Z	501,9 / 479,9	559,6 / 477,7	567,0 / 426,7
	D	457,7 / 466,0	567,0 / 224,1	567,0 / 222,1
14	Z	567,0 / 544,7	567,0 / 450,4	567,0 / 567,0
	D	520,6 / 348,8	567,0 / 567,0	567,0 / 567,0
15	Z	532,6 / 413,5	567,0 / 529,5	567,0 / 484,2
	D	477,3 / 503,2	567,0 / 87,0	567,0 / 143,9
16	Z	520,6 / 250,4	567,0 / 492,6	562,7 / 507,9
	D	502,7 / 289,9	478,7 / 494,3	479,3 / 502,6
17	Z	267,5 / 82,09	358,1 / 472,7	554,6 / 155,5
	D	321,1 / 126,6	425,2 / 62,07	442,7 / 164,1
18	Z	559,1 / 501,1	567,0 / 442,7	567,0 / 567,0
	D	484,4 / 407,0	567,0 / 516,8	567,0 / 503,5
21	Z	85,6 / 83,2	3,8 / 2,2	210,2 / 221,8
	D	42,3 / 31,8	58,5 / 56,3	57,8 / 57,0
22	Z	322,7 / 336,0	172,5 / 83,1	93,1 / 59,5
	D	121,7 / 51,2	32,8 / 10,0	70,7 / 30,6
23	Z	60,2 / 58,4	3,4 / 1,7	11,6 / 11,7
	D	22,8 / 18,0	33,0 / 31,0	31,3 / 31,0
24	Z	261,3 / 286,4	44,5 / 30,5	65,6 / 40,7
	D	78,0 / 36,9	21,1 / 5,1	68,2 / 32,5
25	Z	519,4 / 407,4	559,7 / 389,1	565,6 / 299,4
	D	493,5 / 479,6	529,1 / 80,3	567,0 / 392,5
26	Z	471,1 / 471,7	510,1 / 286,6	553,3 / 567,0
	D	401,1 / 128,7	508,6 / 186,6	466,9 / 446,8

Aufgrund der großen Menge an Bildern und Ansichten zu den Beschädigungen und Stahlspannungen gibt die folgende Tabelle einen Überblick darüber, durch welche Modellanpassung sich die Beschädigungen und Stahlspannungen verändern. Als Referenzmodell, mit welchem die Beschädigungen und Stahlspannungen verglichen werden, wird hierzu Modell 5 verwendet. Hierbei wird darauf hingewiesen, dass die Beurteilung qualitativ erfolgt und für einen genaueren Vergleich sowie einzelne Details die Ansichten im Anhang zu beachten sind.

TABELLE 57: QUALITATIVER VERGLEICH DER DRUCK- UND ZUGSCHÄDIGUNGEN SOWIE DER STAHLSPANNUNG, REFERENZMODELL: MODELL 5 (ANPRALLSITUATION 6)

Modell	Damage-C	Damage-T	Stahlspannung
1	o+	o	o
2	o	o	o-
3	o	o	o-
4	o-	o	o-
5	Referenz	Referenz	Referenz
6	o	o-	-
7	o	o	o-
8	-	o-	-
9	o	o	o-
10	o	o	o+
11	o	-	o
12	o	-	o-
13	o	--	o
14	-	--	--
15	o	o+	o
16	o	o+	o
17	++	++	
18	-	--	--
19	--	--	gibt's nicht
20	--	--	gibt's nicht
21	++	++	++
22	++	o-	+

Modell	Damage-C	Damage-T	Stahlspannung
23	++	++	++
24	++	o	++
25	o	--	o+
26	o-	--	o-

- deutliche Zunahme der Schädigung/Spannung
- Zunahme der Schädigung/Spannung
- o- geringe Zunahme der Schädigung/Spannung
- o annähernd keine Veränderung der Schädigung/Spannung
- o+ geringe Abnahme der Schädigung/Spannung
- + Verringerung der Schädigung/Spannung
- ++ deutliche Verringerung der Schädigung/Spannung

Insgesamt wird somit ersichtlich, dass die Zerschellschicht im Falle des Anpralls an den Wandkopf einen positiven Effekt aufweist. Die Schnitte in den unterschiedlichen Wandtiefen zeigen, dass nach 10 cm bereits eine deutlich geringere Betonschädigung zu erkennen ist als an der Wandaußenseite. Wird die Zerschellschicht auf 15 cm bzw. 20 cm vergrößert, ergibt sich ebenfalls ein positiver Einfluss, da die Beschädigungen in diesen Schnitttiefen bereits wesentlich verringert sind.

6 Risikoansatz zur Bewertung der anzunehmenden Lasten

6.1 Risikoanalyse und ihre Anwendungsbereiche

Für viele Bereiche mit Risiken liegen nur unzureichende historische Daten vor, weil bisher nur sehr selten Ausfälle oder Unfälle eintraten. Dies trifft zum Beispiel auf Kernkraftwerke oder die Einführung neuer Flugzeugtypen zu [75]. In solchen Fällen stellt die Risikoanalyse eine Möglichkeit dar, die Risiken eines bestimmten Ereignisses, z.B. eines Anpralls, abzuschätzen. Eine Risikoanalyse kann auf nahezu jeglichen Lebensbereich angewendet werden. Als Teil eines Sicherheitskonzepts findet sie breite Anwendung in vielen verschiedenen Wirtschaftssektoren sowie im Gesundheitswesen oder im Umweltschutz. Besonders im Bereich der Wirtschafts- und Finanzmathematik ist die Risikoanalyse ein elementarer Bestandteil des Risikomanagements. Auch im technischen Bereich kann sie hilfreich sein, um komplexe Vorgänge übersichtlicher abzubilden und potenzielle Gefährdungen zu identifizieren. Damit stellt sie ein wichtiges Instrument zur Beurteilung der Maschinen- und Betriebssicherheit dar. So ist sie beispielsweise gut geeignet, um die einzelnen Elemente eines Systems zu untersuchen und deren Einfluss auf die Funktionalität des gesamten Systems zu beleuchten. Hierbei bieten Methoden wie die Erstellung von Fehlerbäumen eine gute Möglichkeit, die Zusammenhänge und Szenarien, die zum Ausfall von bestimmten Komponenten oder des gesamten Systems führen, zu visualisieren [52]. Ein nützliches Werkzeug ist die Risikoanalyse auch zur Erarbeitung und Verbesserung von Schutzmaßnahmen für Objekte, von denen eine große Gefahr für die Bevölkerung ausgehen kann oder die vor Gefahren von außen geschützt werden sollen. Hierbei ist u. a. die Sicherheit von Kernkraftwerken gegen äußere Einwirkungen wie Terroranschläge oder Umweltkatastrophen anzuführen. Aber auch andere Gebäude mit großer öffentlicher Bedeutung können im Mittelpunkt einer Risikoanalyse stehen. So sensibilisierte auch der Terror-Anschlag auf das World Trade Center am 11. September 2001 die Wahrnehmung der Menschen für Bedrohungen und die Einschätzung der Risiken und ihrer Folgen [103]. Bei außergewöhnlichen Beanspruchungen dieser Art handelt es sich i. d. R. um kurzzeit-dynamische Einwirkungen, welche teilweise nicht in allgemeingültigen Regelwerken zu finden sind [103]. Ähnlich verhält es sich bei den Anpralllasten aus dem Eisenbahnverkehr. Zwar liegt eine Grundlage für die Bemessung mit statischen Ersatzlasten in DIN EN 1991-1-7 [54] sowie DIN EN 1991-1-7/NA [55] vor, jedoch kann ergänzend hierzu ein risikobasierter Ansatz aufgrund der vielen Variablen zielführend sein. Der Fokus beim Risikoansatz im Rahmen dieses Berichts liegt vor allem darauf, die Wahrscheinlichkeiten für das Eintreten einer Entgleisung und eines möglichen Anpralls zu ermitteln.

6.2 UIC-Merkblatt 777-2

Das UIC-Merkblatt 777-2 [123] enthält Empfehlungen zur Abschätzung der Risiken für Bauwerke über Gleisen, aufgrund derer Maßnahmen ergriffen werden sollen, um die Folgewirkungen eines Anpralls auf ein Minimum zu reduzieren. Neben Vorbeugungsmaßnahmen wird auch auf Schutzvorrichtungen eingegangen. Wie in DIN EN 1991-1-7 [54] erfolgt die Einteilung in die Bauwerksklassen A und B, welche gesondert betrachtet werden müssen. Bezogen auf diese Bauwerksklassen gibt das Merkblatt einige Risikoeinflusskriterien an. Es werden Faktoren genannt, von denen die Gefährdung der Überbauung durch entgleisende Züge und die Sicherheit der Reisenden bei diesen Überbauungen abhängt. Die aufgezählten Punkte sind in Tabelle 58 zusammengefasst:

TABELLE 58: FAKTOREN, VON DENEN DIE GEFÄHRDUNG DER ÜBERBAUUNG UND DIE SICHERHEIT DER REISENDEN ABHÄNGT, NACH [123]

Bauwerke Klasse A	Bauwerke Klasse B
<ul style="list-style-type: none"> - Anzahl der Personen auf der Überbauung - Zulässige Geschwindigkeit der Züge auf der Strecke - Anzahl der Gleise - statisches System des Bauwerks - Vorhandensein von Weichen und Kreuzungen vor einer Überbauung 	<ul style="list-style-type: none"> - Anzahl der Reisenden im Zug - Vorhandensein von Weichen und Kreuzungen - Zulässige Geschwindigkeit der Züge auf der Strecke - Anzahl der Züge auf der Strecke - Anzahl der Gleise - statisches System des Bauwerks
<p>Ebenfalls bestimmen das Risiko (aber in geringerem Maße):</p> <ul style="list-style-type: none"> - die Art des Zuges (Reisezug, Güterzug) - die Trassierung der Strecke 	<p>Ebenfalls bestimmen das Risiko (aber in geringerem Maße):</p> <ul style="list-style-type: none"> - die Anzahl der Personen auf der Überbauung - die Trassierung der Strecke

Bei der Konstruktion und Berechnung der Unterstützung von Überbauungen unterscheidet sich die Vorgehensweise für Bauwerke der Klasse A und B. Handelt es sich um ein Bauwerk der Klasse A, werden sogenannte Gefahrenzonen ausgewiesen. Zone 1 umfasst den Bereich von der Gleisachse bis zu einem Gleisachsabstand von 3 m. Diese Breite der Zone hat sich aus der Analyse vergangener Störfälle in Form von Entgleisungen ergeben. Demnach entfernt sich ein Schienenfahrzeug bei einer Entgleisung häufig um ein Versatzmaß von etwa 1,35 m von der Gleisachse. Die dem anprallgefährdeten Gebäude näherliegende Schiene wirkt in den meisten Fällen als eine Art Sicherheitsschiene und verhindert ein weiteres Abdriften des Zuges in Richtung des Bauwerks. Außerhalb dieser 3 m breiten Zone kommt es dadurch nur in Einzelfällen zu einem Kontakt mit der Unterbauung, falls die zugewandte Schiene die Führung des Zuges nicht übernimmt. Zone 2 kennzeichnet den Bereich zwischen 3 m und 5 m Gleisachsabstand und Zone 3 befindet sich im Bereich hinter Gleisabschlüssen. Den Regelfall stellen laut Merkblatt Unterbauungen in Zone 2 dar, weshalb sich die Betrachtungen auf diesen Fall beschränken. Dies hat den Hintergrund, dass Bauwerke der Zone 1 vermieden werden sollen. [123]

Bei den Bauteilen, die als Unterbauung dienen, handelt es sich um Wände, Wandscheiben und Stützen. Sie leiten die Lasten aus der Überbauung in den Untergrund ab. Neben der Zuordnung in die entsprechende Gefahrenzone spielt bei der Ermittlung der Ersatzlasten auch die Nutzung der Gleise eine Rolle. Das UIC-Merkblatt 777-2 [123] ordnet die Unterstützungen der Zone 2 daher verschiedenen Gruppen zu. Wie Gleise in der Nähe der Überbauung genutzt werden, fasst Tabelle 59 zusammen:

TABELLE 59: GRUPPEN VON UNTERSTÜTZUNGEN IN ZONE 2, NACH [123]

Gruppe	Beschreibung
Gruppe 1	Gleise werden regelmäßig von Zügen mit einer Geschwindigkeit von mehr als 50 km/h und höchstens 120 km/h befahren; Züge mit Rollmaterial, das nicht dem modernen Standard entspricht, dürfen hier höchstens 100 km/h fahren
Gruppe 2	Gleisen werden regelmäßig von Zügen mit einer Geschwindigkeit von höchstens 50 km/h befahren
Gruppe 3	Gleise werden nur für Verschub- und Beistellfahrten benutzt (Geschwindigkeiten von höchstens 20 km/h)

Für jede der drei Gruppen gibt das Merkblatt im Folgenden Hinweise zur Konstruktion und Anordnung der Unterstützungen. Wie in DIN EN 1991-1-7 [54] werden Ersatzlasten für die Berechnung angegeben. Die nachstehende Tabelle 60 stellt die im UIC-Merkblatt 777-2 [123] festgelegten Ersatzlasten auf Unterstützungen in Zone 2 zusammen:

TABELLE 60: ERSATZLASTEN ZUR BEMESSUNG IN ZONE 2, NACH [123]

Gruppenzugehörigkeit der Unterbauung	Ersatzlast parallel zur Gleisachse	Ersatzlast senkrecht zur Gleisachse
Gruppe 1	4.000 kN	1.500 kN
Gruppe 2	2.000 kN	750 kN
Gruppe 3	2.000 kN	750 kN

Laut UIC-Merkblatt 777-2 [123] treten bei Bauwerken der Klasse B Anprallsituationen infolge von Entgleisungen eher selten auf. Da die Folgen allerdings schwer sein können, darf diese Gefahr nicht außer Acht gelassen werden. Im UIC-Merkblatt 777-2 [123] wird eine Vorgehensweise vorgestellt, bei der unter Berücksichtigung verschiedener Einflussfaktoren in Anbetracht einer Kosten-Nutzen-Analyse verschiedene Vorbeugungs- und Schutzmaßnahmen bestimmt werden sollen. Aber auch ingenieurtechnische Entscheidungen und Anforderungen der Bahngesellschaften sollen berücksichtigt werden. Infrage kommt dieses Verfahren insbesondere bei der Errichtung neuer Bauwerke. Bei bestehenden Bauwerken stellt sich das Verlagern von Bauteilen, die der Unterstützung dienen, nicht als praktikabel dar. Erheblichen Einfluss auf das Risiko einer Entgleisung vor dem zu untersuchenden Bauwerk haben Weichen und Kreuzungen. Im gesamten Verlauf der Analyse sollen aber ebenfalls Faktoren wie die Zugänglichkeit von Rettungskräften zur möglichen Unfallstelle, der entstehende Sachschaden oder die Beeinträchtigung des folgenden Zugverkehrs berücksichtigt werden. Das im UIC-Merkblatt [123] vorgestellte Verfahren gliedert sich in drei wesentliche Hauptschritte. Vorerst wird das zu erwartende Risiko an der betroffenen Stelle analysiert und bewertet. In Anbetracht von eingeleiteten Schutz- und Vorbeugungsmaßnahmen findet dann eine Bewertung der Kosten und des Nutzens statt. Abschließend wird auf Grundlage der Risikoanalyse und den Anforderungen der zuständigen Behörde der seitliche Abstand und Freiraum der Unterbauungen von den Gleisen festgelegt. Im Zuge der Risikobewertung soll das jährliche Risiko einer Verletzung von Personen für die unterschiedlichen Unfallszenarien bestimmt werden. In dieses Risiko fließt zusätzlich ein Aversionsfaktor ein. Dies ist ein Faktor, der zu einer überproportionalen Gewichtung von Schäden aus Großunfällen mit vielen Opfern beiträgt und subjektiv bestimmt wird. Dem zugrunde liegt, dass in der Öffentlichkeit ein schwerer Unfall mit vielen Opfern stärker wahrgenommen wird, als mehrere kleine Unfälle mit jeweils weniger Opfern [194]. Daraufhin erfolgt eine Abschätzung des gesamten jährlichen Risikos für das Bauwerk unter Berücksichtigung aller Unfallszenarien. Das UIC-Merkblatt 777-2 [123] enthält in Anlage F umfangreiche Informationen und Parameterwerte, die für die Risikoanalyse bei Bauwerken der Klasse B verwendet werden können. Neben den Formeln zur Ermittlung der verschiedenen Risiken werden auch einige statistische Anhaltswerte für Entgleisungsraten oder Streckennutzungen geliefert. Unter Zuhilfenahme einer Ereignisbaumanalyse werden verschiedene Szenarien abgebildet und deren Wahrscheinlichkeiten bestimmt. Bei dieser Vorgehensweise erfolgt eine Gegenüberstellung der gesamten jährlichen Investitionskosten für Schutz- und Vorbeugungsmaßnahmen und der erwarteten jährlichen Reduzierung des Risikos. Eine genaue Betrachtung der Anpralllasten und verschiedener Anprallsituationen findet nicht statt.

6.3 Leitfaden Schweizer Bundesbahn (SBB)

In der Schweiz wurde vom Bundesamt für Verkehr (BAV) ein Leitfaden [225] veröffentlicht, der den Umgang mit anprallgefährdeten Bauwerken in der Nähe von Gleistrassen erleichtern soll. In diesem Dokument wird eine Vorgehensweise zur Bewertung von Anprallrisiken bei neuen und bestehenden Bauten dargestellt. Dabei geht es vor allem um die Beurteilung von Schutzmaßnahmen. Das Vorgehen baut auf der Risikoanalyse, wie sie im UIC-Merkblatt 777-2 [123] beschrieben ist, auf. In Form einer vereinfachten Risikoanalyse werden allerdings schon im Vorfeld Situationen mit nicht signifikanten Risiken ausgeschlossen. Für die verbleibenden Situationen findet dann eine Einschätzung statt, ob eine Risikoanalyse gemäß UIC-Merkblatt 777-2 [123] erforderlich ist oder ob generell verhältnismäßige Schutzmaßnahmen infrage kommen.

Im Leitfaden sind verschiedene Standardsituationen definiert, die sich immer auf ein Anprallobjekt und eine definierte Fahrtrichtung beziehen. Der erste Schritt der Risikoanalyse besteht darin, die Gleisanordnung im zu untersuchenden Abschnitt auf eine oder mehrere Standardsituationen zurückzuführen. Anschließend werden alle erforderlichen Parameter für die Bewertung des Anprallrisikos sowie der Maßnahmenkosten ermittelt. Die genaue Vorgehensweise dazu ist ausführlich im Leitfaden niedergeschrieben. Mithilfe von Ablaufdiagrammen und konkret definierten Entscheidungsgrundlagen kann die zu untersuchende Anprallsituation dann einer Risikokategorie zugeordnet werden. Der Leitfaden unterscheidet für Anprallsituationen zwischen drei Risikokategorien:

- Risikokategorie A: unbedenkliches Risiko
- Risikokategorie B: keine kostenwirksame bauliche Maßnahme möglich
- Risikokategorie C: vertiefte Risikoanalyse notwendig

Grundlage für die Kategorisierung stellt die Kostenwirksamkeit dar. Um die Verhältnismäßigkeit von Schutzmaßnahmen beurteilen zu können, werden hierbei die Kosten und die erzielte Risikoreduktion ins Verhältnis gesetzt. Im Fall von Risikokategorie A besteht nur ein sehr geringes Risiko, und es ist somit unwahrscheinlich, dass eine Schutzmaßnahme gefunden werden kann, die sich als kostenwirksam erweist. Auch in Risikokategorie B kann keine kostenwirksame Maßnahme gefunden werden. Folgt aus der Untersuchung eine Zuordnung zur Risikokategorie C, besteht die Möglichkeit, dass sinnvolle Maßnahmen hinsichtlich der Kostenwirksamkeit gefunden werden können. In diesem Fall sieht der Leitfaden eine vertiefte Risikoanalyse vor, wie sie im UIC Merkblatt 777-2 [123] dargestellt ist.



Abbildung 187: Ablauf der Anprallrisikobeurteilung nach [225]

6.4 Fehlerbaumanalyse

Die Durchführung einer Risikoanalyse kann mithilfe geeigneter Verfahren erfolgen. Vor allem bei sehr umfangreichen Systemen mit vielen Einflussfaktoren helfen sie bei der Strukturierung und der Dokumentation der Analyse. Ein häufig angewendetes Instrument stellt die Fehlerbaumanalyse bzw. Fehlzustandsbaumanalyse, kurz FTA (Fault Tree Analysis), dar. Während in der mittlerweile zurückgezogenen DIN 25424 [52] der Begriff Fehlerbaumanalyse verwendet wurde, ist in der aktuellen und umfangreicheren

DIN EN 61025 [61] der Begriff Fehlzustandsbaumanalyse geläufig. Da die Formulierung Fehlerbaumanalyse die geläufigere und in der Literatur meist genutzte ist, wird im Folgenden dieser Begriff verwendet. An der generellen Vorgehensweise ändert sich aus der Umstellung der Normung nichts. Bei der Fehlerbaumanalyse wird ein unerwünschtes Ereignis vorgegeben und nach allen Ursachen für dieses gesucht. Ein betrachtetes System wird in einem Modell abgebildet, welches qualitativ oder quantitativ auf seine Ausfallwahrscheinlichkeiten untersucht werden kann.

Die erforderlichen Schritte der Analyse mithilfe eines Fehlerbaums fasst DIN EN 61025 [61] wie folgt zusammen:

- Festlegung des Untersuchungsziels
- Vertrautmachen mit dem Konstruktionsentwurf, den Funktionen und der Arbeitsweise des Systems
- Festlegung des Hauptereignisses
- Konstruktion des Fehlzustandsbaums
- Untersuchung des logischen Aufbaus des Fehlzustandsbaums
- Bericht über die Ergebnisse der Untersuchung

Ziel der Methode ist die systematische Identifizierung der Ausfallkombinationen und die Ermittlung von Zuverlässigkeitskenngrößen, z. B. die Eintrittshäufigkeiten der Ausfallkombinationen in einem bestimmten System. Das System stellt dabei die höchste Betrachtungseinheit dar. Es fasst alle technisch-organisatorischen Mittel zur autonomen Erfüllung eines Aufgabenkomplexes zusammen [52]. Das System lässt sich dann in klarer Hierarchieabfolge in kleinere Betrachtungseinheiten zerlegen. Die erste Aufteilung erfolgt in sogenannte Teilsysteme, welche wiederum aus einzelnen Komponenten bestehen. Die unterste Betrachtungseinheit bildet das Funktionselement. Ein Funktionselement darf nur eine elementare Funktion beschreiben. Als einfaches Beispiel könnte ein Schalter herangeführt werden, der entweder aus- oder angeschaltet ist. Mit der Festlegung und Definition all dieser Bestandteile des Systems ist die Grundlage für die Fehlerbaumanalyse geschaffen. Der erste Schritt der Analyse besteht darin, das ausgewählte System möglichst detailliert zu untersuchen, da zur Erstellung eines Fehlerbaums eine gute Kenntnis des technischen Systems unabdingbar ist. Dies geschieht in Form einer Systemanalyse, welche sich wiederum in mehrere Schritte gliedert. Als Erstes finden eine Untersuchung der Leistungsziele des Systems sowie eine Betrachtung der Ein- und Ausgaben, welche zu diesen Leistungszielen führen, statt. Im nächsten Schritt werden die Umgebungsbedingungen betrachtet. Dabei handelt es sich um Einflussfaktoren, die nicht vom System selbst ausgehen oder beeinflusst werden können. Trotz dieser Einflüsse muss das System funktionieren. Abschließend muss noch festgestellt werden, wie die einzelnen Komponenten des Systems zusammenwirken, um die erforderliche Ausgabe zu erreichen und wie die Umgebungsbedingungen das System beeinflussen. Nicht außer Acht zu lassen ist auch die Frage, welche Einwirkungen menschliches Handeln auf die Funktionalität des Systems hat und wie sich Fehler in der Bedienung auswirken.

Um später einen Fehlerbaum erstellen zu können, muss nun das unerwünschte Ereignis festgelegt werden. Der Ausfall kann betrieblicher Natur sein oder eine Einschränkung in der Sicherheit des Systems. Es müssen genaue Ausfallkriterien bestimmt werden, um Beurteilungsunsicherheiten in der Frage nach einem Ausfall auszuschließen. Es folgen die Festlegung der relevanten Zuverlässigkeitskenngrößen und genaue Überlegungen über die Ausfallarten. Mithilfe der bis dahin erarbeiteten Kenntnissen kann nun der Fehlerbaum erstellt werden. An oberster Stelle steht der Systemausfall, welcher auch als TOP oder TOP-Event bezeichnet wird [201]. Von hier aus wird der Fehlerbaum entwickelt. Der Ablauf erfolgt also von der höchsten Systemebene hin zu niedrigeren Systemebenen, man spricht von einem deduktiven Verfahren [61]. Ebenso gibt es induktive Verfahren, bei denen ausgehend von der niedrigsten zur höchsten Systemebene entwickelt wird. Die Ereignisbaumanalyse, welche im UIC-Merkblatt 777-2 [123] beschrieben und

angewendet wird, stellt ein Beispiel hierfür dar. Beide Verfahren können im Rahmen einer gesamten Risikoanalyse miteinander verknüpft werden. Diese Konstellation kann auch als Ursachen-Folgen-Analyse bezeichnet werden. Bei der Fehlerbaumanalyse führen verschiedene Ereignisabfolgen zu TOP und sind durch UND-Gatter, ODER-Gatter und anderen logischen Operatoren miteinander verknüpft. Darüber hinaus wird zwischen statischen und dynamischen Gattern unterschieden. Bei dynamischen Gattern hat die zeitliche Reihenfolge der Eingaben einen Einfluss auf die Ausgabe dieser Verknüpfung, wohingegen beim statischen Gatter die Reihenfolge keine Rolle spielt. Die einzelnen Zweige sind zurückzuführen bis zu den grundlegenden Komponenten, von denen Zuverlässigkeitskenngrößen bestimmt werden können.

Das ODER-Gatter wird in DIN EN 61025 [61] mit einer seriellen Systemkonfiguration verglichen, da der Ausfall einer einzigen Komponente zum Systemausfall führt. Für die Berechnung wird das Komplement der Überlebenswahrscheinlichkeit verwendet. Dieses stellt die Ausfallwahrscheinlichkeit dar. Der Zusammenhang der beiden Größen ist wie folgt definiert:

$$F(t) = 1 - R(t) \quad (117)$$

Dabei bezeichnet $F(t)$ die Ausfallwahrscheinlichkeit und $R(t)$ die Überlebenswahrscheinlichkeit der Komponente.

Mithilfe der Ausfallwahrscheinlichkeiten n unabhängiger Eingangsereignisse kann nun die Wahrscheinlichkeit des unerwünschten Ereignisses bei einem ODER-Gatter wie folgt berechnet werden:

$$F_s(t) = 1 - (1 - F_1(t)) \cdot (1 - F_2(t)) \cdot \dots \cdot (1 - F_i(t)) \cdot \dots \cdot (1 - F_n(t)) \quad (118)$$

Im Gegensatz dazu steht das Modell einer parallelen Systemkonfiguration, welche in Form eines UND-Gatters dargestellt werden kann. Hierbei muss allerdings die Redundanz des Systems beachtet werden. Wenn die Eintrittswahrscheinlichkeiten aller Ereignisse unabhängig voneinander sind, kann ein statisches UND-Gatter verwendet werden. Die Wahrscheinlichkeit eines unerwünschten Ereignisses, das n Eingangsereignisse hat, die alle mit einem UND-Gatter verbunden sind, kann wie folgt berechnet werden:

$$F_s(t) = \prod_{i=1}^n (F_i(t)) \quad (119)$$

Hat der Ausfall bestimmter Komponenten jedoch Einfluss auf die Ausfallwahrscheinlichkeiten anderer Komponenten, ist ein dynamisches Gatter erforderlich. Liegt eine passive Redundanz vor, sind statische Gatter ebenfalls nicht ausreichend. In diesem Fall findet das ERSATZ-Gatter Anwendung.

Grundsätzlich wird zwischen qualitativer und quantitativer Vorgehensweise differenziert. Während für die quantitative Auswertung die Eintrittswahrscheinlichkeiten von Bedeutung sind, sollen bei der qualitativen Analyse lediglich potenzielle Ursachen für einen Systemausfall identifiziert werden. Die qualitative Methode findet besonders in Industriebereichen wie der Fahrzeugindustrie oder der Kernindustrie Anwendung. In der Produktentwicklung wird hingegen eher auf die quantitative Methode zurückgegriffen. Die Konstruktion des Fehlzustandsbaums kann mit dem Beginn der Systementwicklung beginnen und die einzelnen Produktentwicklungsphasen begleiten. Der Fehlerbaum wächst also mit dem Fortschritt der Entwicklung des Produkts und ermöglicht somit eine frühzeitige Erkennung von Problemen, welche direkt behoben werden können.

Der Fehlerbaum sollte am Ende alle Ausfallkombinationen darstellen, die zum Eintritt des unerwünschten Ereignisses führen können. Bei der quantitativen Auswertung können von diesen Ausfallkombinationen jeweils Eintrittswahrscheinlichkeiten ermittelt werden, damit auch die Eintrittswahrscheinlichkeit eines

Systemausfalls. Außerdem werden selbst kleinsten Ausfallkombinationen sichtbar, welche zu einem unerwünschten Ereignis führen können. Die Auswertung des Fehlerbaums kann letztendlich analytisch oder mit Simulationsmethoden erfolgen. Bei der analytischen Methode wird der Fehlerbaum auf geeignete Weise umgeformt und kann mit einfachen Wahrscheinlichkeitsrechnungen ausgewertet werden. Bei Simulationsmethoden wie der Monte-Carlo-Simulation werden auf Basis bestimmter Modellannahmen Szenarien mittels Zufallszahlengenerator erzeugt und ausgewertet [42]. Ein Vorteil dieser Methode ist, dass auch das zeitliche Verhalten des Fehlerbaums berücksichtigt wird. Für die analytische Auswertung können sowohl Rechenprogramme als auch ein Handrechenverfahren angewendet werden. Vor allem für kleine Fehlerbäume ist die Rechnung per Hand geeignet.

6.5 Fuzzy-Logik

In den Bereichen der Natur- und Technikwissenschaften kann bei der mathematischen Modellierung auf die Vorgehensweisen und Grundlagen der klassischen Mathematik zurückgegriffen werden. Dafür sind allerdings i. d. R. eine Menge an Idealisierungen zu treffen, um für das betrachtete Problem einen korrekten mathematischen Ansatz herleiten zu können [11]. Diese Idealisierungen betreffen zum Beispiel die Annahme über das Vorliegen genauer Daten mit genauen Fehlergrenzen. Ebenfalls sind genaue Begriffsbestimmungen erforderlich. Aus mathematischer Sicht bedeutet dies, dass eine Charakterisierung bestimmter Mengen von Objekten stattfinden muss [11]. In der klassischen Mathematik findet dazu die Definition so genannter scharfer Mengen ihre Anwendung. Eine Menge wird gebildet durch die Zuordnung gewisser Elemente zu eben dieser. Dabei kann die Zuordnung durch eine Aufzählung der Elemente oder durch die Definition der Eigenschaften der Elemente, welche zugeordnet werden sollen, stattfinden [161]. Diese Art der Charakterisierung bedingt jedoch, dass klar definierte Grenzen festgelegt werden und ein Objekt zugeordnet wird oder nicht. Bezogen auf die Aussagenlogik bedeutet dies, dass eine Aussage entweder wahr oder falsch ist. Bereiche zwischen diesen beiden Wahrheitswerten bestehen nicht. Diese Gegebenheit spiegelt nicht immer das menschliche Empfinden in Bezug auf Logikaussagen wider. Die menschliche Kognition basiert nicht nur auf den zwei Wahrheitswerten wahr und falsch, sprachliche Ausdrucksweisen beinhalten oft ein hohes Maß an Vagheit und Unsicherheiten [161]. Ein gerne herangeführtes Beispiel ist das Beschreiben der Temperatur. Die Aussagen »Es ist kalt.« oder »Es ist warm.« unterliegen der subjektiven Auffassung und Wahrnehmung von Menschen. Für das alltägliche Leben sind solche Aussagen ausreichend, doch eine exakte mathematische bzw. physikalische Definition ist kaum möglich. Würde man festlegen, dass ab 25° die Aussage »Es ist warm.« zutrifft, hieße dies zugleich, dass diese Aussage für eine Temperatur von 24° C nicht zutreffen würde, obwohl diese Temperatur ebenfalls als »warm« wahrgenommen werden kann. Im Gegensatz zur klassischen Mathematik werden in der Fuzzylogik keine scharfen Mengen definiert, die Grundidee stellen unscharfe Mengen dar. Maßgeblich für die Begründung und Entwicklung der Fuzzylogik ist der amerikanische Wissenschaftler Lofti A. Zadeh verantwortlich. Er definierte das Konzept einer unscharfen Menge mathematisch und stellte ab Mitte der 60er Jahre weitreichende Überlegungen auf diesem Fachgebiet an [11], [157]. In der Fuzzylogik werden Mengen durch eine Zugehörigkeitsfunktion festgelegt. Diese Funktion bestimmt für jedes Element den Zugehörigkeitsgrad zu dieser Menge [161]. Daraus folgt, dass es in der Fuzzylogik nicht nur die zwei Wahrheitswerte wahr und unwahr (in der Mathematik als 1 und 0 dargestellt) gibt, sondern unendlich viele im gesamten Intervall zwischen diesen beiden Wahrheitswerten [157].

In Bezug auf die Analyse von Zugentgleisungen ist die Fuzzylogik vor allem interessant, um dem Problem von unzureichenden Statistiken und den damit verbundenen Schwierigkeiten bei der Bestimmung von Ausfallwahrscheinlichkeiten bestimmter Komponenten zu begegnen. Neben dem Versagen von technischen Bauteilen kann auch menschliches Versagen zum Entgleisungsrisiko beitragen. Während bei technischen Bauteilen von der Herstellerseite oft Ausfallraten bekannt sind, stößt man bei der Ermittlung von Wahrscheinlichkeiten, die das menschliche Versagen quantifizieren sollen, auf Probleme. In diesen Fällen

kann auf Expertenmeinungen zurückgegriffen werden. Die Experten evaluieren die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses mit Hilfe sogenannter linguistischer Variablen, aus denen dann unter Zuhilfenahme der Fuzzylogik die Ausfallwahrscheinlichkeit ermittelt werden kann. Diese Vorgehensweise mach-

ten sich E. Jafarian und M. A. Rezvani bei ihren Untersuchungen zu Entgleisungsvorgängen zunutze [149, 150]. Mithilfe der Fuzzylogik führten sie quantitative Fehlerbaumanalysen zur Untersuchung der Entgleisungswahrscheinlichkeiten von Zügen durch. Eine Fehlerbaumanalyse des Entgleisungsvorgangs von Güterzügen wird in einer Publikation der Iran University of Science and Technology dargestellt [150]. In einer weiteren Publikation widmen sich E. Jafarian und M.A. Rezvani der Bewertung der Gründe für die Entgleisung eines Personenzuges mithilfe einer Fehlerbaumanalyse [149]. Auch hier wurden die Ursachen untersucht und Fehlerbäume sowie die Eintrittswahrscheinlichkeiten verschiedener Szenarien ermittelt. Beispielsweise werden in [149] zur Beurteilung der Wahrscheinlichkeit eines Ereignisses, welches durch menschliches Versagen ausgelöst wird, die Begriffe »high«, »very high«, »fairly high«, »average«, »fairly low«, »low« und »very low« festgelegt. Die Methoden der Fuzzylogik bieten somit die Möglichkeit, trotz des Mangels an belastbaren Statistiken auf Grundlage von Expertenschätzungen eine quantitative Fehlerbaumanalyse des Entgleisungsrisikos von Zügen durchzuführen.

6.6 Simulink

6.6.1 Programmbeschreibung

Simulink ist eine grafische Entwicklungsumgebung, die Teil von MATLAB ist. MATLAB wurde in den vorherigen Kapiteln für das diskrete Modell verwendet und kann zusammen mit SIMULINK für die Simulation und Berechnung von grafischen Problemen angewendet werden. SIMULINK unterscheidet sich von Matlab insofern, dass es eine Blockdiagramm-Programmierungsumgebung für Multi-Domain-Simulationen und modellbasierte Entwicklung ist. Es ist somit ein Programm, welches die Simulation, Modellierung und Analyse von Problemen verschiedener Aufgabenbereiche auf grafische Weise ermöglicht. Es unterstützt zudem das ESL (Electronic System Level Modeling), die automatische Codegenerierung in der Programmiersprache C und den kontinuierlichen Test und die Verifikation von eingebetteten Systemen [181].

Aufgrund der Möglichkeiten der automatischen Code-Generierung und der kontinuierlichen Verifizierung ist die Elektrotechnik einer der Hauptbereiche, in der dieses Tool verwendet wird. Der generierte Code kann einfach visualisiert und debuggt werden, bevor er beispielsweise in Mikrochips und Sensoren importiert wird. Solche eingebetteten Systeme können z. B. wie folgt veranschaulicht werden:

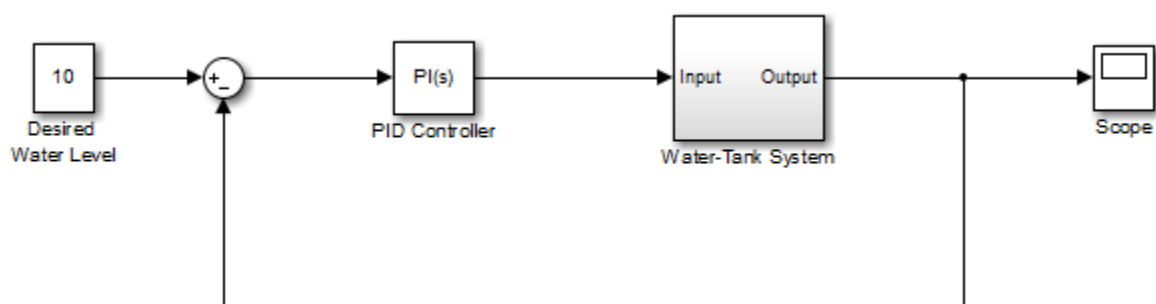


Abbildung 188: Beispiel eines PID-Reglers zur Einstellung des Füllstands eines Wassertanks, modelliert in Simulink [181]

6.6.2 Fehlerbaumanalyse mittels Simulink

SIMULINK verwendet Blöcke, die durch Verbindungen in einer hierarchischen Beziehung stehen. Dies entspricht dem gleichen Prinzip wie bei Graphen. Diese Blöcke können sogenannte Subsysteme enthalten, die ihrerseits ebenfalls ein SIMULINK-System mit all seinen Beziehungen, Funktionen und Blöcken darstellen können. Funktionen selbst können mit der üblichen MATLAB-Syntax programmiert werden, allerdings sind diese Funktionen auf numerische Ein- und Ausgaben beschränkt.

Mit Simulink lassen sich nicht nur statische, sondern auch dynamische Systeme mit Hierarchiebeziehungen, Funktionen und Werten programmieren. Da die in dieser Arbeit verwendete Fehlerbaum-Analyse ein statisches System darstellt, wird ein SIMULINK-Modell für diese Simulationsart entwickelt. Dieses Modell könnte auch als Grundlage für eine dynamische Simulation eines Fehlerbaums mit zeitabhängigen Entgleisungsraten (siehe Poisson-Verteilung) erweitert werden.

In der Literatur wurden bereits SIMULINK-Modelle verwendet [5], um Fehlerbaumanalysen durchzuführen. Hierbei wurden auch zeitabhängige Ausfallraten in das Modell integriert. Die Blockelemente selbst werden wie folgt definiert:

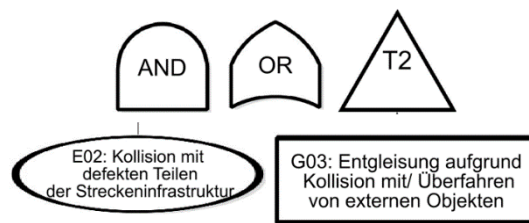


Abbildung 189: Blöcke der Fehlerbaumanalyse in Simulink

Basisereignisblöcke (E~) werden elliptisch dargestellt, basisereignisabhängige Ereignisse (G~) rechteckig und die weiteren Blöcke folgen den erläuterten Konventionen der Fehlerbaumanalyse (Abbildung 189). Die Blöcke werden als Subsysteme innerhalb des in SIMULINK entwickelten Modells definiert. Dies geschieht zum einen zur besseren Modelldarstellung und zum anderen zur dadurch vorhandenen Flexibilität, durch welche Konstanten und Interaktionen zwischen den verschiedenen Blöcken der Simulation festgelegt werden können. Die Ereignisblöcke selbst sind wie folgt definiert:

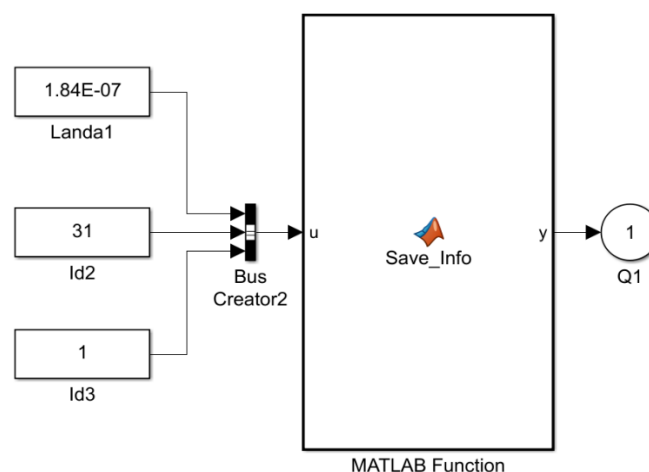


Abbildung 190: Block-Subsystem eines Basis-Ereignisses für die Fehlerbaumanalyse in Simulink

Die Konstanten `Id2` und `Id3` stellen die Nummer des Ereignisses (in diesem Fall E31) bzw. die Kennung des Blocks im SIMULINK-Modell dar. Diese Informationen werden für die weitere Verarbeitung der Ergebnisse in der Matlab-Umgebung benötigt. Die Konstante `Landa1` repräsentiert die Ausfallrate des Ereignisses. Dieser Block kann theoretisch auch für Funktionen, die von der Zeit abhängen, modifiziert werden. Der MATLAB-Funktionsblock `Save Info` repräsentiert eine Funktion, welche die Informationen in einer globalen Variablen, einem Array von $3 \times N$, speichert. N kann beliebig gewählt werden und muss mindestens so groß sein wie die Anzahl der zu analysierenden Ereignisblöcke. Diese Definition für Ereignis-Blöcke wird verwendet, da Simulink eine grafische Programmierumgebung ist, die hauptsächlich für die automatische Programmierung in der Programmiersprache C verwendet wird. Daher gibt es keine direkte Interaktion von dynamischen Variablen oder Objektvariablen zwischen MATLAB-Routinen und SIMULINK-Modellen. Die einzige Möglichkeit der Kommunikation für die Verarbeitung der Ergebnisse erfolgt über ein modifiziertes globales Array, das bei jedem Zugriff auf einen Block zur Berechnung des Fehlerbaums geändert wird. Die logischen Gatter AND/OR sind auch als Subsysteme definiert. Diese Blöcke verwenden einen Vektor mit den verschiedenen eingehenden Ausfallraten und berechnen das Ergebnis der Interaktion über einen Funktionsblock. Diese Funktionen sind im Anhang 16 dieses Berichts beigefügt.

Nach der Berechnung des Fehlerbaums wird ein Array mit den Ausfallraten und den Informationen der Ereignisblöcke (`Id2` und `Id3`) in eine MATLAB-Routine exportiert, wo weitere Informationen mithilfe von Graphen-Objekten extrahiert werden können. Das Hauptproblem in SIMULINK ist die fehlende Unterstützung globaler dynamischer Arrays zur Datenspeicherung. Spezielle Berechnungen, z. B. die des kritischen Pfads, können nicht direkt berechnet werden, da die Datenspeicherung und Interaktion zwischen Blöcken nicht gleichzeitig möglich sind, ohne die Darstellung des Fehlerbaums zu verzerren. Blöcke können nicht ohne eine explizite Beziehung miteinander kommunizieren, sodass die generierten Fehlerbaum-Diagramme nicht eindeutig sein würden. Aufgrund dieser Schwierigkeiten wird ein Ansatz gewählt, der die Vorteile von SIMULINK und MATLAB miteinander verbindet. SIMULINK wurde daher für die Darstellung der Fehlerbäume und MATLAB für die Auswertung der aus den SIMULINK-Analysen gewonnenen Informationen verwendet.

Für die Berechnung des kritischen Pfads werden Graphen-Objekte verwendet. Graphen sind mathematische Strukturen, die hauptsächlich in der diskreten Mathematik verwendet werden. Diese Strukturen können Beziehungen zwischen Objekten simpel darstellen. Diese Objekte werden als Knoten bezeichnet, während die Beziehung zwischen den Objekten als Kante bezeichnet wird. Konfigurationen miteinander verbundener Objekte kommen in verschiedenen Bereichen vor, wobei das Anwendungsgebiet von Netzwerken in der Informatik bis zu organischen Molekülen reichen kann. Diese Anwendungen können auch nicht greifbar sein, z. B. Beziehungen von Objekten in Ökosystemen oder der Soziologie [101]. Graphen selbst können unterschiedliche Attribute für jeden Knoten und jede Kante aufweisen, z. B. Gewicht und Richtungen. Ein gerichteter Graph G für berechnete Ereignisse des Fehlerbaums wird wie folgt definiert:

$$G = (V, E) \quad (120)$$

Dabei wird der Graph G durch eine Menge von Knoten V und Knoten $E \subseteq \{(x, y) | x, y \in V^2 \wedge x \neq y\}$ abgebildet. In diesem Fall stellen V Ereignisse des Fehlerbaums dar, wobei ein sogenanntes »Gewicht« als ihre Ausfallrate definiert ist. Die Richtung des Graphen kann verwendet werden, um die möglichen Pfade vom Hauptereignis zu jedem Basisereignis abzubilden. Dies wird in der Routine verwendet, um eine mögliche Definition des kritischen Pfades des Fehlerbaums abzubilden.

Nachdem alle möglichen Pfade gefunden wurden, wird der kritische Pfad als der Pfad mit dem größten »Gewicht« in seinen Ereignissen definiert.

Dies ist:

$$\max\left(\left\{\sum \lambda_{i,j}\right\}_j\right) \quad (121)$$

Dabei ist $\lambda_{i,j}$ die Ausfallrate eines Ereignisses i aus einem möglichen Pfad j und das Gewicht jedes Knotens des Graphen ist die Ausfallrate. Es sind auch andere Definitionen für den kritischen Pfad möglich, z. B. die minimale Schnittmenge. Die minimale Schnittmenge ist definiert als die kleinste Kombination von Basisereignissen, die zu einem Top-Ereignis führt und somit alle möglichen Pfade darstellt, die zum Ausfall führen [39]. Der Hauptunterschied zu der zuvor beschriebenen Methode besteht darin, dass hierbei auch die Art der Logikelemente im Baum berücksichtigt wird und somit die Pfade stärker eingeschränkt werden. Da die in diesem Kapitel untersuchten Bäume größtenteils aus »Oder«-Logikelementen bestehen, würde sich durch die Verwendung von minimalen Schnittmengen kein großer Unterschied ergeben. Das Exportieren der verwendeten Logikelemente würde eine komplexere Simulation bedeuten, die nicht Ziel dieser Arbeit ist. Sobald der Pfad mit dem größten Einfluss berechnet ist, kann dieser wie in Abbildung 191 dargestellt werden. Dabei stellt der rote Pfad den kritischen Pfad dar, wobei die Ereignisse, die zum Hauptereignis führen, ebenfalls markiert sind. Die anderen, in diesem Fall nicht relevanten Knoten, werden mit den Nummern dargestellt, die aus dem Blockindex aus dem SIMULINK-Modell extrahiert werden.

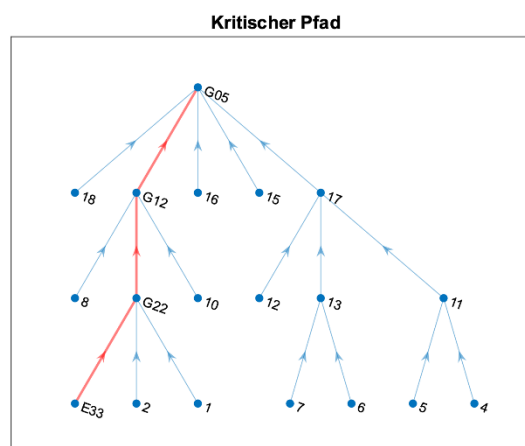


Abbildung 191: Beispiel Graph von Block G05 für den Fall Güterzugentgleisung

6.7 Methodik zur Risikobewertung

Grundlage für die Durchführung der Analyse ist eine genaue Kenntnis des Systems und aller Komponenten, die damit verknüpft sind. Es muss in Erfahrung gebracht werden, welche Faktoren Einfluss auf die Funktionsweise nehmen können und wo die Grenzen des Systems liegen. In diesem Fall handelt es sich bei dem System nicht um eine einzelne Maschine oder Konstruktion, deren Komponenten in Form von Bauteilen oder Ähnlichem direkt zu erkennen sind. Dieses System muss aus einer weitläufigeren Perspektive betrachtet werden. Das gesamte System umfasst das Schienenfahrzeug, den zu untersuchenden Streckenabschnitt mit seinen Eigenschaften und die an die Gleise grenzende Unterbauung des gefährdeten Bauwerks. Im Rahmen dieser Gegebenheiten findet die Betrachtung statt. Um einen Überblick über das System und Verständnis für die Eigenschaften des Systems zu erlangen, gilt es die einzelnen Einflussfaktoren genauer zu betrachten.

6.7.1 Einflussfaktoren in Bezug auf den Entgleisungsvorgang

Für die Betrachtung ist es von Bedeutung, in welcher Form der zu untersuchende Streckenabschnitt genutzt wird. Grundsätzlich kann zwischen Reiseverkehr und Güterverkehr unterschieden werden. Die Art des Schienenverkehrs kann Auswirkungen auf die gefahrenen Geschwindigkeiten und die Länge der Züge haben. Des Weiteren kommen unterschiedliche Triebköpfe, Wagentypen und Zugkonfigurationen zum Einsatz. Im Reiseverkehr kann weiter unterschieden werden zwischen Regionalbahnen, Fernreisezügen oder Hochgeschwindigkeitszügen. In Bezug auf die Auslastung der Strecke kann die durchschnittliche Anzahl der Züge angegeben werden, welche den betroffenen Streckenabschnitt passieren. Laut UIC-Merkblatt 777-2 [123] kann z. B. bei einer eingleisigen Strecke ein Wert von 100 Zügen pro Tag angenommen werden, bei einer zweigleisigen Strecke ein Wert von 200 Zügen pro Tag. Liegen genauere Informationen über den Streckenabschnitt vor, gilt es diese zu berücksichtigen.

Ebenfalls von Bedeutung ist die Zuggeschwindigkeit zum Zeitpunkt der Entgleisung. Bei der Planung einer Zugtrasse wird i. d. R. die Geschwindigkeit festgelegt, mit der dieser Streckenabschnitt später befahren werden soll beziehungsweise maximal befahren werden darf. Auf Grundlage dieser Geschwindigkeit werden auch die Trassierungselemente bemessen. Entscheidend für die Wahl ist einerseits, ob es sich um eine Strecke mit Mischbetrieb oder artreinem Betrieb handelt, und andererseits, ob ein Streckenausbau oder ein Streckenneubau stattfindet. Schneider Bautabellen für Ingenieure [1] gibt zum Beispiel für den Neubau einer Strecke mit artreinem Betrieb eine angestrebte Geschwindigkeit von 160 km/h für Güterzüge und eine Geschwindigkeit von 300 km/h für den Hochgeschwindigkeits-Personenverkehr an.

Des Weiteren ist die Streckenführung zu berücksichtigen. Eisenbahntrassen setzen sich aus Geraden, Kreisbögen und Übergangsbögen zusammen. Die Kreisbögen werden in unterschiedlichen Radien ausgeführt, welche die Entwurfsgeschwindigkeit berücksichtigen. Um Fliehkräften auf das Schienenfahrzeug und auf die Insassen entgegenzuwirken, werden in Kreisbögen i. d. R. Überhöhungen eingebaut. Besonders kritisch zu betrachten sind diejenigen Gleisverbindungen, bei denen sich die gegenseitige Höhenlage der Schienen verändert [80], wie dies z. B. an Stellen mit Überhöhungsrampen in den Übergangsbögen der Fall ist. Solche Stellen erhöhen das Risiko einer Entgleisung. Ebenfalls einen Einfluss auf die Entgleisungsrate haben Weichen und Kreuzungen [123]. Diese sollten unbedingt berücksichtigt werden, falls sie sich im Annäherungsbereich der Überbauung befinden. Ferner wirkt sich auch die Lage des Bauwerks zur Strecke auf die Anprallsituation aus. Die Entfernung zu den Gleisen hat Einfluss auf die Verzögerung des Schienenfahrzeuges bei der Annäherung auf das Gebäude, die Anordnung kann beispielsweise den Winkel des Anpralls beeinflussen.

Ein wesentliches Augenmerk gilt ebenfalls der Art des Zuges, welcher den zu untersuchenden Streckenabschnitt passiert. Das Entgleisungsszenario kann von der Art des Zuges abhängen, da sich die verschiedenen Triebfahrzeuge und Wagen bezüglich Achsverteilung und Achsabständen unterscheiden. Für die Anprallberechnung ist es zudem von großer Bedeutung, mit welchem Teil der Zug mit dem Bauwerk kollidiert. Die Art des Triebfahrzeuges und die Konfiguration des gesamten Zuges bestimmen u. a. die Masseverteilung, welche zu den wesentlichen Parametern einer Anpralluntersuchung gehört [103]. Die Züge unterscheiden sich also stark im Aufbau und der Konfiguration. Die verschiedenen Triebfahrzeuge können weiter unterteilt werden nach der Antriebsart und den verschiedenen Modellreihen, ebenso lassen sich die Wagen von Güterzügen weiter kategorisieren. Nicht außer Acht zu lassen sind beispielweise die Unterschiede im Aufbau der verschiedenen Modellreihen des Hochgeschwindigkeitszuges ICE. Bei der Konstruktion wurden einerseits verschiedene Materialien eingesetzt, andererseits unterscheiden sie sich ihre Antriebskonzepte. Die unterschiedlichen Antriebskonzepte der ICE-Baureihen wurden im Verlauf des Berichts bereits erläutert. Diese Unterschiede im Aufbau der Züge sowie die Vielzahl an Triebfahrzeugen und Zugkonfigurationen werden bei der Bemessung mit statischen Ersatzlasten nach DIN EN 1991-1-7 [54] nicht berücksichtigt.

Eine zentrale Rolle in der Risikobetrachtung nimmt der Entgleisungsvorgang ein. Durch ihn wird der Ausfall des betrachteten Systems eingeleitet, und es kann zum Anprall mit einem Bauwerk kommen. Allgemein sind Entgleisungen eher seltene Vorfälle, in den Unfallstatistiken der Bundesstelle für Eisenbahnunfalluntersuchung liegen sie deutlich hinter Kollisionen und Personenunfällen. Abbildung 144 zeigt einen Überblick über die gemeldeten Unfälle in Deutschland im Jahr 2017:

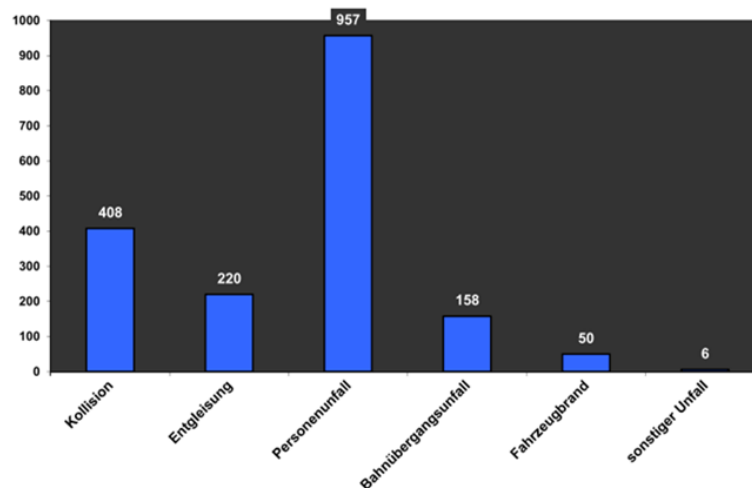


Abbildung 192: Gemeldete Unfälle in Deutschland im Jahr 2017 [34]

Aus den Berichten der Bundesstelle für Eisenbahnunfalluntersuchung [32–34, 67–69] geht auch hervor, dass sich die Folgen der Entgleisungen zumeist auf Schäden an der Schienenverkehrsinfrastruktur und den Schienenfahrzeugen beschränken. Oft handelt es sich lediglich um Sachschäden, und es wurden wenige oder gar keine Personen verletzt. Die entgleisten Züge entfernten sich selten weit von der Gleisstrasse, was als Voraussetzung für die Kollision mit einem Bauwerk erforderlich ist. Diesen etwas häufiger auftretenden Entgleisungen ohne Einwirkungen auf Bauwerke, die sich nahe den Gleisen befinden, stehen jedoch wenige, sehr seltene Zugunglücke infolge von Entgleisungen mit katastrophalem Ausmaß gegenüber. Für Deutschland sind in diesem Zusammenhang besonders die Zugunglücke von Eschede im Jahr 1998 und von Brühl im Jahr 2000 zu nennen.

Erfahrungsgemäß resultieren die meisten Entgleisungen aus einem Materialversagen, entweder an einem Bauteil des Schienenfahrzeuges oder an den Gleisen [80]. So können gebrochene Räder und Federn oder Schäden an den Achslagern zum Verlassen der Spurführung führen. Eine weitere Gefahr sind z. B. Verwerfungen der Gleise, entstehend durch große Hitzeeinwirkung oder gar Gleisbrüche. Besondere Aufmerksamkeit gilt technischen Bauteilen wie Weichen, an denen ebenfalls Materialversagen auftreten kann. Generell sind noch zwei weitere Gründe für Entgleisungen zu benennen. So kann eine Entgleisung auch die Folge von Betriebsfehlern oder menschlichen Versagens sein. Ein Beispiel wäre die Überschreitung der zulässigen Geschwindigkeit in einem bestimmten Streckenabschnitt aufgrund von Fehlinformationen, die an den Lokführer weitergeleitet wurden oder weil dieser Signale missachtet hat. Als weitere Ursache sind noch Umwelteinflüsse und Naturkatastrophen zu nennen. In Großbritannien resultieren beispielsweise etwa 15 % der Entgleisungen von Personenzügen aus Erdbeben [165]. Solche Faktoren sind allerdings oft sehr spezifisch für bestimmte Regionen oder Landschaften, worauf beim zu untersuchenden System zu achten ist. Ein Faktor, der die Entgleisungswahrscheinlichkeit steigert und nur Güterzüge betrifft, kann auch die falsche Verteilung der Beladung sein. Statistisch gesehen lassen sich zudem Unterschiede bei den Häufigkeiten der Entgleisungen bezüglich der Art des Zugverkehrs feststellen. Aus dem UIC-Safety-Report 2018 [121] geht hervor, dass 65 % der Entgleisungen Güterzügen zuzuordnen sind. 27 % der entgleisten Züge waren Personenzüge und 7 % andere Schienenfahrzeuge. Hierbei ist zu beachten, dass in dieser Statistik Entgleisungen von Rangierloks o. ä. nicht berücksichtigt sind. In einer Untersuchung im

Auftrag der European Railway Agency aus dem Jahr 2011 [49] wurden Maßnahmen zur Reduzierung des Entgleisungsrisikos von Güterzügen untersucht. Hierfür wurden auch die Entgleisungsgründe von Güterzügen zusammengestellt. In etwa 78 % der Fälle konnte der Entgleisung eine hauptverantwortliche Ursache zugeordnet werden, die restlichen Entgleisungen lassen sich nicht auf eine einzige Ursache zurückführen, sondern sind die Folge mehrerer zusammenwirkender Faktoren [49].

Für die Risikobetrachtung kann es ebenfalls von Bedeutung sein, ob an der zu untersuchenden Stelle bereits Maßnahmen getroffen wurden, um einer Kollision mit dem Bauwerk vorzubeugen und dieses vor dem Anprall zu schützen. Es gibt, wie bereits erläutert, einige konstruktive Möglichkeiten den Risiken entgegenzuwirken, um jedoch eine quantitative Angabe zu deren Einfluss machen zu können, sind umfangreiche weitere Untersuchungen und Informationen erforderlich.

Die Zusammenhänge, welche auch bei einer intakten Strecke nur infolge der wirkenden Kräfte zu einer Entgleisung führen, können ebenfalls untersucht werden. Ein Versagen der Spurführung kann durch die Mechanismen Kippen oder Aufklettern eintreten. Ein gängiges Kriterium stellt das stark vereinfachte Modell nach Nadal aus dem Jahr 1908 dar [186]. Dabei wurden bei der Betrachtung eines einzelnen Rades in der Meridianebene die horizontale Führungskraft und die vertikale Radkraft ins Verhältnis gesetzt [80].

Für die dynamische Anprallberechnung muss herausgefunden werden, welche Anprallsituationen nach einer Entgleisung zwischen dem Zug und dem betroffenen Bauwerk zustande kommen können. Dies kann durch die Art der Entgleisung beeinflusst werden. Es ist zu hinterfragen, welche Teile des Zuges entgleisen können. So besteht die Möglichkeit, dass nur ein Drehgestell, ein ganzer Wagen, das ganze Triebfahrzeug oder sogar mehrerer Wagen die Spurführung der Gleise verlassen. Daraus resultieren verschiedene Szenarien, wie sich der entgleiste Zug verhält. Ebenso kann der Weg nach der Entgleisung zu den unterschiedlichen Anprallsituationen beitragen. Die Länge der Strecke bis zu dem Bauwerk kann Auswirkungen auf die Anprallgeschwindigkeit und den Anprallwinkel haben. Auch die Topographie und Hindernisse, die sich eventuell in diesem Bereich befinden, haben unter Umständen Auswirkungen auf das Verhalten des entgleisten Zuges. Die Länge des Zuges und Wechselwirkungen zwischen den Wagen machen die Situation beim Anprall aus dem Schienenverkehr noch komplexer.

Für die Eigenschaften der Anprallsituation ist ausschlaggebend, welcher Teil des Zuges mit dem Bauwerk kollidiert. Unter anderem durch die Masseverteilung und Steifigkeit haben ein Wagenanprall und ein Anprall eines Triebkopfes oder einer Lok unterschiedliche Auswirkungen auf das Bauwerk. Zudem ist von Bedeutung, welche Art des Anpralls stattfindet. Als sehr ungünstiger Fall kann es zu einem Frontalanprall mit dem Bauwerk kommen. Ebenso ist aber auch ein tangierender Kontakt möglich, wenn der Zug in einem flachen Winkel von der Seite an das Bauwerk prallt. Auch Kombinationen der verschiedenen Situationen sind denkbar, wenn der Zug beispielsweise durch eine Querstellung an beiden Seiten neben den Gleisen mit einer Unterstützung kollidiert oder die verschiedenen Teile des Zuges unterschiedlich an das Gebäude anprallen.

Da Entgleisungen an sich schon relativ seltene Ereignisse sind und Entgleisungen, die letztendlich zum Anprall mit einem Gebäude führen können, noch viel seltener vorkommen, liegen über derartige Ereignisse deutlich weniger statistische Werte vor als beispielsweise bei Unfällen im Straßenverkehr. Dies erschwert die Ableitung aussagekräftiger Wahrscheinlichkeiten für bestimmte Szenarien. Die vielen Einflussfaktoren und möglichen Szenarien verkomplizieren die Untersuchung zusätzlich. Betrachtet man Eisenbahnunfälle, bei denen eine Entgleisung vorausgegangen war, wird man feststellen, dass es in vielen Fällen schwierig ist, die Anprallsituation zu vereinfachen und mit anderen Szenarien zu vergleichen oder den Unfall einem bestimmten Szenario zuzuordnen.

6.7.2 Anprallsituationen

Die möglichen relevanten Anprallereignisse beinhalten den Frontalanprall des Zugkopfes an den Wandkopf, den Anprall des Zugkopfes an die Wandseitenfläche und den seitlichen Anprall eines Wagens oder dem Ende des Zugkopfes an das Bauwerk.

Beim Frontalanprall des Zugkopfes handelt es sich um eine in den vorigen Abschnitten untersuchten Anprallsituation. Diese wird für die Entwicklung des Fehlerbaums als Anprallsituation 1 definiert. Hierbei prallt die Front des Zuges (Lokomotive, Triebkopf, Triebfahrzeug) gegen den Wandkopf des Bauteils, ein Anprall der nachfolgenden Wagen findet nicht statt (Abbildung 193). Hierzu ist somit mindestens eine Entgleisung des ersten Drehgestells erforderlich.

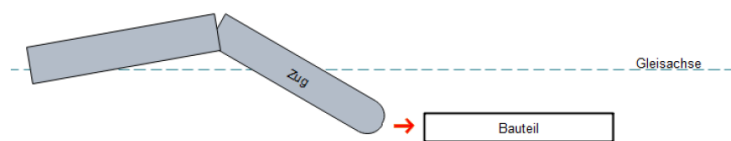


Abbildung 193: Frontalanprall des Zugkopfes

Beim Anprall des Zugkopfes an die Bauteilseite findet ein Anprall der Front des Zuges unter einem Winkel gegen die seitliche Wandfläche statt (Abbildung 194). Diese Situation wird für die Entwicklung des Fehlerbaums als Anprallsituation 2 definiert. Die seitliche Distanz zwischen Zug und Bauteil wird hierbei erst vollständig erreicht, wenn der Zugkopf die Stirnseite des Bauteils bereits passiert hat. Der Anprallwinkel ist abhängig von der Entfernung des Bauteils zur Gleisachse sowie dem Verhalten des Zuges nach der Entgleisung. Bei flachen Anprallwinkeln kann es vermutlich zu einem Entlangschleifen des Zuges an der Bauteilseitenfläche kommen.

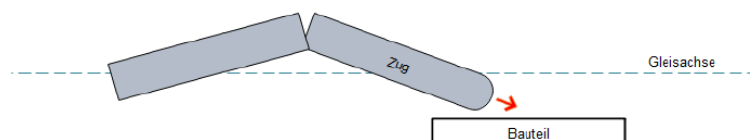


Abbildung 194: Anprall des Zugkopfes an die Bauteilseite

Bei der dritten Anprallvariante findet kein Anprall des Zugkopfes, sondern ein seitlicher Anprall statt (Abbildung 195). Dieser Anprall wird für die Entwicklung des Fehlerbaums als Anprallsituation 3 definiert. Es kann dabei sowohl zu einem Anprall mit der Stirnseite als auch mit der Seitenfläche des Bauteils kommen. Bei dieser Anprallvariante müssen mehrere Drehgestelle von benachbarten Wagen entgleisen.

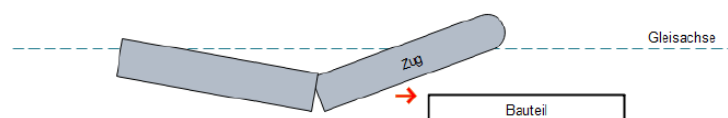


Abbildung 195: Seitlicher Anprall des Zuges

6.7.3 Konstruktion des Fehlerbaums

Nachdem die verschiedenen Einflussfaktoren auf das System beleuchtet wurden, wird nachfolgend die Konstruktion des Fehlerbaums erläutert. Da es sich bei der Fehlerbaumanalyse um ein deduktives Verfahren handelt, besteht der erste Schritt darin, das Hauptereignis, dessen Ursachen untersucht werden sollen, festzulegen. In diesem Fall wird als Hauptereignis »Zuganprall an Bauteil« definiert. Dieses unerwünschte Ereignis beschreibt allgemein den Vorgang, dass ein Zug mit einem Bauwerk neben den Gleisen kollidiert und stellt den Systemausfall dar. In dieser Untersuchung werden die unterschiedlichen Anprallsituationen betrachtet, die zu diesem Hauptereignis führen. Hierfür sollen die im vorigen Abschnitt festgelegten Anprallszenarien die erste Systemebene darstellen. Die drei Anprallsituationen sind durch ein ODER-Gatter miteinander verknüpft. Das heißt, wenn mindestens eines der 3 Szenarien stattfindet, kommt es zum Hauptereignis »Zuganprall an Bauteil«. Da vorwiegend Statistiken zu Entgleisungen im Güterverkehr vorliegen, werden diese im Folgenden genauer untersucht. Der erstellte Fehlerbaum lässt sich jedoch bei Erhalt aussagekräftiger Informationen zum Personenverkehr problemlos anpassen.

In Abbildung 196 ist der Fehlerbaum mit dem Hauptereignis und der ersten Systemebene dargestellt. Die drei definierten Anprallsituationen werden durch ein ODER-Gatter verknüpft. Die drei unter den einzelnen Anprallsituationen stehenden Fehlerbäume können dann getrennt voneinander entwickelt werden. Durch die Transfer-Gatter ist die Aufteilung in 3 getrennte Fehlerbäume gekennzeichnet. Der Fehlerbaum unter Anprallsituation 1 (Abbildung 197) lässt sich in mehrere Ereignisse einteilen, welche zum Hauptereignis führen können. Für Anprallsituation 2 ergibt sich derselbe Fehlerbaum wie für Anprallsituation 1, sodass dieser nicht gesondert aufgeführt wird. Der Fehlerbaum für Anprallsituation 3 ist in der Abbildung 198 dargestellt.

Im vorliegenden Fall wird lediglich der Fehlerbaum für die Güterzugentgleisung genauer betrachtet, da hierfür Unfallstatistiken und Betriebsdaten verwendet werden konnten.

6.7.3.1 Fehlerbaum nach Javarian und Rezvani

Mit der Untersuchung der Ursachen für Entgleisungen von Güterzügen und Personenzügen befassten sich, wie bereits erläutert, auch Rezvani und Jafarian von der Iran University of Science and Technology [149, 150]. Sie ermittelten Ereignisse, welche die Entgleisungsursache darstellen können und erstellten damit sowohl einen Fehlerbaum für eine Güterzugentgleisung [150] als auch für eine Personenzugentgleisung [149]. Die Basisereignisse stellen entweder menschliches Versagen oder technische Ausfälle dar. Um die Fehlerbäume quantitativ auswerten zu können, wurde für Ereignisse, die menschliches Versagen abbilden, die Fuzzy-Logik zu Hilfe genommen. Diese Werte basieren also auf Expertenschätzungen, mit denen die verschiedenen Ereignisse evaluiert wurden. Für die Quantifizierung der Ereignisse mit technischer Ursache wurde auf Statistiken aus dem iranischen Schienennetz zurückgegriffen. Die Fehlerbäume von Jafarian und Rezvani [149, 150] sind sehr detailliert und umfangreich, weshalb sie sich gut als Grundlage für weitere Untersuchungen eignen. Mit den entsprechenden Werten für die Basisereignisse lassen sie sich auch auf andere Schienennetze übertragen. Besonderheiten oder Abweichungen können durch Anpassung der einzelnen Zweige und Ereignisse berücksichtigt werden. Da sich die verfügbaren Statistiken größtenteils auf Güterzugentgleisungen beziehen, werden diese im Folgenden genauer betrachtet. Nachfolgend sind in Tabelle 61 die Basisereignisse des Fehlerbaums für eine Güterzugentgleisung nach Jafarian und Rezvani aufgelistet.

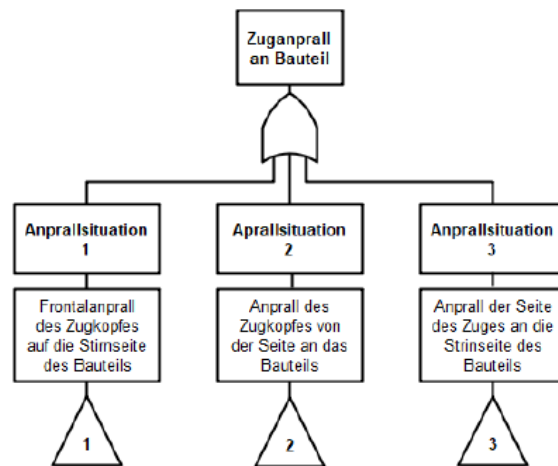


Abbildung 196: Fehlerbaum mit Hauptereignis und erster Systemebene

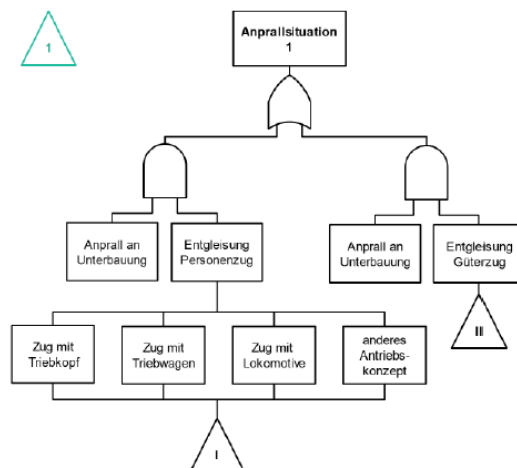


Abbildung 197: Fehlerbaum Anprallsituation 1, Weiterentwicklung des Transfersgatters 1

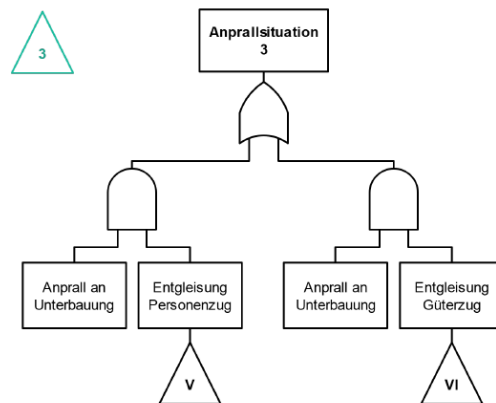


Abbildung 198: Fehlerbaum Anprallsituation 3

TABELLE 61: BASISEREIGNISSE DES FEHLERBAUMS FÜR EINE GÜTERZUGENTGLEISUNG NACH JAFARIAN UND REZVANI [149]

Basisereignis	Beschreibung
E01	Entgleisung an einer Weiche aufgrund der Umstellung unter dem Zug
E02	Kollision mit defekten Teilen der Streckeninfrastruktur
E03	Entgleisung aufgrund Ausfalls kritischer Komponenten des Fahrzeuges
E04	Entgleisung aufgrund fehlerhafter Kupplung der Wagen
E05	Entgleisung aufgrund fehlerhaften oder gebrochenen Fahrgestells eines Wagens
E06	Entgleisung aufgrund plötzlicher Bremsung
E07	Entgleisung aufgrund Geschwindigkeitsüberhöhung
E08	Weiche falsch gestellt vor dem Zug
E09	Kollision mit beweglichen Teilen der Infrastruktur
E10	Kollision mit temporären Bauteilen neben den Gleisen
E11	Verwerfungen der Gleise
E12	Gleisbruch
E13	Verdrehung der Gleise
E14	falsche Längsausrichtung der Gleise
E15	falsche Neigung in einer Kurve
E16	falscher Abstand zwischen den Gleisen
E17	Entgleisung aufgrund defekter Lager
E18	Entgleisung aufgrund defekter Drehgestellrahmen
E19	Entgleisung aufgrund Verschleißes an den Rädern
E20	Verschieben der Ladung, während der Zug in Bewegung zwischen zwei Stationen ist
E21	falsche Zugformation
E22	Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Zugformation
E23	Signalsystem vermittelt falsche Erlaubnis für Streckenabschnitt
E24	Objekte die beim Fahren vom Zug auf die Gleise fallen
E25	Objekte aus Umwelteinflüssen die auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt
E26	Objekte, die aufgrund von anderem Versagen auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt
E27	Kollision von Fahrzeugteilen die während der Fahrt abstehen
E28	Überfahren des Signals aufgrund Missverständnisses des Fahrers

Basisereignis	Beschreibung
E29	Überfahren des Signals aufgrund Bremsenversagen
E30	Technische Fehler an der Strecke, die nicht entdeckt wurden
E31	Starrheit des Drehgestells aufgrund fehlerhafter Drehgestell-Wagen-Verbindung
E32	Starrheit des Drehgestells wegen Überladung
E33	Starrheit des Drehgestells wegen fehlerhaftem Dämpfungssystem des Fahrzeuges
E34	Achsbruch wegen Rissen
E35	Achsbruch wegen fehlerhaften Lagern
E36	Felge löst sich aufgrund Lockerung
E37	Felge löst sich aufgrund festgeklemmten Radlagers
E38	ungünstige Verteilung der Lasten auf die Räder
E39	Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Lastverteilung
E40	Objekte, welche von Arbeitern auf der Strecke gelassen wurden
E41	Objekte, die von einem vorausfahrenden Fahrzeug gefallen sind
E42	Objekte aus Umwelteinflüssen auf den Gleisen
E43	Objekte, die aufgrund von Vandalismus oder anderem Versagen auf die Gleise gelangt sind
E44	Teile des Fahrzeuges oder der Ladung stehen ab
E45	falsche Durchfahrtserlaubnis obwohl Teile abstehen
E46	externes Objekt auf der Strecke wurde nicht entdeckt

Für all diese Ereignisse wurden Ausfallraten ermittelt. Die Ausfallrate stellt eine Kenngröße dar, mit der die Zuverlässigkeit eines Objekts beschrieben werden kann. Im Falle der Untersuchung der Entgleisung von Zügen gibt sie die Anzahl des Auftretens des betreffenden Ereignisses in Bezug auf die gefahrenen Zugkilometer an. Mithilfe der in DIN EN 61025 [61] beschriebenen Vorgehensweise lassen sich daraus alle Zwischenereignisse und somit letztendlich auch das Top-Event berechnen.

6.7.3.2 Fehlerbaum mit angepassten Kennwerten

Die Berechnungen von Jafarian und Rezvani beziehen sich auf das Schienennetz im Iran. Um den Fehlerbaum auf das Schienennetz von Deutschland beziehen zu können, müssen Werte für die Basis- und Zwischenereignisse aus Statistiken für Deutschland gewonnen werden. Informationen über den Schienenverkehr in Deutschland sind u. a. über das Statistische Bundesamt verfügbar. Eine wichtige Größe zur Bestimmung von Entgleisungsraten stellt die Verkehrsleistung in Abhängigkeit von der Art des Schienenverkehrs dar (siehe Abbildung 199).

3 Ausgewählte Verkehrsleistungen im Schienenverkehr

3.3 Zurückgelegte Zugkilometer¹

Jahr	Insgesamt im Inland ³	im Güterverkehr ^{2,3}	im Personenverkehr	darunter:		
				Nahverkehr ⁴	Fernverkehr auf inländischem Gebiet	nachrichtlich: Fernverkehr auf ausländischem Gebiet
				in Mill.		
2005	1 279	190	1 089	939	150	0,9
2006	1 300	227	1 073	938	136	0,2
2007	1 308	230	1 078	925	153	1,9
2008	1 300	226	1 074	923	152	2,4
2009	1 286	202	1 084	935	149	2,4
2010	1 346	260	1 086	941	145	1,7
2011	1 283	204	1 079	935	144	1,5
2012	1 324	244	1 080	937	143	1,6
2013	1 323	249	1 074	933	141	1,7
2014	1 359	250	1 109	968	141	1,4
2015	1 349	245	1 105	967	137	0,7
2016	1 326	208	1 118	976	143	0,7
2017	1 393	276	1 117	977	139	0,8
2018	1 403	288	1 115	973	143	1,5
2019	--	260	--	--	--	--

Abbildung 199: Verkehrsleistungen im Schienenverkehr in Deutschland in den Jahren 2005 bis 2019 [235]

Aus Abbildung 199 ist zu entnehmen, wie viele Zugkilometer im jeweiligen Jahr in Deutschland zurückgelegt wurden. Zudem wurden Personenverkehr und Güterverkehr getrennt betrachtet. Mithilfe dieser Werte lässt sich ein Mittelwert des betrachteten Zeitraums berechnen. Für den Güterverkehr ergibt sich somit eine durchschnittliche Verkehrsleistung von 237 Millionen Zugkilometern pro Jahr. Des Weiteren werden Statistiken über Betriebsunfälle im Schienenverkehr benötigt, in denen auch Entgleisungen als Kategorie aufgeführt werden. In einem Bericht von Det Norske Veritas für die Eisenbahnagentur der Europäischen Union [56] werden Sicherheitsmaßnahmen zur Reduzierung des Entgleisungsrisikos von Güterzügen bewertet. Im Rahmen dieser Risikoanalyse wird auch die Fehlerbaumanalyse als Werkzeug eingesetzt. Zudem liefert der Bericht tabellarische Auflistungen der in den vergangenen Jahren in verschiedenen Ländern der EU erfolgten Entgleisungen. Diesen wurden eine oder mehrere Ursachen zugeordnet, die bei der Untersuchung des Unfalles festgestellt wurden. Auch für Deutschland findet sich eine Übersicht mit allen gemeldeten Entgleisungsereignissen aus den Jahren 1997 bis 2010. Insgesamt wurden 32 Ereignisse gemeldet (siehe Anhang 16).

Es gilt zu beachten, dass nur Entgleisungen aufgeführt werden, bei denen die Ursache für das Versagen der Spurführung eindeutig identifiziert werden konnte. Außerdem werden keine Entgleisungen infolge von Rangierarbeiten berücksichtigt, da diese i. d. R. nur mit sehr geringen Geschwindigkeiten verbunden sind, dadurch nur geringe Schäden verursachen und somit keine Relevanz für Anprallereignisse haben. Die Übersicht zeigt, dass trotz des Betrachtungszeitraums von über 10 Jahren nur eine relativ geringe Anzahl an nennenswerten Entgleisungsereignissen in Deutschland aufgetreten ist. Aus internen Quellen der DB Netz AG gehen 115 Entgleisungen im Zeitraum 2010 bis 2020 hervor. Hierbei inbegriffen sind vier Reisezugentgleisungen, eine Triebfahrzeugleerfahrt sowie 100 Rangierfahrten [48]. Somit beschränkt sich die Anzahl der Güterzugentgleisungen mit höheren Geschwindigkeiten auf lediglich 10 Ereignisse. Die geringe Anzahl an Ereignissen begrenzt die Möglichkeiten der statistischen Auswertung und der Ableitung aussagekräftiger Zusammenhänge.

Im Folgenden soll dennoch mithilfe der wenigen verfügbaren Daten bzw. der geringen Anzahl an relevanten Ereignissen der Fehlerbaum von Jafarian und Rezvani an das Schienennetz in Deutschland angepasst werden. In Verbindung mit der Verkehrsleistung des Güterverkehrs im betrachteten Zeitraum können mithilfe dieser Informationen Entgleisungsraten für die verschiedenen Entgleisungsursachen bestimmt werden. Die Entgleisungsrate in Bezug auf eine bestimmte Ursache errechnet sich wie folgt:

$$\text{Zugentgleisungsrate} = \frac{\text{Anzahl des Ereignisses}}{\text{gefahrte Zugkilometer}} \quad (122)$$

Die Kategorien der Unfallursachen aus dem Bericht von Det Norske Veritas (DNV) [49] lassen sich mit den Basis- und Zwischenereignissen der Fehlerbäume nach Jafarian und Rezvani [150] abgleichen. Entgleisungsraten für bestimmte Ereignisse können also durch die Werte aus der Unfallstatistik ersetzt werden und der Fehlerbaum somit teilweise an das deutsche Schienennetz angepasst werden. Durch die Kombination der Statistiken mit den vorhandenen Fehlerbäumen ist es möglich, eine erneute Berechnung des Fehlerbaums durchzuführen. Nachfolgend ist dargestellt, inwiefern die Daten von Jafarian und Rezvani mit Daten aus [49] ergänzt wurden. In der Auflistung sind alle Werte die von Jafarian und Rezvani stammen in einem helleren Grau markiert. Mit einem dunkleren Grauton sind alle Werte hinterlegt, die mithilfe der Informationen aus dem Bericht von Det Norske Veritas [49] bestimmt werden konnten. Anschließend wurde eine kombinierte Liste erstellt. In diese Liste wurden alle verfügbaren Werte aus dem Bericht von Det Norske Veritas (dunkelgrau) übernommen und anschließend an allen Stellen, an denen keine Informationen aus der Unfallstatistik zu gewinnen waren, mit den Werten von Jafarian/Rezvani (hellgrau) aufgefüllt. Somit sind die Ausfallraten für alle Basisereignisse festgelegt, und der Fehlerbaum kann berechnet werden. Der gesamte Fehlerbaum ist in Anhang 18 dargestellt.

TABELLE 62: ERGÄNZUNG DER DATEN VON JAFARIAN/REZVANI [150] MIT DATEN AUS [49]

Güterzugentgleisung			
Basisereignis	Ausfallrate Jafarian/Rezvani	Ausfallrate DNV/UIC	Ausfallrate (maßgebend)
E01: Entgleisung an einer Weiche aufgrund der Umstellung unter dem Zug	2,76E-07	3,832E-04	3,832E-04
E02: Kollision mit defekten Teilen der Streckeninfrastruktur	1,11E-07	3,832E-04	3,832E-04
E03: Entgleisung aufgrund Ausfalls kritischer Komponenten des Fahrzeuges	1,11E-07	3,832E-04	3,832E-04
E04: Entgleisung aufgrund fehlerhafter Kupplung der Wagen	1,11E-07	0	0
E05: Entgleisung aufgrund fehlerhaften oder gebrochenen Fahrgestells eines Wagens	2,76E-07	3,832E-04	3,832E-04
E06: Entgleisung aufgrund plötzlicher Bremsung	2,76E-07	0	0
E07: Entgleisung aufgrund Geschwindigkeitsüberhöhung	4,42E-07	3,832E-04	3,832E-04
E08: Weiche vor dem Zug falsch gestellt	6,95E-04	-	6,95E-04
E09: Kollision mit beweglichen Teilen der Infrastruktur	5,53E-08	-	5,53E-08
E10: Kollision mit temporären Bauteilen neben den Gleisen	1,11E-07	-	1,11E-07
E11: Verwerfungen der Gleise	4,82E-06	0	0
E12: Gleisbruch	1,93E-06	3,832E-04	3,832E-04
E13: Verdrehung der Gleise	9,64E-07	0	0
E14: Falsche Längsausrichtung der Gleise	5,79E-06	3,832E-04	3,832E-04

Güterzugentgleisung			
Basisereignis	Ausfallrate Ja- farian/Rezvani	Ausfallrate DNV/UIC	Ausfallrate (maßgebend)
E15: Falsche Neigung in einer Kurve	3,86E-06	0	0
E16: Falscher Abstand zwischen den Gleisen	1,45E-05	0	0
E17: Entgleisung aufgrund defekter Lager	5,53E-08	0	0
E18: Entgleisung aufgrund defekter Drehgestell- rahmen	1,66E-07	3,832E-04	3,832E-04
E19: Entgleisung aufgrund Verschleißes an den Rädern	1,11E-07	0	0
E20: Verschieben der Ladung, während der Zug in Bewegung zwischen zwei Stationen ist	1,11E-07	1,1497E-03	1,1497E-03
E21: Falsche Zugformation	1,1E-03	0	0
E22: Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Zug- formation	1,0E-04	-	1,0E-04
E23: Signalsystem übermittelt falsche Erlaubnis für Streckenabschnitt	9,32E-04	-	9,32E-04
E24: Objekte, die beim Fahren vom Zug auf die Gleise fallen	1,84E-08	-	1,84E-08
E25: Objekte aus Umwelteinflüssen, die auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt	1,84E-08	-	1,84E-08
E26: Objekte, die aufgrund von anderem Versagen auf die Gleise kommen, während der Zug darüber- fährt	1,84E-08	-	1,84E-08
E27: Kollision von Fahrzeugteilen, die während der Fahrt abstehen	5,53E-08	-	5,53E-08
E28: Überfahren des Signals aufgrund Missver- ständnisses des Fahrers	8,87E-04	-	8,87E-04
E29: Überfahren des Signals aufgrund Bremsen- versagen	8,96E-05	-	8,96E-04
E30: Technische Fehler an der Strecke, die nicht entdeckt wurden	5,54E-02	-	5,54E-02
E31: Starrheit des Drehgestells aufgrund fehler- hafter Drehgestell-Wagen-Verbindung	1,84E-07	-	1,84E-07
E32: Starrheit des Drehgestells wegen Überla- dung	1,84E-07	3,832E-04	3,832E-04
E33: Starrheit des Drehgestells wegen fehlerhaf- tem Dämpfungssystem des Fahrzeuges	3,5E-07	-	3,5E-07
E34: Achsbruch wegen Rissen	1,66E-07	7,664E-04	7,664E-04
E35: Achsbruch wegen fehlerhaften Lagern	2,76E-07	3,832E-04	3,832E-04
E36: Felge löst sich aufgrund Lockerung	3,32E-07	-	3,32E-07
E37: Felge löst sich aufgrund festgeklemmten Radlagers	5,53E-08	-	5,53E-08

Güterzugentgleisung			
Basisereignis	Ausfallrate Ja-farian/Rezvani	Ausfallrate DNV/UIC	Ausfallrate (maßgebend)
E38: Ungünstige Verteilung der Lasten auf die Räder	5,48E-04	0	0
E39: Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Lastverteilung	3,1E-04	-	3,1E-04
E40: Objekte, welche von Arbeitern auf der Strecke gelassen wurden	3,38E-05	0	0
E41: Objekte, die von einem vorrausfahrenden Fahrzeug gefallen sind	3,38E-05	-	3,38E-05
E42: Objekte aus Umwelteinflüssen auf den Gleisen	1,64E-05	-	1,64E-05
E43: Objekte, die aufgrund von Vandalismus oder anderem Versagen auf die Gleise gelangt sind	3,38E-05	-	3,38E-05
E44: Teile des Fahrzeuges oder der Ladung stehen ab	1,35E-03	0	0
E45: Falsche Durchfahrtserlaubnis, obwohl Teile abstehen	6,11E-05	-	6,11E-05
E46: Externes Objekt auf der Strecke wurde nicht entdeckt	2,74E-03	-	2,74E-03

Mit den Basisereignissen lassen sich die weiteren erforderlichen Gatter G wie folgt berechnen:

TABELLE 63: AUSFALLRATEN NACH JAFARIAN/REZVANI [149] MIT DEN AKTUALISIERTEN DATEN AUS STATISTIKEN DES UIC [49]

Gatter	Beschreibung	Gatter-Typ	Eingangsergebnisse	Berechnung	Ausfallrate
G29	Einfahrt in Streckenabschnitt aufgrund falscher Erlaubnis	oder	E23, E46	$1 - (1 - E23) * (1 - E46)$	0,003669446
G28	Kollision von Teilen des Fahrzeuges, die schon vor der Fahrt abstanden	und	E44, E45	$E44 * E45$	0
G27	externe Objekte liegen auf der Strecke	oder	E40, E41, E42, E43	$1 - (1 - E40) * (1 - E41) * (1 - E42) * (1 - E43)$	8,39977E-05
G26	Zug durchfährt Streckenabschnitt während sich dort Objekte befinden	oder	G29, G20	$1 - (1 - G29) * (1 - G20)$	0,00464
G25	ungünstige Lastverteilung vor Beginn der Fahrt	und	E38, E39	$E38 * E39$	0
G24	Entgleisung aufgrund Trennung von Felge und Rad	oder	E36, E37	$1 - (1 - E36) * (1 - E37)$	3,87E-07
G23	Entgleisung aufgrund Achsbruchs	oder	E34, E35	$1 - (1 - E34) * (1 - E35)$	0,004595663
G22	Entgleisung aufgrund Starrheit der Drehgestelle	oder	E31, E32, E33	$1 - (1 - E31) * (1 - E32) * (1 - E33)$	0,000382534
G21	Überfahren der fehlerhaften Strecke aufgrund einer falschen Erlaubnis	oder	E30, E23	$1 - (1 - E30) * (1 - E23)$	0,056280367
G20	Überfahren eines Signals ohne Erlaubnis	oder	E28, E29	$1 - (1 - E28) * (1 - E29)$	0,0009765
G19	Kollision abstehender Teile des Zuges mit Bauteilen neben den Gleisen	oder	G28, E27	$1 - (1 - G28) * (1 - E27)$	5,53E-08
G18	Kollision mit Objekten, welche auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt	oder	E24, E25, E26	$1 - (1 - E24) * (1 - E25) * (1 - E26)$	5,52E-08
G17	Kollision mit Objekten die auf den Gleisen gelassen wurden	und	G26, G27	$G26 * G27$	3,8975E-07
G16	Zug fährt über falsch gestellte Weiche	oder	E23, G20	$1 - (1 - E23) * (1 - G20)$	0,0019076

Gatter	Beschreibung	Gatter-Typ	Eingangsergebnisse	Berechnung	Ausfallrate
G15	Entgleisung aufgrund ungünstiger Zugformation	und	E21, E22	$E21 * E22$	0
G14	Entgleisung aufgrund falscher Verteilung der Lasten auf die Räder	oder	E20, G25	$1 - (1 - E20) * (1 - G25)$	0,0011497
G13	Entgleisung aufgrund technischer Fehler an Rädern	oder	G23, E19, G24	$1 - (1 - G23) * (1 - E19) * (1 - G24)$	4,60E-03
G12	Entgleisung aufgrund technischer Fehler an Drehgestell	oder	E17, G22, E18	$1 - (1 - E17) * (1 - G22) * (1 - E18)$	7,66E-04
G11	Zug fährt in Streckenabschnitt ein trotz technischer Fehler der Strecke	oder	G20, G21	$1 - (1 - G20) * (1 - G21)$	0,057371082
G10	technischer Fehler an manchen Stellen der Strecke	oder	E11, E12, E13, E14, E15, E16	$1 - (1 - E11) * (1 - E12) * (1 - E13) * (1 - E14) * (1 - E15) * (1 - E16)$	0,000766
G09	Kollision mit / Überfahren von Objekten, die nicht auf den Gleisen sind	oder	E09, G19, E10	$1 - (1 - E09) * (1 - G19) * (1 - E10)$	2,216E-07
G08	Kollision mit / Überfahren von Objekten auf den Gleisen	oder	G17, G18	$1 - (1 - G17) * (1 - G18)$	4,4495E-07
G07	Entgleisung an einer Weiche aufgrund der falschen Stellung vor dem Zug	und	G16, E08	$G16 * E08$	1,32579E-06
G06	Entgleisung aufgrund betrieblicher Fehler	oder	E06, E07, G14, G15	$1 - (1 - E06) * (1 - E07) * (1 - G14) * (1 - G15)$	0,001532459
G05	Entgleisung aufgrund Fehler am Schienenfahrzeug	oder	G12, E03, E04, G13, E05	$1 - (1 - G12) * (1 - E03) * (1 - E04) * (1 - G13) * (1 - E05)$	6,12E-03
G04	Entgleisung aufgrund von Schäden an der Strecke	und	G10, G11	$G10 * G11$	4,39462E-05
G03	Entgleisung aufgrund Kollision mit / Überfahren von externen Objekten	oder	G08, E02, G09	$1 - (1 - G08) * (1 - E02) * (1 - G09)$	3,8387E-04
G02	Entgleisung an Weichen	oder	G07, E01	$1 - (1 - G07) * (1 - E01)$	0,0003845
G01	Entgleisung eines Güterzuges	oder	G02, G03, G04, G05, G06	$1 - (1 - G02) * (1 - G03) * (1 - G04) * (1 - G05) * (1 - G06)$	8,449E-03

Für das Top-Event G01, der Entgleisung eines Güterzuges, ergibt sich somit eine Entgleisungsrate von $8,449 \times 10^{-3}$ pro 1 Million Zugkilometer.

Die Berechnungen der Ausfallraten erfolgten nach Abgleich mit der nach dem SIMULINK-/MATLAB-Modell erfolgten Handrechnung. Daraus resultieren die gleichen Ausfallraten, zudem kann ein kritischer Pfad ausgemacht werden, der im vorliegenden Fall wie bereits erläutert als der Weg definiert ist, durch welchen bei Kombination von Ereignissen die höchste Ausfallrate bestimmt wird. Der kritische Pfad für den Fehlerbaum der Güterzugentgleisung ist in folgender Abbildung dargestellt.

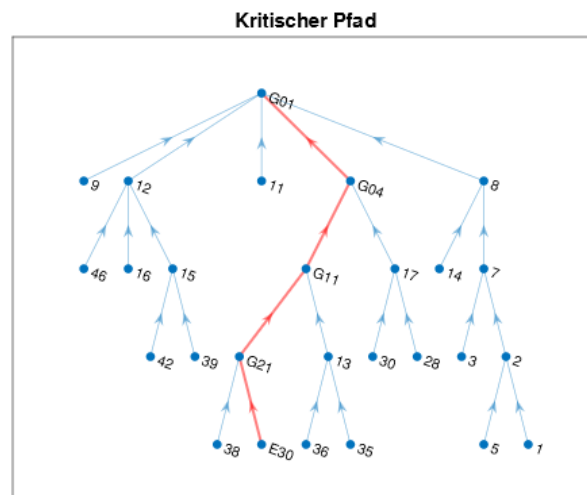


Abbildung 200: Kritischer Pfad Güterzugentgleisung

Bei der gesamten Betrachtung gilt es jedoch zu beachten, dass die berechnete Entgleisungsrate unter Umständen kleiner ist, als wenn sie auf Grundlage wesentlich umfangreicherer Statistiken berechnet werden würde. Dies hängt damit zusammen, dass die Ausfallraten mit denen die Informationen von Jafarian und Rezvani ergänzt wurden, auf Unfallberichten basieren. In den Unfallberichten sind die Ursachen für die Entgleisungen aufgelistet, die dann bei der Berechnung des Fehlerbaums mit den Basisereignissen gleichgesetzt wurden. Allerdings taucht ein Ereignis nur im Unfallbericht auf, wenn es auch eine Entgleisung verursacht hat. Im Umkehrschluss bedeutet dies jedoch auch, dass Ereignisse die nicht zu einer Entgleisung geführt haben, auch nicht in der Statistik des Unfallberichts auftauchen. Die Ausfallraten der Basisereignisse werden also möglicherweise etwas unterschätzt.

6.7.3.3 Fehlerbäume der Anprallsituationen

Der von Jafarian und Rezvani entwickelte und anhand vorliegender Statistiken und Betriebsdaten angepasste Fehlerbaum für die Entgleisung eines Güterzuges wurde bereits beschrieben. Ausgehend von diesem Fehlerbaum werden nun Ereignisse ausgeschlossen, welche nicht zu der jeweiligen Anprallsituation führen können. Für Anprallsituation 1 ist es z. B. erforderlich, dass der Zugkopf entgleist. Demzufolge können alle Ursachen ausgeschlossen werden, die nur zu einem Entgleisen von Wagen hinter dem Triebfahrzeug führen. Im Entgleisungsvorgang unterscheidet sich allerdings Anprallsituation 1 nicht von Anprallsituation 2. Dort findet die Entgleisung lediglich später statt, sodass ein seitlicher Anprall an das Bauteil erfolgt. Da das Verhalten von Zügen nach einer Entgleisung weitgehend unbekannt ist, lässt sich dieser Unterschied im Fehlerbaum mit dem derzeitigen Kenntnisstand der Forschung nicht darstellen. Für Anprallsituation 3 hingegen ist eine Entgleisung der Wagen hinter dem Triebfahrzeug erforderlich, sodass hierfür andere Ursachen aus dem Fehlerbaum gestrichen werden können. Dabei ist anzumerken, dass es sich bei der nachfolgenden Auflistung um eine Schätzung möglicher auszuschließender Ereignisse für die

jeweiligen Anprallsituationen handelt, da das genaue Entgleisungsverhalten von Schienenfahrzeugen nahezu unbekannt ist. Wenn sich z. B. Gegenstände auf den Gleisen befinden, wird im Folgenden nicht zweifelsfrei vorausgesetzt, dass es zu einer Entgleisung des Zugkopfes kommt, da das vorderste Schienenfahrzeug i. d. R. schwerer ist und voraussichtlich nicht so schnell entgleist wie die darauffolgenden Wagen. Es kann somit entweder zu einer Entgleisung des vorderen Schienenfahrzeuges oder der nachfolgenden Wagen kommen.

Folgendes Ereignis ist gemäß der Definition Voraussetzung für Anprallsituation 1 bzw. 2 und kann somit im Fehlerbaum für Anprallsituation 3 ausgeschlossen werden:

- E08: Weiche vor dem Zug falsch gestellt

Folgende Ereignisse sind Voraussetzung für Anprallsituation 3 und können daher im Fehlerbaum für Anprallsituation 1 und 2 ausgeschlossen werden:

- E01: Entgleisung an einer Weiche aufgrund der Umstellung unter dem Zug
- E04: Entgleisung aufgrund fehlerhafter Kupplung der Wagen
- E05: Entgleisung aufgrund fehlerhaften oder gebrochenen Fahrgestells eines Wagens
- E20: Verschiebung der Ladung, während der Zug in Bewegung zwischen zwei Stationen ist
- E21: falsche Zugformation
- E22: Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Zugformation
- E24: Objekte, die beim Fahren vom Zug auf die Gleise fallen
- E25: Objekte aus Umwelteinflüssen, die auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt
- E26: Objekte, die aufgrund von anderem Versagen auf die Gleise kommen, während der Zug darüberfährt
- E32: Starrheit des Drehgestells wegen Überladung
- E38: ungünstige Verteilung der Lasten auf die Räder
- E39: Erhalt von Fahrerlaubnis trotz falscher Lastverteilung

Alle weiteren Ereignisse können zu allen drei Anprallsituationen führen und bleiben somit in allen Fehlerbäumen enthalten. Sollten bereits gewisse Maßnahmen an der Strecke oder am Schienenfahrzeug selbst getroffen worden sein, so können diese bei der Entwicklung des Fehlerbaums ebenfalls ausgeschlossen werden. Anhand der obigen Vereinfachungen folgt folgender Fehlerbaum für Anprallsituation 1:

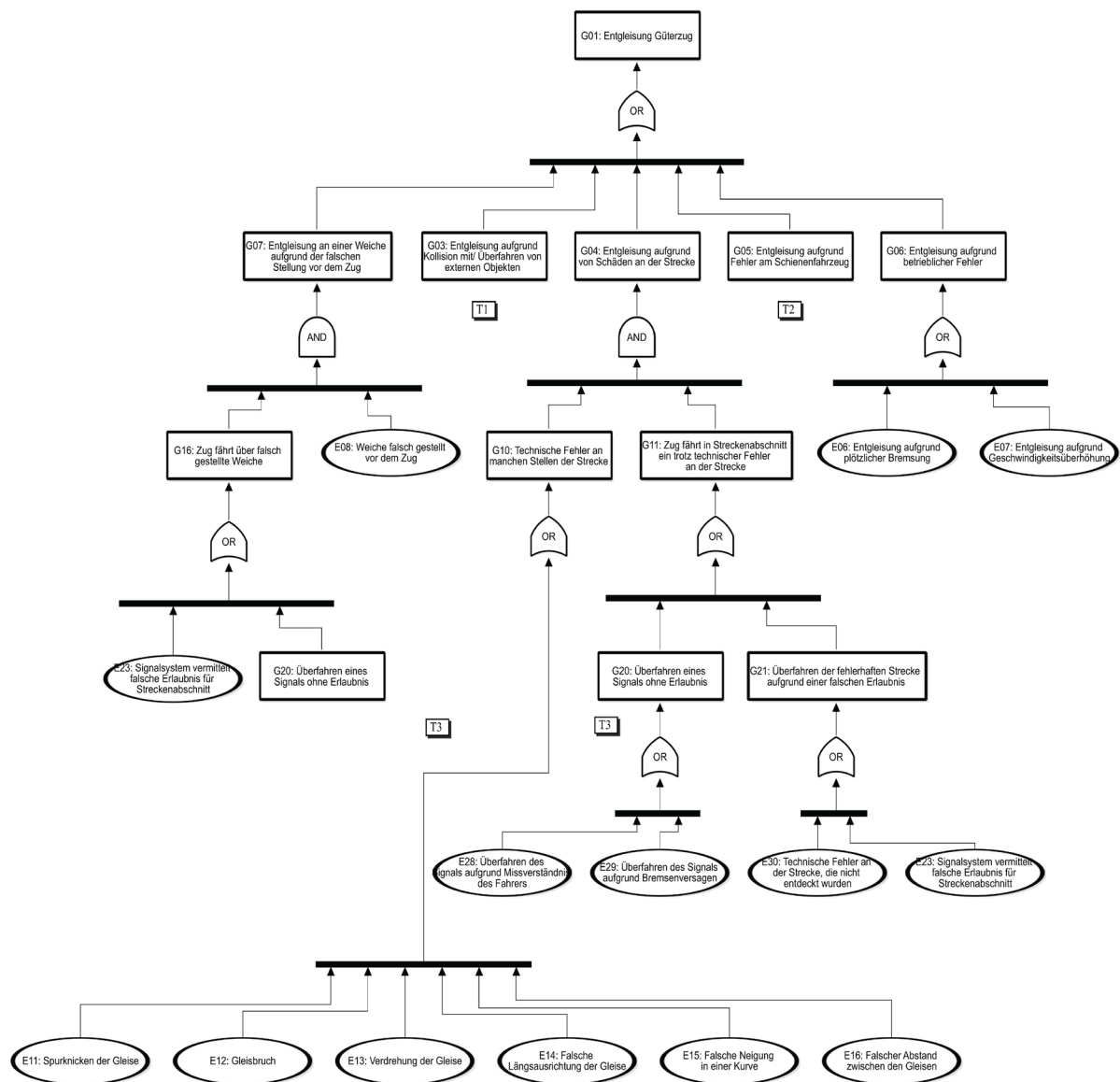


Abbildung 201: Fehlerbaum Güterzugentgleisung, Anprallsituation 1

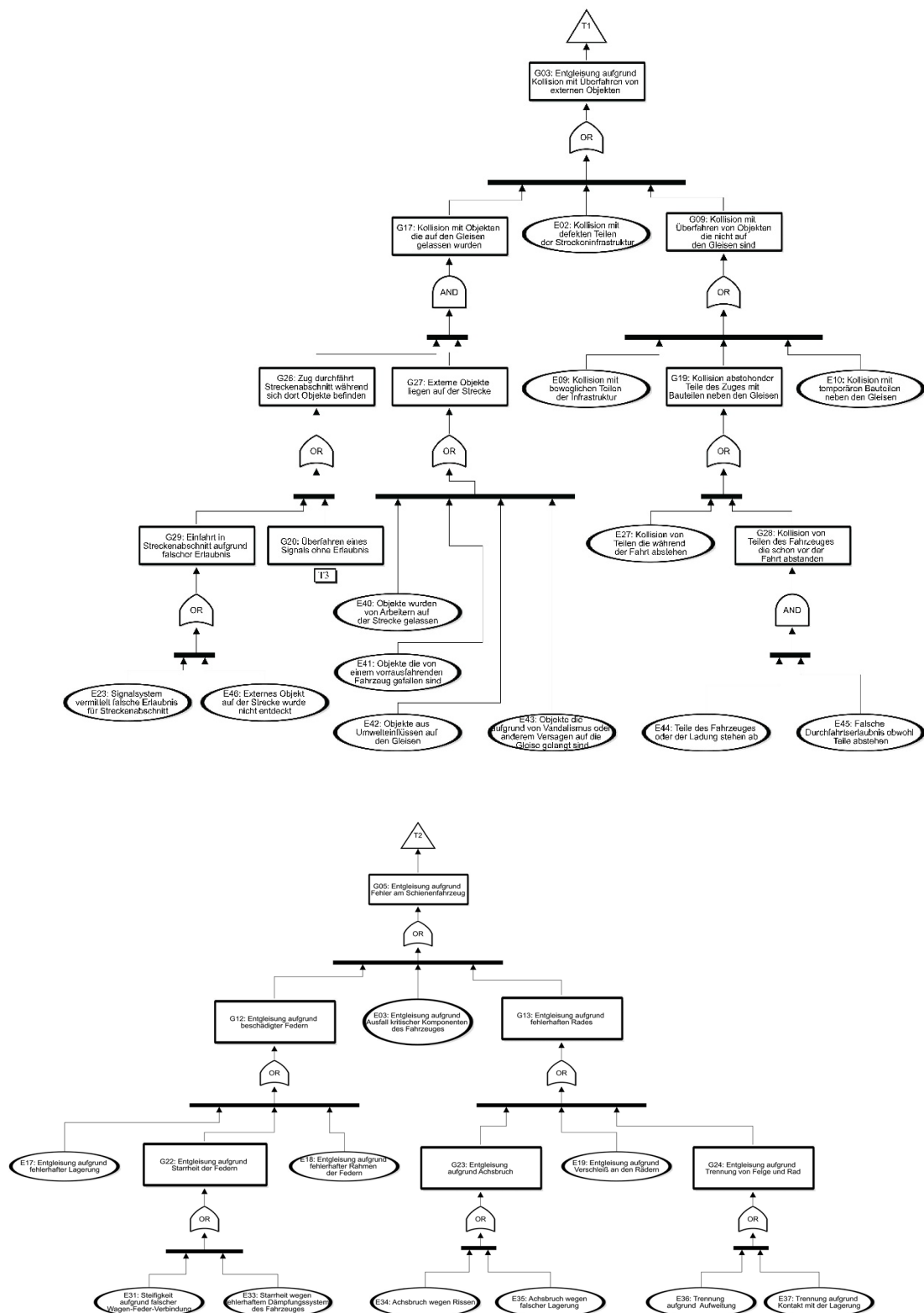


Abbildung 202: Fehlerbaum Güterzugentgleisung Anprallsituation 1, Entwicklung der Transfergatter T1 (oben) und T2 (unten)

Der Fehlerbaum von Anprallsituation 2 wird nicht gesondert dargestellt, da dieser dem Fehlerbaum von Anprallsituation 1 entspricht.

Nachfolgend ist der Fehlerbaum für Anprallsituation 3 dargestellt:



Abbildung 203: Fehlerbaum Anprallsituation 3

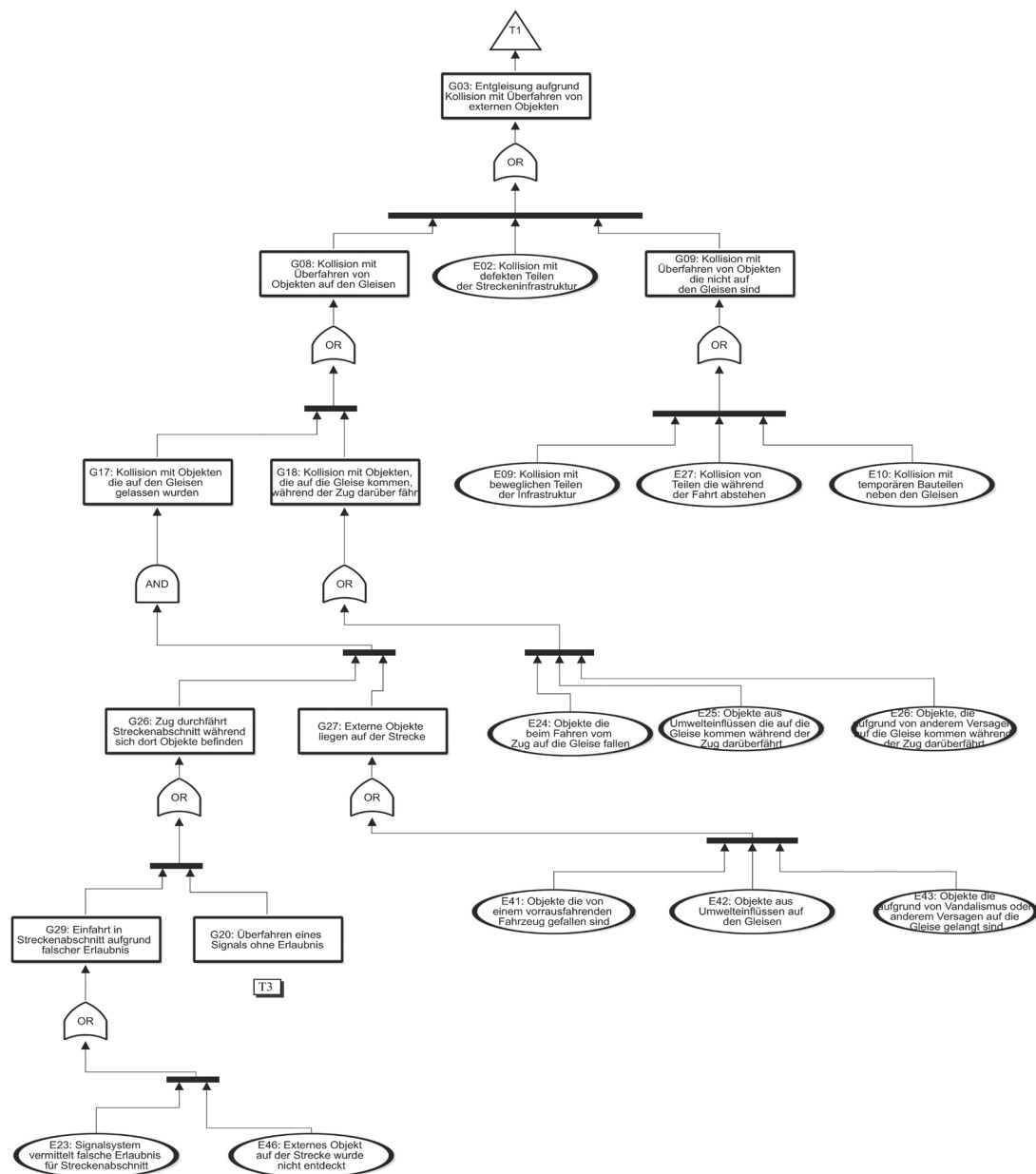


Abbildung 204: Fehlerbaum Anprallsituation 3, Transfergatter T1

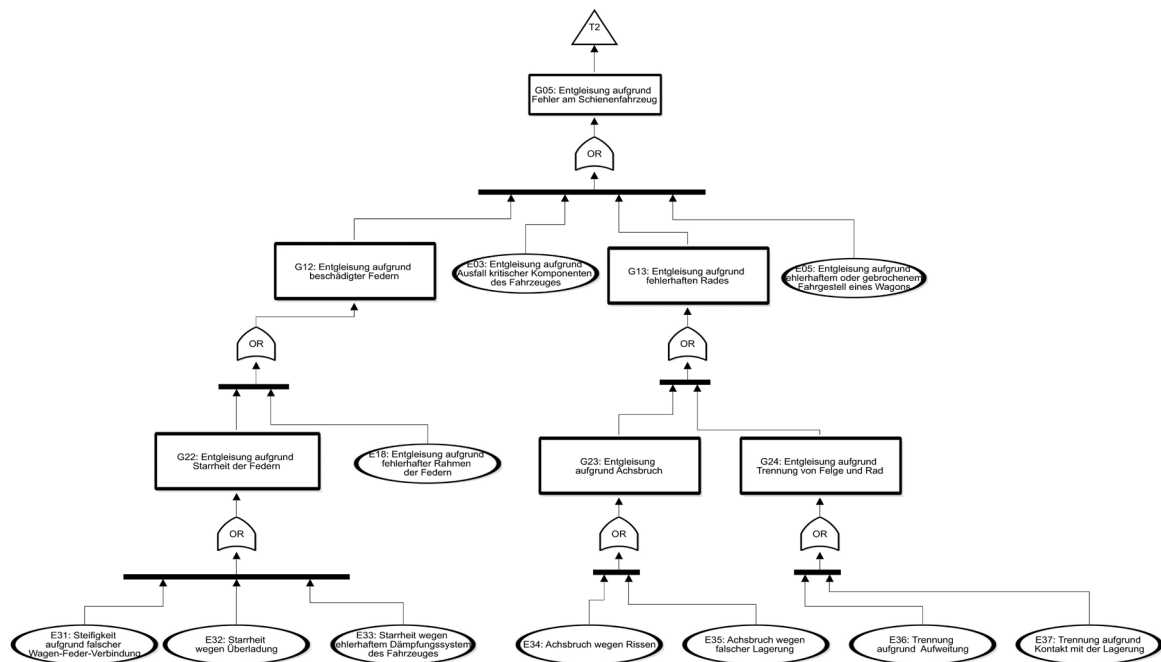


Abbildung 205: Fehlerbaum Anprallsituation 3, Transferrgatter T2

Wie bereits erläutert ergibt sich durch die vorgestellte Methodik für Anprallsituation 1 und Anprallsituation 2 die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit. Das liegt daran, dass keine Kriterien berücksichtigt werden, durch die differenziert wird, ob der Zugkopf von der Seite oder von vorne frontal an das Bauwerk prallt. Es ist kaum möglich zu untersuchen, an welcher Stelle genau der Zug die Spurführung der Gleise verlässt und in welchem Winkel er sich auf das Bauwerk zubewegt. Auf diese Informationen kann demnach bei der Ermittlung der Stelle, an welcher der Zug auf das Bauwerk trifft nicht zurückgegriffen werden. Eine andere Herangehensweise wäre, die Länge des Bauwerks zu berücksichtigen. Je länger das neben den Gleisen befindliche, anprallgefährdete Bauteil ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass der Zug von der Seite anprallt (Anprallsituation 2). Bei einem Bauteil mit sehr kompakten Abmessungen, z. B. einer einfachen Stütze, kann kaum ein Unterschied zwischen einem Frontalanprall und einem Anprall von der Seite festgestellt werden. Diesem Problem könnte mit einem Faktor begegnet werden, der in Abhängigkeit von der Länge des Bauteils die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls von der Seite erhöht. Finden keine genaueren Untersuchungen dieses Zusammenhangs statt, muss der Faktor allerdings in seinem Wert und seiner Größenordnung geschätzt werden.

6.7.3.4 Auswertung des Fehlerbaums

Mit der berechneten Entgleisungsrate kann anhand von Angaben im UIC-Merkblatt 777-2 [123] eine Anprallwahrscheinlichkeit ermittelt werden. Dazu sind untenstehende Schritte erforderlich.

Im UIC-Merkblatt 777-2 [123] wird nachfolgende Formel angegeben. Mit dieser kann die Entgleisungswahrscheinlichkeit eines Zuges vor einer Brücke ($P1$) ermittelt werden. In diese Formel fließt u. a. die Zugentgleisungsrate ein, welche anhand der Fehlerbaumanalyse ermittelt werden kann.

$$P1 = e_r \cdot d \cdot Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} \quad (123)$$

Dabei ist e_r die Zugentgleisungsrate pro Zugkilometer, d der längste Entgleisungsweg in Metern bei einer Bremsverzögerung von 3 m/s^2 und einem Entgleisungsweg parallel zum Gleis und Z_d die Anzahl der Züge pro Tag. d berechnet sich wie folgt:

$$d = \frac{V^2}{80} \quad (124)$$

Mit V als Geschwindigkeit des Zuges in km/h am Entgleisungspunkt.

Das Merkblatt liefert vier Werte, welche für die Zugentgleisungsrate angenommen werden können:

TABELLE 64: ZUGENTGLEISUNGSRATEN NACH [123]

	Gleis ohne Weichen (freie Strecke) (Zugkilometer)	Gleis mit Weichen (Bahnhofbereiche) (Zugkilometer)
Reisezüge	$0,25 \times 10^{-8}$	$2,5 \times 10^{-8}$
Güterzüge	$2,5 \times 10^{-8}$	25×10^{-8}

Diese liegen über der anhand der Fehlerbaumanalyse ermittelten Entgleisungsrate:

TABELLE 65: BERECHNETE ZUGENTGLEISUNGSRATEN

	Gleis ohne Weichen (freie Strecke) (Zugkilometer)	Gleis mit Weichen (Bahnhofbereiche) (Zugkilometer)
Güterzüge	-	$0,85 \times 10^{-8}$

Das Entgleisen eines Zuges führt nicht zwangsläufig zum Anprall an ein Bauwerk. Die Anprallwahrscheinlichkeit (P_2) mit der ein bereits entgleister Zug mit einer Brücke kollidiert, wird im UIC-Merkblatt folgendermaßen festgelegt:

Eingleisige Strecke:

$$P_2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (125)$$

Zweigleisige Strecke:

$$P_2 = \{[(b - a)/b]^2 + [(b - (a + 4,2))/b]^2\} \cdot 0,25 \cdot c/d \quad (126)$$

Wobei b die prognostizierte maximale seitliche Abweichung eines entgleisten Zuges in Metern ist, a der seitliche Abstand zwischen der Gleisachse und der Seite des Bauwerks in Metern und c die Entfernung parallel zum Gleis bei einem seitlichen Abstand a .

Die Parameter b und c sind dabei wie folgt zu bestimmen:

$$b = V^{0,55} \quad (127)$$

$$c = (d/b) \cdot (b - a) \quad (128)$$

Dies gilt für Werte von $b > a$. Für Werte $b < a$, ist c gleich Null.

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Zug entgleist und anschließend ein Anprall stattfindet, kann wie folgt berechnet werden:

$$P = P1 \cdot P2 \quad (129)$$

6.7.4 Anwendungsbeispiel der Methodik

6.7.4.1 Situationsbeschreibung

Um den Ablauf und die Durchführung der Methodik zu verdeutlichen, wird diese abschließend anhand eines Beispiels mit verschiedenen Eingangsgrößen durchgeführt. Es wird hierfür eine Straßenbrücke betrachtet, die über eine Gleistrasse führt. Die Unterstützung der Brückenkonstruktion liegt in unmittelbarer Nähe zu den Gleisen und ist damit als anprallgefährdetes Bauteil anzusehen. Auf Grundlage der entwickelten Methodik sollen die Eintrittswahrscheinlichkeiten der verschiedenen Anprallszenarien ermittelt werden. In der folgenden Abbildung ist die Situation dargestellt:

Als Eingangsgrößen werden zudem folgende Parameter benötigt:

- Entwurfsgeschwindigkeit des Streckenabschnitts: $V = 120 \text{ km/h}$
- Gleisanzahl: eingleisige Strecke
- Gleisnutzung: ausschließlich Güterverkehr

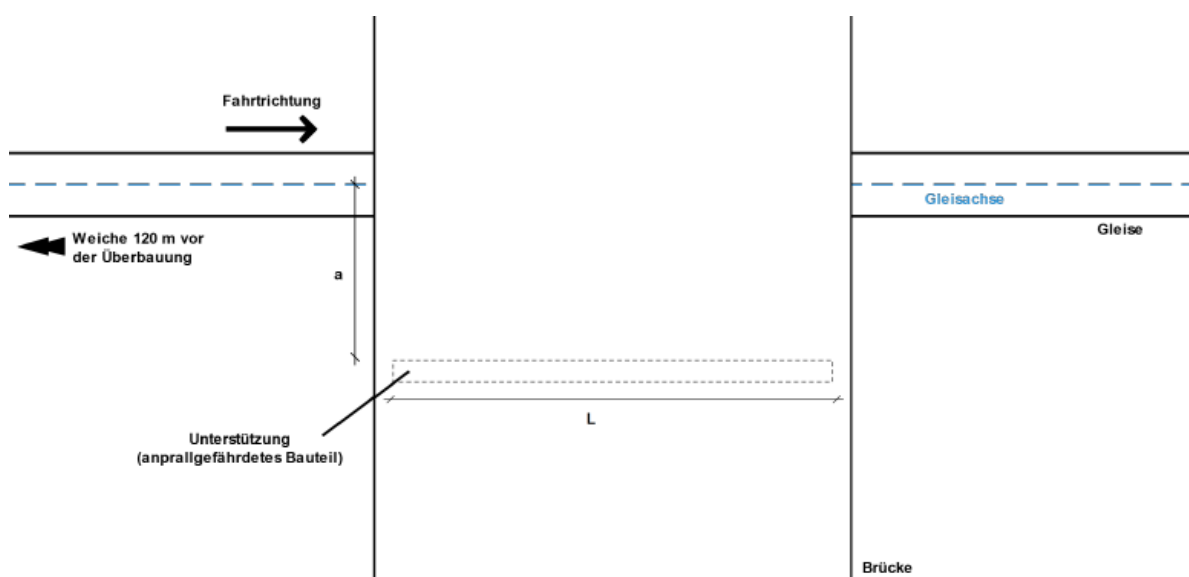


Abbildung 206: Situationsbeschreibung des Anwendungsbeispiels

- Verkehrsaufkommen: 80 Züge pro Tag
- seitlicher Abstand des Bauteils von der Gleisachse: $a = 5 \text{ m}$
- Länge des Bauteils $L = 20 \text{ m}$
- 120 m vor dem zu untersuchenden Bauteil befindet sich eine Weiche

6.7.4.2 Anwendung

Aufgrund der Streckennutzung mit artreinem Güterverkehr muss lediglich dieser Teilfehlerbaum untersucht werden. In Annäherung an das Bauwerk befindet sich eine Weiche, sodass diese berücksichtigt werden muss, wenn sie innerhalb eines bestimmten Bereichs liegt. Dies geschieht anhand der vorgestellten Formel aus dem UIC-Merkblatt [123], wonach Weichen zu berücksichtigen sind, sofern sie sich in einem geringeren Abstand als d vor dem gefährdeten Bauteil befinden:

$$d = \frac{V^2}{80} = \frac{120^2}{80} = 180 \text{ m} \quad (130)$$

Da die Weiche lediglich 120 m entfernt ist muss sie im vorliegenden Fall berücksichtigt werden. Die einzelnen Teilfehlerbäume sowie die Ausfallraten der Basisereignisse wurden bereits erläutert. Es wird nun darauf zurückgegriffen und die Ausfallrate der drei Anprallsituationen ermittelt. Die Fehlerbäume der Anprallsituationen wurden bereits erläutert. In der Tabelle 66 ist die Berechnung der einzelnen Gatter für den Fehlerbaum der Anprallsituationen 1 bzw. 2 dargestellt.

Die Ausfallrate des Fehlerbaums der Güterzugentgleisung für Anprallsituation 1 bzw. 2 wurde somit mit $6,168 \cdot 10^{-3}$ pro Million Zugkilometer ermittelt. Die weitere Berechnung erfolgt mit den bereits vorgestellten Formeln aus dem UIC-Merkblatt. Hierzu muss die Ausfallrate (Entgleisungsrate) in eine Entgleisungswahrscheinlichkeit konvertiert werden [123]:

$$P1 = e_r \cdot d \cdot Z_d \cdot 365 \cdot 10^{-3} \quad (131)$$

$$P1 = 6,168 \cdot 10^{-9} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 3,478 \cdot 10^{-5} \quad (132)$$

Dies stellt die jährliche Entgleisungswahrscheinlichkeit im Bereich vor dem Bauwerk dar. Nun muss die Wahrscheinlichkeit für den Anprall an das Bauwerk berechnet werden, welche sich für eine eingleisige Strecke wie folgt bestimmen lässt:

$$P2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (133)$$

$$P2 = [(13,917 - 5)/13,917]^2 \cdot 0,5 \cdot 115,33/180 = 0,1315 \quad (134)$$

Mit:

$$b = V^{0,55} = 120^{0,55} = 13,917 \quad (135)$$

$$c = \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - a) = \left(\frac{180}{13,917}\right) \cdot (13,917 - 5) = 115,33 \quad (136)$$

TABELLE 66: AUSFALLRATEN FÜR ANPRALLSITUATION 1 BZW. 2

Gatter	Berechnung	Ausfallrate
G29	$1 - (1 - E23) * (1 - E46)$	0,003669446
G28	$E44 * E45$	0
G27	$1 - (1 - E40) * (1 - E41) * (1 - E42) * (1 - E43)$	8,3998E-05
G26	$1 - (1 - G29) * (1 - G20)$	0,00464236
G25	$E38 * E39$	0
G24	$1 - (1 - E36) * (1 - E37)$	3,87E-07
G23	$1 - (1 - E34) * (1 - E35)$	0,004595663
G22	$1 - (1 - E31) * (1 - E32) * (1 - E33)$	5,34E-07
G21	$1 - (1 - E30) * (1 - E23)$	0,056280367
G20	$1 - (1 - E28) * (1 - E29)$	9,765E-04
G19	$1 - (1 - G28) * (1 - E27)$	5,53E-08
G18	$1 - (1 - E24) * (1 - E25) * (1 - E26)$	0
G17	$G26 * G27$	3,8995E-07
G16	$1 - (1 - E23) * (1 - G20)$	0,0019076
G15	$E21 * E22$	0
G14	$1 - (1 - E20) * (1 - G25)$	0
G13	$1 - (1 - G23) * (1 - E19) * (1 - G24)$	4,60E-03
G12	$1 - (1 - E17) * (1 - G22) * (1 - E18)$	3,83E-04
G11	$1 - (1 - G20) * (1 - G21)$	0,0572
G10	$1 - (1 - E11) * (1 - E12) * (1 - E13) * (1 - E14) * (1 - E15) * (1 - E16)$	0,0007663
G09	$1 - (1 - E09) * (1 - G19) * (1 - E10)$	2,216E-07
G08	$1 - (1 - G17) * (1 - G18)$	3,8995E-07
G07	$G16 * E08$	1,32578E-06
G06	$1 - (1 - E06) * (1 - E07) * (1 - G14) * (1 - G15)$	0,0003832
G05	$1 - (1 - G12) * (1 - E03) * (1 - E04) * (1 - G13) * (1 - E05)$	5,36E-03
G04	$G10 * G11$	4,383236E-05
G03	$1 - (1 - G08) * (1 - E02) * (1 - G09)$	3,838E-04
G02	$1 - (1 - G07) * (1 - E01)$	1,32578E-06
G01	$1 - (1 - G02) * (1 - G03) * (1 - G04) * (1 - G05) * (1 - G06)$	6,168E-03

Damit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 1 zu:

$$P = P_1 \cdot P_2 = 3,478 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1315 = 4,574 \cdot 10^{-6} \quad (137)$$

Für Anprallsituation 2 ergibt sich aufgrund der fehlenden Differenzierung zwischen den Entgleisungsursachen die gleiche Wahrscheinlichkeit für einen Anprall wie für Anprallsituation 1.

Im Weiteren wird nun die Anprallsituation 3 betrachtet (siehe Tabelle 67). Die Ausfallrate des Fehlerbaums für die Güterzugentgleisung für Anprallsituation 3 wurde somit zu $8,448 \cdot 10^{-3}$ pro Million Zugkilometer ermittelt. Die weitere Berechnung erfolgt wieder mit den bereits vorgestellten Formeln aus dem UIC-Merkblatt. Hierzu wird die Ausfallrate in eine Entgleisungswahrscheinlichkeit konvertiert [123]:

$$P_1 = 8,448 \cdot 10^{-9} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 4,4403 \cdot 10^{-5} \quad (138)$$

Die Ermittlung von P_2 wurde bereits durchgeführt, somit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 3 zu:

$$P = P_1 \cdot P_2 = 4,4403 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1315 = 5,839 \cdot 10^{-6} \quad (139)$$

6.7.4.3 Variation der einzelnen Parameter

Um ihren Einfluss aufzuzeigen, werden die einzelnen Eingangsparameter jeweils einzeln variiert.

6.7.4.3.1 Variation der Gleisanzahl

Im Folgenden wird anstatt einer eingleisigen eine zweigleisige Strecke betrachtet. Die weiteren Parameter bleiben unverändert. Daraus folgt, dass sich die Berechnung der Anprallwahrscheinlichkeit ändert:

$$P_2 = \{[(b-a)/b]^2 + [(b-(a+4,2))/b]^2\} \cdot 0,25 \cdot c/d \quad (140)$$

$$P_2 = \{[(13,917-5)/13,917]^2 + [(13,917-(5+4,2))/13,917]^2\} \cdot 0,25 \cdot \frac{115,33}{180} = 0,0842 \quad (141)$$

Daraus folgt für die Anprallwahrscheinlichkeit von Anprallsituation 1 bzw. 2:

$$P = P_1 \cdot P_2 = 3,478 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0842 = 2,929 \cdot 10^{-6} \quad (142)$$

und für Anprallsituation 3:

$$P = P_1 \cdot P_2 = 4,4403 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0842 = 3,739 \cdot 10^{-6} \quad (143)$$

Es fällt auf, dass sich die Anprallwahrscheinlichkeit infolge der zweigleisigen Strecke bei sonst unveränderten Randdaten verringert. Hierbei ist gemäß UIC-Merkblatt eine gleich große Wahrscheinlichkeit der Zugentgleisung nach rechts und links vorausgesetzt. Demnach sind die Werte für zweigleisige Strecken kleiner, da der Zug über das Gegengleis abgelenkt werden müsste, um die Unterstützung jenseits des Gegengleises zu treffen. Allerdings setzt dies voraus, dass keine Unterstützungen zwischen den Gleisen vorhanden sind.

TABELLE 67: AUSFALLRATEN FÜR ANPRALLSITUATION 3

Gatter	Berechnung	Ausfallrate
G29	$1 - (1 - E23) * (1 - E46)$	0,003669446
G28	$E44 * E45$	0
G27	$1 - (1 - E40) * (1 - E41) * (1 - E42) * (1 - E43)$	8,39977E-05
G26	$1 - (1 - G29) * (1 - G20)$	0,00464
G25	$E38 * E39$	0
G24	$1 - (1 - E36) * (1 - E37)$	3,87E-07
G23	$1 - (1 - E34) * (1 - E35)$	0,004595663
G22	$1 - (1 - E31) * (1 - E32) * (1 - E33)$	0,000382534
G21	$1 - (1 - E30) * (1 - E23)$	0,056280367
G20	$1 - (1 - E28) * (1 - E29)$	0,0009765
G19	$1 - (1 - G28) * (1 - E27)$	5,53E-08
G18	$1 - (1 - E24) * (1 - E25) * (1 - E26)$	5,52E-08
G17	$G26 * G27$	3,8975E-07
G16	$1 - (1 - E23) * (1 - G20)$	0,0019076
G15	$E21 * E22$	0
G14	$1 - (1 - E20) * (1 - G25)$	0,0011497
G13	$1 - (1 - G23) * (1 - E19) * (1 - G24)$	4,60E-03
G12	$1 - (1 - E17) * (1 - G22) * (1 - E18)$	7,66E-04
G11	$1 - (1 - G20) * (1 - G21)$	0,057371082
G10	$1 - (1 - E11) * (1 - E12) * (1 - E13) * (1 - E14) * (1 - E15) * (1 - E16)$	0,000766
G09	$1 - (1 - E09) * (1 - G19) * (1 - E10)$	2,216E-07
G08	$1 - (1 - G17) * (1 - G18)$	4,4495E-07
G07	$G16 * E08$	0
G06	$1 - (1 - E06) * (1 - E07) * (1 - G14) * (1 - G15)$	0,001532459
G05	$1 - (1 - G12) * (1 - E03) * (1 - E04) * (1 - G13) * (1 - E05)$	6,12E-03
G04	$G10 * G11$	4,39462E-05
G03	$1 - (1 - G08) * (1 - E02) * (1 - G09)$	3,838E-04
G02	$1 - (1 - G07) * (1 - E01)$	0,0003832
G01	$1 - (1 - G02) * (1 - G03) * (1 - G04) * (1 - G05) * (1 - E06)$	8,448E-03

6.7.4.3.2 Variation des Weichenabstands

Nachfolgend wird der Weichenabstand vor dem anprallgefährdeten Bauteil auf 200 m angepasst. Hierdurch befindet sich die Weiche außerhalb des Bereichs d, sodass Weichen nicht zu berücksichtigen sind. Infolgedessen ergibt sich eine Anpassung der Fehlerbäume der beiden Anprallsituationen, wobei die beiden Ereignisse E01 und E08 in beiden Fehlerbäumen auf Null gesetzt werden. Die Ausfallrate des Ereignisses G01 für Anprallsituation 1 bzw. 2 ergibt sich dadurch zu $6,166 \cdot 10^{-3}$ und für Anprallsituation 3 zu $8,068 \cdot 10^{-3}$. Dadurch verändert sich die Ausfallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P1 = 6,166 \cdot 10^{-9} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 3,2408 \cdot 10^{-5} \quad (144)$$

und für Anprallsituation 3 zu:

$$P1 = 8,068 \cdot 10^{-9} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 4,2405 \cdot 10^{-5} \quad (145)$$

Die Anprallwahrscheinlichkeit ergibt sich damit für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 3,2408 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1315 = 4,262 \cdot 10^{-6} \quad (146)$$

und für Anprallsituation 3 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 4,2405 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1315 = 5,576 \cdot 10^{-6} \quad (147)$$

6.7.4.3.3 Variation der Geschwindigkeit

Geschwindigkeit von 50 km/h

Die Anpassung der Geschwindigkeit nimmt zum einen Einfluss auf die erforderliche Berücksichtigung von Weichen, zum anderen auf die seitlich entstehende Entfernung des Schienenfahrzeugs zur Gleisachse. Es werden daher eine Erhöhung sowie eine Verringerung der Entwurfsgeschwindigkeit untersucht. Zuerst wird eine Verringerung der Entwurfsgeschwindigkeit auf 50 km/h untersucht. Dadurch ergeben sich folgende Änderungen:

$$d = \frac{V^2}{80} = \frac{50^2}{80} = 31,25m \quad (148)$$

Daraus folgt, dass Weichen nicht berücksichtigt werden müssen. Für Anprallsituation 1 und 2 resultiert hieraus für G01 eine Ausfallrate von $6,166 \cdot 10^{-3}$. Daraus folgt:

$$P1 = 6,166 \cdot 10^{-9} \cdot 31,25 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 5,626 \cdot 10^{-6} \quad (149)$$

Mit der jährlichen Entgleisungswahrscheinlichkeit im Bereich vor dem Bauwerk wird die Wahrscheinlichkeit für den Anprall an das Bauwerk berechnet:

$$P2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (150)$$

$$P2 = [(8,599 - 5)/8,599]^2 \cdot 0,5 \cdot 13,079/31,25 = 0,0367 \quad (151)$$

Mit:

$$b = V^{0,55} = 50^{0,55} = 8,599 \quad (152)$$

$$c = \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - a) = \left(\frac{31,25}{8,599}\right) \cdot (8,599 - 5) = 13,079 \quad (153)$$

Damit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 5,626 \cdot 10^{-6} \cdot 0,0367 = 2,065 \cdot 10^{-7} \quad (154)$$

Für Anprallsituation 3 ergibt sich für P1:

$$P1 = 8,068 \cdot 10^{-9} \cdot 31,25 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 7,362 \cdot 10^{-6} \quad (155)$$

Damit ergibt sich die Wahrscheinlichkeit für eine Entgleisung mit anschließendem Anprall für Anprallsituation 3 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 7,362 \cdot 10^{-6} \cdot 0,0367 = 2,702 \cdot 10^{-7} \quad (156)$$

Geschwindigkeit von 200 km/h

Nachfolgend wird eine Erhöhung der Entwurfsgeschwindigkeit auf 200 km/h untersucht. Dadurch ergibt sich eine Änderung des Werts von d:

$$d = \frac{V^2}{80} = \frac{200^2}{80} = 500m \quad (157)$$

Daraus folgt, dass Weichen berücksichtigt werden müssen. Für Anprallsituation 1 und 2 resultiert hieraus für G01 eine Ausfallrate von $6,166 \cdot 10^{-3}$. Daraus folgt:

$$P1 = 6,168 \cdot 10^{-9} \cdot 500 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 9,005 \cdot 10^{-5} \quad (158)$$

Mit der jährlichen Entgleisungswahrscheinlichkeit im Bereich vor dem Bauwerk wird die Wahrscheinlichkeit für den Anprall an das Bauwerk berechnet:

$$P2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (159)$$

$$P2 = [(18,432 - 5)/18,432]^2 \cdot 0,5 \cdot 364,37/500 = 0,1935 \quad (160)$$

Mit:

$$b = V^{0,55} = 200^{0,55} = 18,432 \quad (161)$$

$$c = \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - a) = \left(\frac{500}{18,432}\right) \cdot (18,432 - 5) = 364,37 \quad (162)$$

Damit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 9,005 \cdot 10^{-5} \cdot 0,1935 = 1,7425 \cdot 10^{-5} \quad (163)$$

Für Anprallsituation 3 ergibt sich für P1:

$$P1 = 8,448 \cdot 10^{-9} \cdot 500 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1,2334 \cdot 10^{-4} \quad (164)$$

Damit ergibt sich P für Anprallsituation 3 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 7,362 \cdot 10^{-6} \cdot 0,1935 = 2,387 \cdot 10^{-5} \quad (165)$$

6.7.4.3.4 Variation des Verkehrsaufkommens

Das Verkehrsaufkommen geht unter praxisrelevanten Randbedingungen näherungsweise linear in die Gleichung zur Bestimmung der Ausfallwahrscheinlichkeit P1 ein. Wird das Verkehrsaufkommen beispielsweise verdoppelt, resultiert hieraus auch eine Verdopplung der Ausfallwahrscheinlichkeit und infolgedessen auch der Anprallwahrscheinlichkeit. Da sich im Fehlerbaum selbst keine Änderung ergibt und ein linearer Zusammenhang besteht, werden hierfür keine expliziten Werte berechnet.

6.7.4.3.5 Variation des seitlichen Abstands

Nachfolgend wird eine Variation des Abstands untersucht werden. Der Abstand fließt in Gleichung P2 ein. Es erfolgt zum einen eine seitliche Abstandsverringerung zwischen Gleisachse und Bauwerk auf 3 m, zum anderen eine Vergrößerung des seitlichen Abstands auf 7 m. Die Fehlerbäume der Anprallsituationen bleiben hierdurch unverändert. Der Wert für P1 bleibt ebenfalls unverändert.

Abstand von 3 m

Die Wahrscheinlichkeit für den Anprall an das Bauwerk wird wie folgt berechnet:

$$P2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (166)$$

$$P2 = [(13,917 - 3)/13,917]^2 \cdot 0,5 \cdot 141,199/180 = 0,2413 \quad (167)$$

Mit:

$$b = V^{0,55} = 120^{0,55} = 13,917 \quad (168)$$

$$c = \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - a) = \left(\frac{180}{13,917}\right) \cdot (13,917 - 3) = 141,199 \quad (169)$$

Damit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 3,478 \cdot 10^{-5} \cdot 0,2413 = 8,3924 \cdot 10^{-6} \quad (170)$$

Für Anprallsituation 3 folgt damit für P:

$$P = P1 \cdot P2 = 4,4403 \cdot 10^{-5} \cdot 0,2413 = 1,0714 \cdot 10^{-5} \quad (171)$$

Abstand von 7 m

Die Wahrscheinlichkeit für den Anprall an das Bauwerk wird wie folgt berechnet:

$$P2 = [(b - a)/b]^2 \cdot 0,5 \cdot c/d \quad (172)$$

$$P2 = [(13,917 - 7)/13,917]^2 \cdot 0,5 \cdot 89,463/180 = 0,0614 \quad (173)$$

Mit:

$$b = V^{0,55} = 120^{0,55} = 13,917 \quad (174)$$

$$c = \left(\frac{d}{b}\right) \cdot (b - a) = \left(\frac{180}{13,917}\right) \cdot (13,917 - 7) = 89,463 \quad (175)$$

Damit ergibt sich die Anprallwahrscheinlichkeit nach einer Entgleisung für Anprallsituation 1 bzw. 2 zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 3,478 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0614 = 2,1355 \cdot 10^{-6} \quad (176)$$

Für Anprallsituation 3 folgt damit für P:

$$P = P1 \cdot P2 = 4,4403 \cdot 10^{-5} \cdot 0,0614 = 2,7263 \cdot 10^{-6} \quad (177)$$

6.7.4.3.6 Verwendung der Entgleisungsraten aus dem UIC-Merkblatt

Erfolgt eine vergleichende Betrachtung der Anprallwahrscheinlichkeit unter Verwendung der Entgleisungsraten aus dem UIC-Merkblatt. Hierfür werden die dortigen Entgleisungsraten für eine Güterzugentgleisung herangezogen, wobei ein Wert im Bereich von Weichen und ein Wert außerhalb dieses Bereichs angegeben ist.

Güterzugentgleisung mit Weichen

Hierfür wird im UIC-Merkblatt eine Entgleisungsrate von $2,5 \cdot 10^{-7}$ angegeben. Hierbei erfolgt keine Differenzierung zwischen den Anprallsituationen, da davon ausgegangen wird, dass sich die Anprallwahrscheinlichkeit gleichmäßig auf die einzelnen Anprallsituationen verteilt. Daraus resultieren für P1 und P untenstehende Werte. Der Wert für P2 bleibt unverändert.

$$P1 = 2,5 \cdot 10^{-7} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1,314 \cdot 10^{-3} \quad (178)$$

$$P = P1 \cdot P2 = 1,314 \cdot 10^{-3} \cdot 0,1315 = 1,7279 \cdot 10^{-4} \quad (179)$$

Güterzugentgleisung ohne Weichen

Liegt das anprallgefährdete Bauteil nicht im Einflussbereich von Weichen, gibt das UIC-Merkblatt eine 10 mal geringere Entgleisungsrate an. Dadurch resultieren folgende Werte für P1 und P:

$$P1 = 2,5 \cdot 10^{-8} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 1,314 \cdot 10^{-4} \quad (180)$$

$$P = P1 \cdot P2 = 1,314 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1315 = 1,7279 \cdot 10^{-5} \quad (181)$$

6.7.4.3.7 Verwendung Ausfallraten von Jafarian/Rezvani [150]

Hierfür werden die in Abschnitt 6.7.3.1 dargestellten Eingangswerte der Basisereignisse verwendet, ohne Anpassung der Daten. Für die einzelnen Ereignisse G29 bis G01 sind die daraus resultierenden Ausfallraten für die Anprallsituationen 1 und 2 bzw. 3 in Anhang 19 aufgeführt. Die Ausfallrate für Anprallsituation 1 und 2 ergibt sich zu $6,64 \cdot 10^{-6}$ und für Anprallsituation 3 zu $6,61 \cdot 10^{-6}$ – bezogen auf eine Million Zugkilometer. Die weiteren Eingangswerte bleiben unverändert, somit ergibt sich P1 für Anprallsituation 1 zu:

$$P1 = 6,64 \cdot 10^{-12} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 3,490 \cdot 10^{-8} \quad (182)$$

und P zu:

$$P = P1 \cdot P2 = 3,490 \cdot 10^{-8} \cdot 0,1315 = 4,589 \cdot 10^{-9} \quad (183)$$

Für Anprallsituation 3 folgt:

$$P1 = 6,61 \cdot 10^{-12} \cdot 180 \cdot 80 \cdot 365 \cdot 10^{-3} = 3,474 \cdot 10^{-8} \quad (184)$$

$$P = P1 \cdot P2 = 3,474 \cdot 10^{-8} \cdot 0,1315 = 4,568 \cdot 10^{-9} \quad (185)$$

6.7.4.3.8 Bewertung der Ergebnisse

Diese Methodik soll die generelle Vorgehensweise verdeutlichen. Um die Fehlerbaumanalyse für die statischen Bemessungslasten auf Bauwerke anwenden zu können, sind weitergehende Untersuchungen erforderlich. Der dargestellte Fehlerbaum lässt sich problemlos an die jeweiligen Erfordernisse anpassen. Jegliche Ausfallraten können angepasst sowie einzelne Ereignisse ausgeschlossen werden, wodurch sich der Fehlerbaum den jeweiligen Anforderungen entsprechend verändert. Der Fehlerbaum kann als wirksames Tool für weiterführende Untersuchungen betrachtet werden. Mit dem MATLAB-/SIMULINK-Modell können die einzelnen Ausfallraten oder Verknüpfungen problemlos angepasst werden, sodass Auswertungen unterschiedlicher Fehlerbäume sowie Darstellungen der kritischen Pfade einfach und schnell durchführbar sind. Im vorliegenden Fall erfolgte die Auswertung des Fehlerbaums vereinfacht über die Ausfallraten aus eigenen Recherchen sowie Werten von Jafarian und Rezvani [150]. Hier könnten theoretisch noch Streuungen und Expertenmeinungen anhand der Fuzzy-Logik integriert werden, sofern hierfür mehr Daten vorhanden sind. Nachfolgend sind die berechneten Anprallwahrscheinlichkeiten für die Parametervariationen vergleichend tabellarisch aufgelistet.

TABELLE 68: VERGLEICH DER ANPRALLWAHRSCHEINLICHKEITEN FÜR DIE UNTER ABSCHNITT 6.7.4 BETRACHTETEN SITUATIONEN UND PARAMETER

	Referenzmodell		Zweigleisige Strecke statt eingleisiger Strecke	
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3
Anprallwahrscheinlichkeit	$4,574 \cdot 10^{-6}$	$5,839 \cdot 10^{-6}$	$2,929 \cdot 10^{-6}$	$3,739 \cdot 10^{-6}$
	Erhöhung des Weichenabstands auf 200 m statt 120 m		Verringerung der Geschwindigkeit auf 50 km/h statt 120 km/h	
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3
Anprallwahrscheinlichkeit	$4,262 \cdot 10^{-6}$	$5,576 \cdot 10^{-6}$	$2,065 \cdot 10^{-7}$	$2,702 \cdot 10^{-7}$
	Erhöhung der Geschwindigkeit auf 200 km/h statt 120 km/h		Verdopplung des Verkehrsaufkommens	
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3
Anprallwahrscheinlichkeit	$1,743 \cdot 10^{-5}$	$2,387 \cdot 10^{-5}$	$9,148 \cdot 10^{-6}$	$11,678 \cdot 10^{-6}$
	Verringerung des seitlichen Abstands auf 3 m statt 5 m		Erhöhung des seitlichen Abstands auf 7 m statt 5 m	
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3
Anprallwahrscheinlichkeit	$8,392 \cdot 10^{-6}$	$1,071 \cdot 10^{-5}$	$2,136 \cdot 10^{-6}$	$2,726 \cdot 10^{-6}$
	Entgleisungsraten aus dem UIC-Merkblatt mit Weichen		Entgleisungsraten aus dem UIC-Merkblatt ohne Weichen	
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3
Anprallwahrscheinlichkeit	$1,728 \cdot 10^{-4}$	$1,728 \cdot 10^{-5}$	$1,728 \cdot 10^{-5}$	$1,728 \cdot 10^{-5}$
	Verwendung der Ausfallraten von Jafarian/Rezvani			
	Anprallsituation 1 bzw. 2	Anprallsituation 3		
Anprallwahrscheinlichkeit	$4,589 \cdot 10^{-9}$	$4,568 \cdot 10^{-9}$		

Hierbei wurde wie bereits beschrieben jeweils ein Parameter angepasst, um dessen Auswirkung zu betrachten. Anhand des tabellarischen Vergleichs werden die Einflüsse der untersuchten Parameter nochmal auf einen Blick ersichtlich. Eine zweigleisige Strecke verringert somit die Anprallwahrscheinlichkeit bei sonst gleichbleibenden Bedingungen. Die Erklärung hierzu wurde bereits in Abschnitt 6.7.4.3.2 gegeben. Ein vergrößerter Weichenabstand hat im vorliegenden Fehlerbaum einen ziemlich geringen Einfluss auf die Anprallwahrscheinlichkeit, wobei sich diese etwas verringert. Beim UIC-Merkblatt hingegen haben Weichen einen erheblichen Einfluss auf die Anprallwahrscheinlichkeit. Um eine konkretere Beurteilung dieser Abweichung durchführen zu können, wären weitere Daten und Informationen erforderlich. Durch eine Verringerung der Geschwindigkeit ergibt sich erwartungsgemäß eine deutliche Reduzierung der Anprallwahrscheinlichkeit, infolge einer Geschwindigkeitserhöhung eine deutliche Vergrößerung der Anprallwahrscheinlichkeit. Dies hängt jedoch im vorliegenden Fall nicht mit der Entgleisungswahrscheinlichkeit zusammen, sondern mit dem Weg nach der Entgleisung, wobei bei höheren Geschwindigkeiten größere seitliche Abweichungen vom Gleis auftreten können. Demnach verringert auch ein größerer seitlicher Abstand das Anprallrisiko, wohingegen ein geringerer Abstand das Anprallrisiko erhöht. Aufgrund der deutlich geringeren Entgleisungsrate nach Jafarian/Rezvani [150] ergeben sich auch deutlich geringere Anprallwahrscheinlichkeiten.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Nach einer Darstellung des aktuellen Stands der Technik zur Berücksichtigung von Anpralllasten wurden in Kapitel 3 die Grundlagen zum komplexen Thema eines Anpralls aus Schienenverkehr ermittelt und wiedergegeben. Ein wesentlicher Teil war dabei die Aufschlüsselung der relevanten Faktoren zur dynamischen Berechnung eines Anpralls. Hierzu wurde eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt, die sich auf alle Bereiche – Schienenfahrzeug, Fahrweg und Bauwerk – erstreckte. Hinsichtlich der Fahrzeuge wurden unterschiedliche Bauweisen und Materialien betrachtet, insbesondere Stahl (Differentialbauweise) und Aluminium (Integralbauweise). Lokomotiven und Triebfahrzeuge spielen beim Anprall eine entscheidende Rolle und wurden daher einer genaueren Betrachtung unterzogen. Außerdem wurde auf die Rolle der hinteren Wagen eines Zuges sowie die Kupplung bzw. Kollisionsstabilität zwischen den Wagen eingegangen. Masse und Steifigkeit der Schienenfahrzeuge sind entscheidende Einflussparameter auf den Anprall und wurden daher genauer betrachtet. In diesem Zusammenhang wurde auch auf in der Vergangenheit durchgeführte Full-Scale-Tests eingegangen, die eine wichtige Grundlage für die Bestimmung von Anpralllasten bilden. Weitere betrachtete Einflussparameter sind Puffer und Energieabsorption, Geschwindigkeit und Fahrsituation. Hinsichtlich des Fahrwegs wurden Streckentyp, Streckenverlauf und der konstruktive Aufbau des Gleiskörpers betrachtet. Anhand der recherchierten Literatur wurden die Auswirkungen der einzelnen Parameter auf die Last-Zeit-Funktion betrachtet, um zu ermitteln, welche Parameter den größten Einfluss besitzen. Weiterhin erfolgte in Kapitel 3 die Beschreibung der theoretischen Modellierung einer Anprallsituation sowie der damit einhergehenden physikalischen Beziehungen. Hierbei wurden die Schritte der diskreten Modellierung eines Feder-Masse-Dämpfer-Systems mittels angepasster Euler-Lagrange-Gleichungen wiedergegeben.

Es wurden mehrere Faktoren als relevant für eine Anprallberechnung identifiziert. In erster Linie sind hier die Anprallgeschwindigkeit, die Masse und die Steifigkeit des Schienenfahrzeugs zu nennen. Weitere wichtige Einflussparameter auf die Höhe der Anpralllasten – insbesondere bei einer Betrachtung des gesamten Anprallvorgangs ab der Entgleisungsstelle – sind Reibungs- und Dämpfungskräfte sowie der Abstand zwischen Gleis und Anprallobjekt und der typischerweise daran gekoppelte Anprallwinkel. In Abschnitt 3.4 sind die einzelnen relevanten Einflussparameter und deren qualitative Auswirkungen aufgeführt.

Abschließend wurden in Kapitel 3 Anprallkategorien definiert. Hierzu wurden die zu untersuchenden Geschwindigkeitsbereiche zur Abdeckung der unterschiedlichen Schienenverkehrsnutzungen auf 50 km/h, 120 km/h und 200 km/h festgelegt.

Auf dieser Grundlage wurden Modelle erstellt und eine umfassende Parameterstudie durchgeführt. Ursprünglich war geplant, verschiedene Lokomotiven und Triebfahrzeuge möglichst exakt nachzubilden und diese Modelle in Anprallsimulationen zu verwenden. Hierauf musste wegen fehlender Angaben seitens der Fahrzeughersteller verzichtet werden. Anhand öffentlich verfügbarer Daten konnten lediglich einige Querschnitts- und Materialangaben zum Mittelwagen des ICE 1 erlangt werden, so dass die Anprallsimulationen in dieser Arbeit anhand von Modellen durchgeführt wurden, die sich daran orientieren. Zur besseren Abbildung von Triebfahrzeugen wurde eine Frontstruktur mit vergleichbar geringer Steifigkeit modelliert. Das FE-Modell wurde im Programmpaket ABAQUS mittels Schalenelementen erstellt und bildet die Tragstruktur des Wagenkastens ab. Die Gesamtmasse des realen Fahrzeugs wurde im Modell durch nicht strukturelle Massen abgebildet, die entsprechend der realen Massenverteilung im ICE 4 auf Boden-, Wand-, Dach, und Frontbereiche verteilt wurden. Um künftig Schienenfahrzeuge einfacher in Anprallsimulationen abbilden zu können, ohne den konkreten Fahrzeugaufbau im Detail zu kennen, wurde ein Feder-Masse-Dämpfer-Modell entwickelt. Für die Simulationen im Rahmen dieser Arbeit wurde aus dem FE-Modell auf Basis des ICE-1-Wagenkastens die nichtlineare Federsteifigkeit dieses Modells abgeleitet, hierzu wurde das FE-Modell im quasistatischen Druckversuch untersucht.

Die gestoßenen Bauteile wurden als Stahlbetonwände mit »verschmierter« Bewehrung modelliert. Als Betonmodell wurde das CDP-Modell verwendet. Das CDP-Modell ist für dynamische Beanspruchungen geeignet und bietet die Möglichkeit, eine Schädigungsplastizität für Zug- und Druckbereich des Betons getrennt zu berücksichtigen. Da verschiedene Möglichkeiten zur Bestimmung der Betonparameter für dieses Modell bestehen, wurden vergleichende dynamische Berechnungen durchgeführt, um das geeignetste Modell zu ermitteln. Infolge numerischer Instabilitäten kann es beim Erstkontakt zwischen anprallendem Schienenfahrzeugmodell und gestoßenem Bauteilmodell zu starken Oszillationen in der Last-Zeit-Funktion kommen. Dies lässt sich durch eine Filterung vermeiden. Hierfür wurde eine Abtastfrequenz gewählt, die die numerischen Instabilitäten glättet, ohne die Kraft-Peaks zu vernachlässigen.

Um in den Simulationen die verschiedenen Anprallmöglichkeiten abzudecken, wurden sechs Anprallsituationen definiert. Die Anprallsituationen 1 bis 4 decken vier Möglichkeiten des Frontalanpralls eines Schienenfahrzeugs an den Wandkopf ab; zwei Möglichkeiten des Anpralls an die Wandseitenfläche werden durch die Anprallsituationen 5 und 6 abgebildet. Um die jeweils maßgebende Anprallsituation für den Wandkopf und die Wandseitenfläche zu ermitteln, wurden diese Anprallsituationen hinsichtlich der resultierenden Anprallkräfte ausgewertet. Für den Anprall an den Wandkopf wurde Anprallsituation 2 als maßgebend bestimmt. Hierbei handelt es sich um den orthogonalen Anprall des Schienenfahrzeugs an den Wandkopf, bei dem die Seitenwand des Wagenkastens des Schienenfahrzeugs auf die Wandmittelachse trifft. In der Realität kann ein solcher Anprall bei kleinen Entgleisungswinkeln und nahe an der Schienenachse befindlichen Bauwerken auftreten. Beim Anprall an die Wandseitenfläche treten in Anprallsituation 6 die größten Anprallkräfte auf. Diese Anprallsituation bildet den orthogonalen Anprall des Schienenfahrzeugs an die Wandseitenfläche ab und stellt somit ein eher fiktives Worst-Case-Szenario dar. Ein orthogonaler Anprall auf die Wandfläche kann nur auftreten, wenn die Wand nahezu orthogonal zur Gleisachse steht. Flachere Anprallwinkel an der Wandseitenfläche wurden in Kapitel 4 ebenfalls behandelt, wobei vorwiegend maximale Anprallkräfte betrachtet wurden, welche sich beim Anprall an die Wandseitenfläche in Anprallsituation 6 ergeben.

Die Ergebnisse des in Matlab erstellten Feder-Masse-Dämpfer-Modells (diskretes Modell) wurden mit den Berechnungen von Grob und Hajdin [99] validiert. Die Ergebnisse des FE-Simulationsmodells wurden mit den Ergebnissen von Full-Scale-Tests verglichen. Hierbei lieferten sowohl das diskrete Modell als auch das FE-Modell gute Ergebnisse.

Es wurde eine umfangreiche Parameterstudie mit dem FE-Modell durchgeführt und mit dem diskreten Modell nachgerechnet. Hierbei wurden Anprallwinkel, -geschwindigkeiten, -höhen und -massen variiert. Ebenso wurden unterschiedliche Wandeigenschaften – Geometrie, Auflast, Materialeigenschaften – der Stahlbetonwand berücksichtigt. Für diese Parameter erfolgte eine Auswertung der Anprallkräfte an der Stahlbetonwand sowie deren Verformung und Schädigung – für Anprallsituation 2 und Anprallsituation 6 getrennt. Zur Auswertung wurde der Kraft-Peak der Last-Zeit-Funktionen herangezogen. Dieser tritt im Allgemeinen nur über einen sehr kurzen Zeitraum auf, wobei die Kraft im weiteren Verlauf auf einem deutlich niedrigeren Niveau verbleibt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Anprallkraft primär von Anprallwinkel, Anprallgeschwindigkeit, Anprallmasse und Steifigkeit des Schienenfahrzeugs beeinflusst wird und von den Wandeigenschaften weitgehend unabhängig ist. Die Wandeigenschaften – Geometrie, Materialeigenschaften, Auflast – und die Anprallhöhe beeinflussen die Verformungen und Schädigungen der Wand.

Beim Anprall an den Wandkopf ergeben sich insgesamt deutlich geringere Anprallkräfte als beim Anprall auf die Seitenfläche, was damit zu erklären ist, dass die Wanddicke deutlich geringer als die Breite des Wagenkastens ist und der Wagenkasten beim Anprall nicht seine gesamte Steifigkeit aktiviert. Dadurch verformt sich der Wagenkasten bei geringeren Kräften. Infolgedessen ist beim Anprall an den Wandkopf auch kein so stark ausgeprägter Kraft-Peak vorhanden, da das durchschnittliche Kraftniveau im Verhältnis zum Kraft-Peak deutlich höher ist als beim Anprall an die Wandseite.

Die maximalen Anprallkräfte der FE-Simulationen sowie der Berechnungen mit dem diskreten Modell zeigen gute Übereinstimmungen.

Mit dem diskreten Modell wurden außerdem der Einfluss der Wagenanzahl sowie der Reibung untersucht. Die Wagenanzahl hat keine Auswirkung auf den maximalen Kraft-Peak, allerdings wird die Einwirkdauer der Anpralllast durch eine größere Wagenanzahl vergrößert. Bei einem geringen Anstand zwischen Schienenachse und Bauwerk ist der Einfluss der Reibung erwartungsgemäß gering. Wird dieser Abstand größer, erhöht sich der Einfluss der Reibung deutlich, sodass infolge höherer Reibungskoeffizienten die Anpralllast verringert wird, was auf die Geschwindigkeitsreduktion zurückzuführen ist.

Für die auf die Anprallkraft größten Einflussfaktoren – Geschwindigkeit, Anprallwinkel, Anprallmasse sowie Anprallsteifigkeit – wurden detailliertere Simulationen durchgeführt. Da lediglich Daten eines Schienenfahrzeug vorlagen, das Grundlage des Modells wurde, wurde bei diesem Modell eine fiktive Steifigkeitsvariation vorgenommen. Dies erfolgte zum einen durch eine Anpassung des Wagenkastenmaterials von Aluminium auf Stahl bei gleicher Bauweise, zum anderen durch eine fiktive Anpassung des E-Moduls der verwendeten Aluminiumlegierung bei unveränderten Festigkeitseigenschaften.

Die ermittelten maximalen Anprallkräfte liegen bei gleichen Anprallgeschwindigkeiten deutlich unter den Werten von Grob und Hajdin [99], denen allerdings auch eine deutlich schwerere Lok zugrunde liegt. Teilweise liegen ermittelte maximale Anprallkräfte deutlich über den nach DIN EN 1991-1-7/NA [55] anzusetzenden statischen Ersatzlasten. Hier ist aber eine genauere Betrachtung nötig, bei der weitere Faktoren einzubeziehen sind. Der orthogonale Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6) liefert die mit Abstand höchsten Anpralllasten, welche über den nach DIN EN 1991-1-7/NA [55] anzusetzenden Ersatzlasten liegen. Hierbei handelt es sich jedoch wie bereits erläutert um eine eher fiktive Anprallsituation (Worst-Case-Szenario). Wird der Anprallwinkel abgeflacht – wie in der Realität zu erwarten –, so ergeben sich für den Anprall an die Wandseitenfläche deutlich geringere Anprallkräfte als 10 MN und bis zu einem Anprallwinkel von $22,1^\circ$ – bei einer Anprallgeschwindigkeit von 120 km/h – auch deutlich geringere Anprallkräfte als 4 MN, welche gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] maximal quer zur Schienenachse anzusetzen sind. Beim Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2) liegt die maximale Anprallkraft für eine Anprallgeschwindigkeit von 120 km/h und eine Wanddicke von 0,80 m bei 8,83 MN und somit ebenfalls unterhalb der maximal anzusetzenden Last nach DIN EN 1991-1-7/NA [55]. Bei einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h wird der Wert von 10 MN überschritten, allerdings im Kraft-Peak. Bei den statischen Ersatzlasten könnten ggf. weitere mindernde Faktoren berücksichtigt werden, z. B. die Risikobetrachtung (Anprallwahrscheinlichkeit), die dehnratenabhängige Festigkeitserhöhung des Betons oder das »Abschneiden« eines gewissen Teils des Kraft-Peaks, da dieser über einen sehr kurzen Zeitraum einwirkt. Insgesamt zeigt sich dennoch eine gute Übereinstimmung bzw. Einhaltung der aktuell anzusetzenden statischen Ersatzlasten. Dies gilt für das untersuchte Schienenfahrzeugmodell, welches einige Idealisierungen und Vereinfachungen beinhaltet. Weitere und detailliertere Untersuchungen mit anderen Schienenfahrzeugen, z. B. Lokomotiven in Differentialbauweise, wären sinnvoll.

Auch im Schienenverkehr übliche bzw. mögliche Schutzmaßnahmen wurden im Rahmen dieser Arbeit betrachtet und bewertet. In Kapitel 5 wurde zunächst ein Überblick über mögliche Schutzmaßnahmen gegeben. Diese lassen sich in baulich-konstruktive, werkstoffliche sowie technische Schutzmaßnahmen eingruppierten. Die Schutzmaßnahmen können dabei entweder am Schienenfahrzeug selbst oder vorm bzw. am anprallgefährdeten Bauwerk integriert sein. Baulich-konstruktive Schutzmaßnahmen können z. B. in Form ausfalltauglicher Bauteile, standfester Bauteile oder vorgelagerter Schutzkonstruktionen ausgeführt werden. Weiterhin wurden potenzielle werkstoffliche Schutzmaßnahmen beschrieben. Durch die Verwendung von Ultrahochleistungsbetonen ist keine nennenswerte Verbesserung des Schutzes der anprallgefährdeten Bauteile zu erwarten. Faserbeton hingegen bietet aufgrund seiner Faser-Duktilität eine bessere Energieabsorptionsfähigkeit bei Stoßbelastung. Chloropren/Kautschuk ist als Dämpfungsmaterial

prinzipiell geeignet und bietet auch Schutzpotenzial für nachträglich aufgebrachte Schutzschichten. Allerdings sind hierzu weitere Untersuchungen erforderlich. Schutzschienen bzw. Fang- und Führungsschienen lassen sich der Gruppe der technischen Schutzmaßnahmen zuordnen. Sie sollen entgleisende Schienenfahrzeuge am seitlichen Abweichen von den Gleisen hindern. Hinsichtlich ihrer Wirksamkeit bestehen geteilte Expertenmeinungen, weshalb sich ein weiteres Forschungsprojekt des DZSF diesem Thema widmet.

Das Hauptaugenmerk in Kapitel 5 lag auf Untersuchungen zur Zerschellschicht, welche aktuell gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] anzusetzen ist. Da in DIN EN 1991-1-7/NA [55] relativ wenige Angaben hierzu gemacht werden, wurden FE-Simulationen durchgeführt, bei denen verschiedene Randparameter zur Zerschellschicht variiert wurden. Hierfür erfolgte eine konkrete Modellierung des Bewehrungsstahls in der Stahlbetonwand, wobei die Bewehrung in die Betonwand eingebettet wurde. Der Bewehrungsstahl wurde hierbei mit einem bilinearen, ideal elastisch-plastischen Materialverhalten modelliert. Den Regelfall der Untersuchungen bildete die nach Norm anzusetzende 10 cm dicke Zerschellschicht. Hierbei wurden sechs verschiedene Bewehrungsführungen verglichen. Außerdem wurden weitere Parameter variiert, z. B. die Zerschellschichtdicke, eine veränderte Anordnung der Bewehrung in der Zerschellschicht oder veränderte Betongüten und Anprallgeschwindigkeiten. Ausgewertet wurden die Spannungen im Bewehrungsstahl sowie die Druck- und Zugschädigungen im Beton. Hierbei wurden der Anprall an die Wandseite sowie der Anprall an den Wandkopf getrennt betrachtet. Gemäß DIN EN 1991-1-7/NA [55] ist die Zerschellschicht über eine Länge von 3 m in Fahrtrichtung anzuordnen, sodass bei einem Anprall an die Wandseitenfläche im Anprallbereich ggf. keine Zerschellschicht vorhanden ist. Dabei findet der Anprall meist nur in einem relativ flachen Anprallwinkel statt, wobei wie in Kapitel 4 gezeigt, die Anprallkräfte in diesem Fall deutlich geringer sind als bei einem orthogonalen Anprall oder dem Anprall an den Wandkopf. In der vorliegenden Arbeit wurde jedoch das Worst-Case-Szenario des orthogonalen Anpralls auch hinsichtlich einer Zerschellschicht untersucht.

Für Anprallsituation 6 wurde für alle untersuchten Bewehrungsmengen so gut wie keine Druckschädigung im Beton festgestellt. Bei einer Verringerung der Betongüte ergab sich erwartungsgemäß eine Erhöhung der Druckschädigung. Der größte Einfluss auf die Druckschädigung zeigte sich durch eine Anpassung der Anprallgeschwindigkeit. Bei Betrachtung einer unbewehrten Wand zeigte sich ebenfalls eine erhöhte Druckschädigung. Zudem beschränkte sich der Bereich der Druckschädigung vorwiegend auf den Bereich, in welchem die steife Wagenkastenstruktur anprallt. Beim untersuchten Simulationsmodell liegt der steifste Teil des Wagenkastens im Bereich des Untergestells. Die Zugschädigung des Betons fällt aufgrund der geringen Zugfestigkeit erwartungsgemäß wesentlich stärker aus. Dabei lässt sich in Anprallsituation 6 auch erkennen, dass stärkere Bewehrungsgrade eine geringere Zugschädigung zur Folge haben. Eine dickere Zerschellschicht zeigt für den Anprall an die Wandseite einen eher geringen Effekt. Die größten Einflüsse auf die Schädigung ergeben sich infolge einer Anpassung der Lagerung, der Anprallgeschwindigkeit sowie bei Betrachtung einer reinen Betonwand ohne Bewehrung. Beim orthogonalen Anprall an die Wandseite hat die Zerschellschicht somit vorwiegend Einfluss auf die Wandsteifigkeit und verringert infolgedessen die Beschädigungen. Abplatzungen o. Ä. wurden in den durchgeführten Untersuchungen nicht dargestellt. Diesbezüglich kann eine Zerschellschicht ebenfalls sinnvoll sein, um eine Schädigung des Kernquerschnitts zu vermeiden. Insgesamt zeigt sich durch die Zerschellschicht eine Verringerung der Beschädigungen im Kernbeton, wobei diese in Anprallsituation 6 nicht so stark ausgeprägt ist.

Betrachtet man die Ergebnisse für Anprallsituation 2, verändert sich das Schädigungsbild. Eine Betrachtung von Verformungen ist hierbei nicht zielführend, da die Wand als Scheibe belastet wird und so gut wie keine Verformungen erfährt. Generell zeigt sich hier bei allen untersuchten Modellen sowohl eine deutliche Druck- als auch Zugschädigung im unmittelbaren Anprallbereich des Schienenfahrzeugs. Diese Schädigungen sind speziell im Bereich des Untergestells deutlich ausgeprägt, zeigen sich aber auch entlang der anprallenden Wagenkastenseitenwandstruktur. Eine Druckschädigung ist – unterschiedlich ausgeprägt – in Wandlängsrichtung meist bis in eine Wandtiefe von 40 cm bis 60 cm zu erkennen, wobei die

Schädigung in Wandlängsrichtung von außen nach innen abnimmt. Eine Verringerung der Betongüte oder eine Erhöhung der Anprallgeschwindigkeit bewirken eine stärkere Druckschädigung. Ebenso ist die Druckschädigung einer unbewehrten Betonwand höher als die einer bewehrten. Betrachtet man die Druckschädigung jeweils nach dem »Wegschneiden« der Zerschellschicht, zeigt sich hier ein deutlicher Einfluss der Dicke der Zerschellschicht. Bei einer Zerschellschicht von 15 cm bzw. 20 cm zeigen sich im Kernbeton bereits deutlich geringere Druckschädigungen als bei einer Zerschellschicht von 10 cm. Allerdings wird bereits durch eine Zerschellschicht von 10 cm eine deutliche Reduzierung der Druckschädigung – im Vergleich mit der Betrachtung ohne Zerschellschicht – erreicht. Unterschiedliche Bewehrungsführungen beeinflussen die Druckschädigungen im Beton nur geringfügig. Die Zugschädigung wird durch Variation der Parameter der Druckschädigung ähnlich beeinflusst, wobei sich bei Betrachtung der Wand mit einer Lagerung als Kragarm eine deutliche Erhöhung der Zugschädigung speziell im unteren Bereich, nahe der Einspannung, ergibt.

Insgesamt ist zu beachten, dass bei den durchgeführten Untersuchungen die volle Druck- und Zugtragfähigkeit des Betons unter Berücksichtigung seiner Plastizität betrachtet wurde. Bei der Bemessung von Bauwerken wird die Zugtragfähigkeit des Betons i. d. R. vernachlässigt, sodass der Bewehrungsstahl die gesamten Zugkräfte aufnehmen muss und der Beton rechnerisch lediglich zur Abtragung der Druckkräfte berücksichtigt wird. Daher sind auftretende Zugschädigungen im Beton prinzipiell nicht so problematisch, sofern der Bewehrungsstahl in der Lage ist, die Zugkräfte aufzunehmen und die Druckschädigungen im Beton gering ausfallen.

Generell ist der Einfluss verschiedener Schutzmaßnahmen bisher kaum quantifiziert. Dieses Themengebiet bietet sich für weitere Untersuchungen an, da sowohl im Bestand als auch im Neubau Schutzpotenziale vorhanden sind.

Schließlich wurden Anprallsituationen einer Risikoanalyse unterzogen (Kapitel 6). Zunächst wurde ein Überblick über die aktuellen Methoden gegeben. Diesbezüglich gibt das UIC-Merkblatt 777-2 [123] Empfehlungen zur Risikominderung des Anpralls an Bauwerke in der Nähe von Eisenbahnstrecken, um die möglichen Folgen zu reduzieren. Dabei wird wie in DIN EN 1991-1-7 [54] das Konzept der Bauwerksklassen verwendet, das Gebäude nach Risikofaktoren kategorisiert. Für Bauwerksklasse A werden verschiedene Risikozonen beschrieben, wobei Zone 1 die den Gleisen am nächsten liegende (bis 3 m Entfernung zur Gleisachse) und Zone 3 die am weitesten entfernte (mehr als 5 m Entfernung zur Gleisachse) ist. Den Standardfall nach UIC-Merkblatt 777-2 [123] stellt Zone 2 dar (3 m bis 5 m Entfernung zur Gleisachse), da Zone 1 für Bauten nicht empfohlen wird. Laut UIC treten Anprallereignisse der Bauwerksklasse B (Überbauungen ohne Aufbauten) sehr selten auf, daher werden i. d. R. nach einer genaueren Analyse der Unfallhäufigkeit im untersuchten Bereich spezielle Maßnahmen zur Risikominderung in Betracht gezogen, jedoch ohne Berücksichtigung bezüglich der Größe einer Anprallbelastung. Zu beachten ist auch, dass diese Maßnahmen zur Risikominderung meist nur bei Neubauten berücksichtigt werden. Im Leitfaden der Schweizer Bundesbahn [225] gibt es ähnliche Hinweise wie im UIC-Merkblatt [123]. Dort erfolgt eine Risikokategorisierung, die von der Einwirkungssituation, dem Objekt selbst sowie der Strecke abhängt. Nachdem alle Risiken und Kosten entsprechend bewertet wurden, kann das Risiko in Gruppe A (geringes Risiko), Gruppe B (kein Eingriff erforderlich) und Gruppe C (erweiterte Risikoanalyse erforderlich) eingeteilt werden. Dabei wird die Kosteneffizienz von Schutzmaßnahmen betrachtet. So ist es z. B. unwahrscheinlich, dass bei einem geringen Risiko (Kategorie A) eine adäquate kosteneffiziente Schutzmaßnahme gefunden wird.

Weiterhin wurde die generelle Vorgehens- und Funktionsweise der Fehlerbaumanalyse nach DIN EN 61025 [61] beschrieben, um dementsprechend eine Fehlerbaumanalyse für eine Entgleisung bzw. einen Anprall durchzuführen. Die Fehlerbaumanalysen wurden mit der Software Matlab programmiert und ermöglichen die graphische Visualisierung und Berechnung der Fehlerbäume sowie die Berechnung des kri-

tischen Pfades. Das Hauptziel dieser Analysen ist nicht nur die Quantifizierung des Gesamtrisikos bestimmter Anprallsituationen, sondern auch die Identifizierung der kritischen Ereignisse, welche den größten Einfluss auf das Gesamtrisiko haben. Wichtige Parameter wie die Geschwindigkeit, die Zughäufigkeit, die Art der Strecke etc. wurden berücksichtigt. In dieser Arbeit wurde die Fehlerbaumanalyse für einen Güterzug durchgeführt, da für den Personenverkehr nicht genügend aussagekräftige Daten verfügbar waren. Entgleisungen sind sehr seltene Ereignisse und machten im Jahr 2017 in Deutschland nur etwa 12 % der gemeldeten Eisenbahnunfälle aus [34]. Hinzu kommt, dass laut verfügbaren Daten die meisten Entgleisungen durch Schäden oder Versagen an Bauteilen des Schienenfahrzeuges oder den Schienen selbst verursacht werden und nicht in einer Kollision mit benachbarten Objekten, z. B. Bauwerken, endeten. In der Fehlerbaumanalyse wurden drei verschiedene Anprallsituationen (Lok-Frontanprall, Lok-Seitenanprall und Wagen-Seitenanprall) betrachtet und die jeweiligen Ausfallraten analysiert, welche aus verschiedenen Datensätzen gewonnen wurden. Anhand der Ausfallraten bzw. Entgleisungsraten für jede Anprallsituation wurde eine Anprallwahrscheinlichkeit gemäß UIC-Merkblatt 777-2 [123] berechnet. Es erfolgte eine Variation der Parameter Gleisanzahl, Weichenabstand, Betriebsgeschwindigkeit, Verkehrsaufkommen sowie des seitlichen Abstandes zwischen Gleisachse und Bauwerk. Infolge eines größeren Weichenabstands wurde im vorliegenden Fehlerbaum eine geringe Verringerung der Anprallwahrscheinlichkeit festgestellt. Im UIC-Merkblatt [123] hingegen besitzen Weichen einen erheblichen Einfluss auf die Anprallwahrscheinlichkeit. Um jedoch eine konkretere Beurteilung dieser Abweichung durchführen zu können, wären weitere Daten und Informationen erforderlich. Zudem waren die mit den nach UIC-Merkblatt angegebenen Entgleisungsraten ermittelten Anprallwahrscheinlichkeiten geringer als die in dieser Arbeit ermittelten Werte. Durch eine Verringerung der Geschwindigkeit ergibt sich erwartungsgemäß eine deutliche Reduzierung der Anprallwahrscheinlichkeit und infolge einer Geschwindigkeitserhöhung eine deutliche Vergrößerung der Anprallwahrscheinlichkeit. Dies hängt im vorliegenden Fall jedoch nicht mit der Entgleisungswahrscheinlichkeit zusammen, sondern mit dem Weg nach der Entgleisung, wobei bei höheren Geschwindigkeiten größere seitliche Abweichungen vom Gleis auftreten können. Demnach verringert auch ein größerer seitlicher Abstand das Anprallrisiko. Aufgrund der deutlich geringeren Entgleisungsrate nach Jafarian/Rezvani [141] ergeben sich auch deutlich geringere Anprallwahrscheinlichkeiten. Ein Vergleich der unterschiedlichen Anprallwahrscheinlichkeiten findet sich in Abschnitt 6.7.4.3.8.

Mit den in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde das Thema des Anpralls im Schienenverkehr neu beleuchtet und Aufschlüsse über Einflussfaktoren und deren Auswirkungen gegeben. Es wurde deutlich, dass es sich um einen äußerst komplexen Themenbereich handelt, welcher hier aufgrund der fehlenden Datengrundlage mit einigen Annahmen und Vereinfachungen untersucht wurde. Die Ergebnisse zeigen, dass weitere Forschung auf diesem Themengebiet sinnvoll ist. Hierbei kann diese Arbeit als Grundlage für tiefergehende Untersuchungen dienen. Für weiterführende Untersuchungen zu Anprallkräften sind reale Daten von Schienenfahrzeugen, welche durch die Hersteller zur Verfügung gestellt werden müssten, unerlässlich. Hierbei wären genauere Angaben zu den Materialien und dem Aufbau der Schienenfahrzeuge erforderlich, da die Größe der Anprallkraft, wie anhand dieses Berichts verdeutlicht wurde, stark von der Steifigkeit abhängt, die wiederum durch die Masse und den Aufbau sowie die Materialart des Schienenfahrzeuges beeinflusst wird.

Eine Möglichkeit zur Erleichterung der Berechnung von Anpralllasten wäre der Aufbau einer Art nationalen Zugdatenbank, in welcher z. B. Angaben zur Steifigkeit oder Dämpfung für verschiedene Schienenfahrzeuge integriert wären. Auf diese Weise könnte eine größere Anzahl von Anprallsituationen durch Big-Data-Methoden ausgewertet werden, welche die automatische Modellierung von Anprallsituationen ermöglichen. Als Ergebnis einer solchen Modellierung könnte eine Datenbank stehen, welche eine Berechnung mit einer größeren statistischen Basis ermöglichen würde, da eine größere Anzahl an Ergebnissen berücksichtigt werden könnte.

Im Fokus steht die Begrenzung der Schäden an Bauwerken infolge eines Anpralls. In Bereichen, in denen ein höheres mit quantitativen Methoden messbares Entgleisungsrisiko vorhanden ist, könnten Sicherheitsmaßnahmen in bereits bestehenden Bauwerken nachträglich installiert bzw. bereits in der Planung neu zu errichtender Bauwerke berücksichtigt werden. Die verschiedenen Möglichkeiten von Schutzmaßnahmen wurden in diesem Bericht kurz angesprochen. Um jedoch quantitative Aussagen über deren Wirksamkeit am Schienenfahrzeug selbst oder vor dem bzw. am Bauwerk treffen zu können, sollten weiterführende Untersuchungen stattfinden. Sofern es hierzu bisherige Untersuchungen gab, waren diese häufig auf den geringen Geschwindigkeitsbereich beschränkt, sodass hierzu auch Betrachtungen im höheren Geschwindigkeitsbereich erfolgen sollten. Generell sind Schutzmaßnahmen bisher wenig quantifiziert und sollten daher näher untersucht werden. Für diese Untersuchungen bieten sich sowohl FE-Simulationen als auch Crash-Tests an.

Die Energiedissipation spielt im Zuge des Bauwerksschutzes ebenfalls eine entscheidende Rolle. Zur Energiedissipation können z. B. Materialien mit einem geringen Restitutionskoeffizienten verwendet werden, wie dies bei Kautschuk der Fall ist.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Berstlastfunktionen einer Boeing 707-320 und 720 [217]	17
Abbildung 2: Masseverteilung der Boeing 707-320 pro Einheitenlänge [217]	18
Abbildung 3: Vergleich der gemessenen (Sugano et al. [238]) und nach dem Riera-Ansatz analytisch ermittelten Anpralllasten der F-4 [254]	19
Abbildung 4: Diskretes Masse-Feder-Modell (links), nichtlineare Federcharakteristik (rechts) [99]	20
Abbildung 5: Kräfte am Massenelement (links), schrittweise Berechnung (rechts) [99]	20
Abbildung 6: Differentialbauweise (a), Integralbauweise (b) [118]	24
Abbildung 7: Untergestell des ICE-1-Triebkopfs (Rückenlage) [118]	25
Abbildung 8: Wahre Spannungs-Dehnungs-Diagramme: Aluminiumlegierung AA6060 (links) [70], Stahl S 355 (rechts) [86]	27
Abbildung 9: Spannungs-Dehnungs-Kurven eines ca. 6 mm dicken Strangpressprofils der Legierung EN AW_6005A-T6 (AlMgSi(A)), geprüft in Pressrichtung mit unterschiedlichen Dehnraten [20]	28
Abbildung 10: Wagenkastenrohbau des ICE-T-Kopfwagen (antriebslos) [118]	30
Abbildung 11: Aufbau einer TRAXX-Lokomotive DB Baureihe 186 [138]	31
Abbildung 12: Crashpuffer und Energieabsorberblock [Herstellerangaben von Bombardier]	32
Abbildung 13: Übersicht des Crashkonzepts und der Schutzsysteme [Herstellerangaben von Bombardier]	33
Abbildung 14: Aufbau der Wagenkastenröhre des ICE 4 [Herstellerangaben von Bombardier]	34
Abbildung 15: Einzelmassen am Endfahrzeug [Herstellerangaben von Bombardier]	35
Abbildung 16: Konstruktiver Aufbau eines ICE-1-Mittelwagens [118]	36
Abbildung 17: Statische Ersatzkräfte für den Wagenanprall von Schnellzugwagen in moderner Stahlbauart [98]	37
Abbildung 18: Drehgestellanordnung für gegliederte (oben) und nicht gegliederte Züge (unten) [260]	38
Abbildung 19: Tief gelegene Führungseinrichtung am Wagenkasten; Fahrt auf Schienen (a), entgleister Zustand (b) [21]	40
Abbildung 20: Steifigkeitseinteilung Lok Re 6/6 (links), Rechenmodell zum Tragverhalten im postkritischen Bereich (rechts) [99]	41
Abbildung 21: Federkennlinien der Lok Re 6/6 (oben), Federkennlinien der Wagen EW IV (unten) [99]	42
Abbildung 22: Steifigkeit in Abhängigkeit vom Fahrzeuggewicht [15]	43
Abbildung 23: Plastische Deformationen nach dem Anprall mit 42 km/h (links), mit 49 km/h (rechts) [232]	45
Abbildung 24: Front des Personenwagens vor und nach dem Anprall [175]	46
Abbildung 25: Kraft-Verschiebungs-Kurve eines konventionellen Zuges und eines mit CEM ausgestatteten Zuges [209]	47
Abbildung 26: Kraft-Verschiebungs-Verhalten [173]	49

Abbildung 27: Vergleich zwischen Single-Level- (oben) und Multi-Level-Wagen-Untergestell (unten)[208].....	50
Abbildung 28: Kraft-Verschiebungs-Kurven für Single-Level- und Multi-Level-Wagen [208]	50
Abbildung 29: Spannungsverteilung nach dem Anprall des Personenwagens mit der starren Wand bei 50 km/h [185].....	51
Abbildung 30: Last-Zeit-Kurve des konventionellen Personenwagens beim Anprall mit 50 km/h (links), Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven zwischen konventionellem und mit CEM ausgestatteten Wagen (rechts) [185].....	51
Abbildung 31: ICE-1-Triebkopf und Wagen nach Zusammenstoß [100]	52
Abbildung 32: Eisenbahninfrastruktur nach der maximalen Betriebsgeschwindigkeit [47].....	55
Abbildung 33: Dynamisches Modell der verformbaren gestoßenen Konstruktion [99].....	61
Abbildung 34: Vereinfachtes Rechenmodell als Ein-Massen-Schwinger. Von links: 1 – idealisiertes Ersatzsystem, 2 – vereinfachtes Ein-Massen-Schwinger-Modell und 3 – Bewegungsgleichung [191]	62
Abbildung 35: Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton unter Druck [82]	64
Abbildung 36: Effekt verschiedener Parameter auf Anzahl der entgleisten Wagen (links) und maximale Kupplungskräfte (rechts) [109].....	65
Abbildung 37: Last-Zeit-Diagramm einer Boeing 707-320 mit verschiedenen Anprallgeschwindigkeiten [256].....	67
Abbildung 38: Grafische Beschreibung einer Anprall-Situation	70
Abbildung 39: Feder-Masse-Dämpfer-System	71
Abbildung 40: Kräftediagramm.....	72
Abbildung 41: Querschnittszeichnung des Wagenkastens eines ICE-1-Mittelwagens (Bemaßung in mm)	80
Abbildung 42: Ansicht des ICE-1-Wagenkastenmodells – Abaqus.....	81
Abbildung 43: Frontstruktur des Schienenfahrzeugmodells – Abaqus.....	82
Abbildung 44: Quasistatischer Druckversuch des ICE 1 Mittelwagenkastens ohne Frontstruktur – Abaqus	82
Abbildung 45: Der Anprall an den Wandkopf entspricht dem Anprall in x-Richtung bzw. einem Anprallwinkel von 0°	84
Abbildung 46: Der Anprall an die Wandseitenfläche entspricht dem Anprall in y-Richtung bzw. einem Anprallwinkel von 90°	84
Abbildung 47: Dehnrateneffekt auf die Druckfestigkeit von Beton [196]	85
Abbildung 48: Dehnrateneffekt auf die Zugfestigkeit von Beton [196]	86
Abbildung 49: Typische Dehnraten bei verschiedenen Belastungen [107].....	86
Abbildung 50: Betonverhalten unter einachsiger Zugbeanspruchung [230].....	87
Abbildung 51: Betonverhalten unter einachsiger Druckbeanspruchung [230].....	88
Abbildung 52: Fließfläche (Bruchkriterium) im ebenen Spannungszustand [230]	89
Abbildung 53: Einfluss von K_c auf das Bruchkriterium in der deviatorischen Ebene [230].....	90
Abbildung 54: Ermittlung des Betonverhaltens unter Druckbelastung [36]	91
Abbildung 55: Spannungs-Dehnungs-Modell für Beton unter Zugbeanspruchung [252]	94

Abbildung 56: Spannungs-Dehnungs-Modell für Beton unter Druckbeanspruchung [252]	95
Abbildung 57: Last-Zeit-Diagramm für den Anprall mit 50 km/h für die drei betrachteten Betonvarianten in Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei einer Wandhöhe von 7 m, Wanddicke von 0,8 m und Wandlänge von 20 m – Abaqus	98
Abbildung 58: Last-Zeit-Diagramm für den Anprall mit 120 km/h für die drei betrachteten Betonvarianten für die Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei einer Wandhöhe von 7 m, Wanddicke von 0,8 m und Wandlänge von 20 m – Abaqus	98
Abbildung 59: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 1; oben: DAMAGE-C (Druck-Schädigung); unten DAMAGE-T (Zug-Schädigung); Wandvorder- und Wandrückseite quasi-identisch; Wandhöhe 7 m – Abaqus	99
Abbildung 60: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-C (Druck-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	100
Abbildung 61: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	100
Abbildung 62: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 2; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandrückseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	100
Abbildung 63: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-C (Druck-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	101
Abbildung 64: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandanprallseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	101
Abbildung 65: Schädigungsparameter zum Ende des Berechnungszeitraums für Anprallsituation 6 (siehe Abschnitt 4.2.5) bei 120 km/h und Betonvariante 3; DAMAGE-T (Zug-Schädigung) an Wandrückseite; Wandhöhe 7 m – Abaqus.....	101
Abbildung 66: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 2 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus.....	102
Abbildung 67: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 2 bei 50 km/h Anprallgeschwindigkeit und unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus.....	102
Abbildung 68: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 3 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus.....	103
Abbildung 69: Verformungs-Zeit-Diagramm am Wandpunkt in der Mitte des anprallenden Wagenkastens für den Anprall des Schienenfahrzeugmodells mit Betonvariante 3 für 7 m Wandhöhe und unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus.....	103
Abbildung 70: Mögliche Anprallsituationen an den Wandkopf (Anprallsituationen 1 bis 4) und an die Wandseite (Anprallsituationen 5 und 6)	104
Abbildung 71: Vorgeschlagene Verteilung der diskreten Massen eines ICE-1-Triebkopfs und Länge der einzelnen Abschnitte	112

Abbildung 72: Kraft-Verformungs-, Verformungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramm eines zyklisch belasteten ICE-1-Mittelwagens – Matlab	114
Abbildung 73: Verformung eines Kragträgers mittels einer Kraft F im Abstand a zur Einspannung.....	114
Abbildung 74: Federkennlinien der Lokomotive Re 6/6 [99].....	121
Abbildung 75: Unterteilung einer Lok Re 6/6 in ein Mehrmassen-Feder-Modell.....	122
Abbildung 76: Last-Zeit-Funktion (2 Lokomotiven; $v_0 = 54 \text{ km/h}$) [99].....	123
Abbildung 77: Last-Zeit-Diagramme der Wand im Vergleich zum Grob-Modell für elastischen und elasto-plastischen Fall – Matlab.....	123
Abbildung 78: Vergleich der Last-Zeit-Funktionen der internen Federkraft des vordersten Elements und der Reaktionskraft des Bauwerks – Matlab	124
Abbildung 79: Verschiebungs-Zeit-Diagramm des ersten Federelements der Frontlokomotive (links) mit Hysterese-Kurve (rechts) – Matlab.....	125
Abbildung 80: Beschleunigungs-Zeit-Diagramm des ersten Federelements der Frontlokomotive – Matlab	125
Abbildung 81: Kraft-Verschiebungs-Verlauf der Full-Scale-Tests mit einem Personenwagen und zwei gekoppelten Personenwagen gegen eine starre Wand [226]	126
Abbildung 82: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus.....	130
Abbildung 83: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wanddicken – Abaqus	130
Abbildung 84: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Wandlängen – Abaqus.....	131
Abbildung 85: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Auflasten – Abaqus.....	131
Abbildung 86: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Betonen/Elastizitätsmoduln – Abaqus	132
Abbildung 87: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten (Beschriftung der Funktionen: Angabe der Stahlmenge in kg pro m^3 Beton) – Abaqus	132
Abbildung 88: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 und 5 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallwinkel von 90° aus Anschaulichkeitsgründen nicht in Verschiebungs-Zeit-Diagramm dargestellt, da Verformungen entsprechend Referenzmodell deutlich größer) – Abaqus.....	133
Abbildung 89: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallhöhen – Abaqus	133
Abbildung 90: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten – Abaqus	134
Abbildung 91: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Abaqus.....	134
Abbildung 92: Verschiebungs-Zeit-, Last-Zeit- und Beschleunigungs-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Matlab.....	135
Abbildung 93: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wandhöhen – Abaqus.....	141

Abbildung 94: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wanddicken – Abaqus	142
Abbildung 95: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Wandlängen – Abaqus.....	143
Abbildung 96: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Auflasten – Abaqus.....	144
Abbildung 97: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Betonen/ Elastizitätsmoduln – Abaqus	145
Abbildung 98: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten (Beschriftung der Funktionen: Angabe der Stahlmenge in kg pro m ³ Beton) – Abaqus	146
Abbildung 99: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Berechnungszeitraum mit Anprallwinkel von 45 Grad bis 0,103 s) – Abaqus	147
Abbildung 100: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallhöhen – Abaqus.....	148
Abbildung 101: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Berechnungszeitraum bei Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h bis 0,139 s) – Abaqus.....	149
Abbildung 102: Verschiebungs-Zeit- und Last-Zeit-Diagramme für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen – Abaqus.....	150
Abbildung 103: Prinzipdarstellung der Verformung der Stahlbetonwand beim Anprall für Anprallsituation 3 mit einem Anprallwinkel von ca. 45°	152
Abbildung 104: Prinzipdarstellung der Verformung der Stahlbetonwand beim Anprall für Anprallsituation 2 mit einer Anprallgeschwindigkeit von 200 km/h.....	152
Abbildung 105: Last-Zeit-Diagramme für die Anpralllast und die interne Kraft der ersten Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab	157
Abbildung 106: Beschleunigung-Zeit-Diagramme für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab.....	157
Abbildung 107: Kraft -Verschiebungs-Diagramme (Hysterese-Kurven) für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab	158
Abbildung 108: Verformungs-Zeit-Diagramme für die 1. Feder für Anprallsituation 6 mit 1 Triebkopf ohne Wagen (links) und 2 Triebköpfen mit 12 Wagen (rechts) – Matlab	158
Abbildung 109: Last-Zeit-Funktionen für verschiedene Reibungskoeffizienten von 0,35 bis 0,85 bei 3, 9, 18 und 24 m Gleisabstand für eine Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h – Matlab	160
Abbildung 110: Geometrische Beschränkung eines Wagens im Falle eines Seitenanpralls an ein Bauwerk [167].....	161
Abbildung 111: Beziehung zwischen Anprallwinkel und Abstand für den Fall eines Seitenanpralls eines ICE 1	161
Abbildung 112: Einfluss des Abstands der Gleisachse zum Bauteil auf die Last-Zeit-Funktion, $\mu_s = 0,4$, $k_{eff} = 4,5 \times 10^7$ N/m	162
Abbildung 113: Einfluss der Bauteilsteifigkeit auf die Last-Zeit-Funktion	162

Abbildung 114: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	163
Abbildung 115: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten; Darstellung Anprallzeitraum bis 0,05 s (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	164
Abbildung 116: Last-Zeit-Diagramm in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	164
Abbildung 117: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	165
Abbildung 118: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallgeschwindigkeiten (Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	165
Abbildung 119: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 bzw. 5 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	166
Abbildung 120: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	166
Abbildung 121: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°) – Abaqus	167
Abbildung 122: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0° – Abaqus.....	167
Abbildung 123: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	169
Abbildung 124: Last-Zeit-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien; Darstellung Anprallzeitraum bis 0,05 s (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	169
Abbildung 125: Kraft-Verschiebungs-Diagramm in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 90 Grad, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	169
Abbildung 126: Last-Zeit-Diagramm in x-Richtung an Wandkopf (links) und in y-Richtung an der Wandseite (rechts) für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	170
Abbildung 127: Kraft-Verschiebungs-Diagramm in 20 cm Tiefe in x-Richtung und y-Richtung für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Materialien (Anprallgeschwindigkeit 120 km/h, Anprallwinkel 0°, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	170
Abbildung 128: Verformung des Stahlwagens im quasistatischen Druckversuch – Abaqus (oben), Kraft-Verformungs-Kurve eines Stahlwagenkastens – Vergleich FEM und Diskretisierung in Matlab (unten links); Vergleich der Last-Zeit-Funktionen bei einer Anprallgeschwindigkeit von 50	

km/h zwischen einem ICE-1-Wagenkasten aus Stahl und einem ICE-1-Wagenkasten aus Aluminium – Matlab (unten rechts).....	172
Abbildung 129: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 5 bzw. 6 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	172
Abbildung 130: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus.....	173
Abbildung 131: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 5 bzw. 6 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	173
Abbildung 132: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 bzw. 3 mit unterschiedlichen Anprallwinkeln (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallmasse 51,4 t) – Abaqus	173
Abbildung 133: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallwinkel 90°) – Abaqus	174
Abbildung 134: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf und in y-Richtung an der Wandseite für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 50 km/h, Anprallwinkel 0°) – Abaqus	174
Abbildung 135: Maximale Anprallkräfte in y-Richtung an Wandseite für Anprallsituation 6 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallwinkel 90 Grad) – Abaqus	175
Abbildung 136: Maximale Anprallkräfte in x-Richtung am Wandkopf für Anprallsituation 2 mit unterschiedlichen Anprallmassen (Anprallgeschwindigkeit 200 km/h, Anprallwinkel 0 Grad) – Abaqus	175
Abbildung 137: Verschiebungen entlang der Umfangsrichtung für verschiedenen Bewehrungsgrade (links), Verschiebungs-Zeit-Kurve für verschiedene Bewehrungsgrade (rechts) [76].....	181
Abbildung 138: Betonschäden bei verschiedenen Bewehrungsgraden nach 0,20 s: (a) 0 % (Referenz), (b) 50 %, (c) 100 %, (d) 200 %, (e) 300 %, (f) 400 % [53]	181
Abbildung 139: DIF der Zugfestigkeit f_t für Beton mit $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ und 150 N/mm^2 nach FIB sowie Malvar und Ross [243]	182
Abbildung 140: Rissbilder und Kraftflüsse in herkömmlichem Stahlbeton (links) und in Stahlbeton mit duktiler Matrix (rechts) [83].....	183
Abbildung 141: Schematische Darstellung eines Risses in unbewehrtem und faserbewehrtem Beton [184].....	183
Abbildung 142: Experimentelle Ergebnisse unter direkten Zugversuchen: (a) Mittelwert der Spannungs-Dehnungs-Kurve von Proben mit 3 % Faseranteil bei Stoßbelastung, (b) Spannungs-Dehnungs-Kurven von Proben mit 3 % Faseranteil bei Belastung mit unterschiedlichen Dehnraten, (c) Spannungs-Dehnungs-Kurven von Proben mit verschiedenen Volumenanteilen bei hohen Dehnraten [211]	184
Abbildung 143: Erdbebenisolation mittels Elastomerlager [164]	185
Abbildung 144: Vergleich zwischen theoretischen Kurven und experimentellen Daten für Kautschuk SHA40 unter Zug (links) und Kautschuk SHA40 unter Druck (rechts) [227].....	186

Abbildung 145: Vergleich zwischen theoretischen Kurven und experimentellen Daten für Kautschuk SHA60 unter Zug (links) und Kautschuk SHA60 unter Druck (rechts) [227].....	186
Abbildung 146: Einachsige wahre Spannungs-Dehnungs-Kurven, rekonstruiert aus den Parametern der Gaspistole, dem Fallgewicht und quasistatischen Tests [267]	187
Abbildung 147: Führungsschienen bzw. Fangschienen [140].....	188
Abbildung 148: Arten von Fang- und Führungsschienen: (a) horizontal montierte Führungsschienen, (b) vertikal montierte Führungsschienen, (C) Girder Rails, (d) Strap Gguard Rail, (e) L-förmige Führungsschiene [172]	189
Abbildung 149: Typen von Entgleisungsschutzvorrichtungen [234].....	189
Abbildung 150: L-geformte Schutzeinrichtung am Drehgestell [264].....	190
Abbildung 151: Darstellung der Zustandsfunktion z: a) Dahl, b) LuGre [204]	196
Abbildung 152: Vergleich der Winkelbeschleunigung für verschiedene Reibungskraftmodelle [179].....	197
Abbildung 153: Zug mit einer Masse t und Dämpfung	198
Abbildung 154: Kollidierende Kugeln nach dem Hooke'schen Kontaktkraftgesetz: a) Szenario mit einem Stoß zwischen zwei Sphären; b) Penetration und Kontaktkraft über die Zeit; c) Kraft-Penetrations-Funktion [85].....	199
Abbildung 155: Kraft-Verschiebungs-Funktion für ein Hysterese-Funktion [145].....	202
Abbildung 156: Vergleich zwischen dem Bouc-Wen-Modell (oben links) und dem bilinearen Modell (oben rechts), Anpassung des quasi-statischen Tests eines ICE-1-Aluminium-Waggons (blaue Linie) an das Bouc-Wen Modell (orange) (unten).....	203
Abbildung 157: Hystereseschleifen mit $a = 0, n = 1, u_{maxuy} = 2$ und a) mechanische Verfestigung ($\beta = -0,75, \gamma = 0,25$), b) mechanische Entfestigung ($\beta = -0,25, \gamma = 0,75$) [37]	204
Abbildung 158: Einfluss der Reibungskoeffizienten auf die Last-Zeit-Funktion bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h und verschiedenen Entfernungen zum Bauwerk (3 bis 12 m) unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells für das Kontaktkraftmodell von Flores et al.....	205
Abbildung 159: Einfluss der Reibungskoeffizienten auf die Last-Zeit-Funktion bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h und verschiedenen Entfernungen zum Bauwerk (3 bis 12 m) unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells für das Kontaktkraftmodell von Anagnostopoulos	206
Abbildung 160: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)	207
Abbildung 161: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Gonthier et al. (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Hertz (rechts)	207
Abbildung 162: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Hooke (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Hunt und Crossley (rechts)	208
Abbildung 163: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das	

Kontaktkraftmodell nach Lankarani und Nikravesch (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Mahmud und Jankowski (rechts).....	208
Abbildung 164: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 50 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)	208
Abbildung 165: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts).....	209
Abbildung 166: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 120 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts).....	209
Abbildung 167: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 200 km/h unter Verwendung des LuG-re-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts).....	209
Abbildung 168: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)	210
Abbildung 169: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)	211
Abbildung 170: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)	211
Abbildung 171: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)	212
Abbildung 172: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)	212
Abbildung 173: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Pant und Wijeyewickrema (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Ye et al. (rechts)	213
Abbildung 174: Last-Zeit-Funktion eines ICE 1 bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h unter Verwendung des LuGre-Reibungsmodells und verschiedener Restitutionskoeffizienten für das Kontaktkraftmodell nach Anagnostopoulos (links) sowie das Kontaktkraftmodell nach Flores et al. (rechts)	214

Abbildung 175: Kraft-Verformungs-Diagramm für den Anprall eines ICE 1 unter Verwendung des LuGre Reibungskraft-Modells mit dem Kontaktkraftmodell nach Flores et al.: links) $c = 0.5$ und $\mu_s = 1,0$, rechts) $c = 0.8$ and $\mu_s = 0,4$	215
Abbildung 176: Kraft-Verformungs-Diagramm für den Anprall eines ICE 1 unter Verwendung des LuGre Reibungskraftmodells mit dem Kontaktkraft Modell nach Anagnostopoulos: links) $c = 0.5$ und $\mu_s = 1,0$, rechts) $c = 0.8$ and $\mu_s = 0,4$	215
Abbildung 177: Bild NA.4 – Anordnung und Abmessungen [55].....	217
Abbildung 178: Bild NA.5 – Ausbildung der Zerschellschicht [55].....	217
Abbildung 179: Vereinfachte Darstellung verschiedener Möglichkeiten der Bewehrungsmodellierung für starren Verbund [91].....	218
Abbildung 180: Spannungs-Dehnungs-Diagramm (technisch/wahr) [114].....	220
Abbildung 181: Anprall an Wandseite (Anprallsituation 6) – Ansicht von oben.....	223
Abbildung 182: Anprall an Wandkopf (Anprallsituation 2) – Ansicht von oben.....	224
Abbildung 183: Vergleich der maximalen Druckschädigungen (Damage-C) der einzelnen Modelle (Maximalwert aus den Schnitten über die Tiefe) der Untersuchungen zur Zerschellschicht; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 22 rechts unten.....	231
Abbildung 184: Vergleich der Zugschädigungen (Damage-T) der einzelnen Modelle der Untersuchungen zur Zerschellschicht an der anprallabgewandten Wandseite; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 22 rechts unten	234
Abbildung 185: Vergleich der maximalen Druckschädigungen (Damage-C) der einzelnen Modelle (Maximalwert aus den Schnitten über die Tiefe) der Untersuchungen zur Zerschellschicht; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 26 rechts unten.....	241
Abbildung 186: Vergleich der maximalen Zugschädigungen (Damage-T) der einzelnen Modelle (Maximalwert aus den Schnitten über die Tiefe) der Untersuchungen zur Zerschellschicht; von links oben beginnend mit Modell 1, zeilenweise nach unten bis Modell 26 rechts unten.....	243
Abbildung 187: Ablauf der Anprallrisikobeurteilung nach [225].....	250
Abbildung 188: Beispiel eines PID-Reglers zur Einstellung des Füllstands eines Wassertanks, modelliert in Simulink [181].....	254
Abbildung 189: Blöcke der Fehlerbaumanalyse in Simulink.....	255
Abbildung 190: Block-Subsystem eines Basis-Ereignisses für die Fehlerbaumanalyse in Simulink	255
Abbildung 191: Beispiel Graph von Block G05 für den Fall Güterzugentgleisung	257
Abbildung 192: Gemeldete Unfälle in Deutschland im Jahr 2017 [34].....	259
Abbildung 193: Frontalanprall des Zugkopfes	261
Abbildung 194: Anprall des Zugkopfes an die Bauteilseite.....	261
Abbildung 195: Seitlicher Anprall des Zuges.....	261
Abbildung 196: Fehlerbaum mit Hauptereignis und erster Systemebene.....	263
Abbildung 197: Fehlerbaum Anprallsituation 1, Weiterentwicklung des Transfergatters 1.....	263
Abbildung 198: Fehlerbaum Anprallsituation 3	263
Abbildung 199: Verkehrsleistungen im Schienenverkehr in Deutschland in den Jahren 2005 bis 2019 [235].....	266
Abbildung 200: Kritischer Pfad Güterzugentgleisung	272

Abbildung 201: Fehlerbaum Güterzugentgleisung, Anprallsituation 1.....	274
Abbildung 202: Fehlerbaum Güterzugentgleisung Anprallsituation 1, Entwicklung der Transfergatter T1 (oben) und T2 (unten).....	275
Abbildung 203: Fehlerbaum Anprallsituation 3.....	276
Abbildung 204: Fehlerbaum Anprallsituation 3, Transfergatter T1	277
Abbildung 205: Fehlerbaum Anprallsituation 3, Transfergatter T2	278
Abbildung 206: Situationsbeschreibung des Anwendungsbeispiels.....	280

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Kriterien für die Einteilung von Überbauungen nach Sicherheitsanforderungen c	13
Tabelle 2: Statisch äquivalente Anprallkräfte für Überbauungen ohne Aufbauten, ausserhalb von Bahnhofsbereichen [55]	14
Tabelle 3: Statisch äquivalente Anprallkräfte für Überbauungen mit Aufbauten und Überbauungen in Bahnhofsbereichen [55]	15
Tabelle 4: Lokomotivarten im deutschen Schienenverkehr [127, 128, 134].....	22
Tabelle 5: Die häufigsten elektrischen Lokomotiven im deutschen Schienenverkehr [125, 129, 131].....	22
Tabelle 6: Die häufigsten Dieseltriebwagen im deutschen Schienenverkehr [126, 132, 133, 142].....	22
Tabelle 7: Die häufigsten elektrischen Triebwagen im deutschen Schienenverkehr [50, 130].....	23
Tabelle 8: MindestFestigkeitswerte (statisch) für AlMgSi0,7 [160]	26
Tabelle 9: Allgemeine Fahrzeugdaten der TRAXX (neuere Bauart) [Herstellerangaben von Bombardier]....	31
Tabelle 10: Übersicht der crashabsorbierenden Bauteile des ICE 4 [Herstellerangaben von Bombardier] ..	34
Tabelle 11: Massenanteile eines ICE-2-Mittelwagens [118].....	41
Tabelle 12: Äquivalente Federsteifigkeiten für das vereinfachte lineare Modell [187].....	44
Tabelle 13: Überblick der full-scale-Tests des Volpe-Centers.....	46
Tabelle 14: Zusammenfassung der strukturellen Schäden beim Anprall [173].....	49
Tabelle 15: Streckenstandard gemäss Ril 413.03203 (o = obere Grenze, u = untere Grenze) [87]	58
Tabelle 16: Bedeutungskategorien für Hochbauten bei Erdbeben [60]	59
Tabelle 17: Bauwerksklassifizierung für Anprallnachweise aus Entgleisung [55].....	61
Tabelle 18: Maximale Anpralllasten als resultierender Kraftvektor der FE-Simulationen für unterschiedliche Winkel und Geschwindigkeiten [263].....	69
Tabelle 19: Zusammenfassung der relevanten Einflussgrössen und deren Auswirkungen	76
Tabelle 20: Maximale ANprallwinkel in Abhängigkeit vom Gleisabstand	77
Tabelle 21: Faktoren für die Berechnung der Anprallkategorien.....	78
Tabelle 22: Zu betrachtende Anprallkategorien	78
Tabelle 23: Massen im FE-Modell des ICE-1-Mittelwagenkastens	83
Tabelle 24: Allgemeine Eigenschaften eines C40/50 und Parameter für das CDP-Modell – Variante 1.....	94
Tabelle 25: Allgemeine Eigenschaften eines C40/50 und Parameter für das CDP-Modell – Variante 2.....	95
Tabelle 26: Allgemeine Eigenschaften eines C40/50 und Parameter für das CDP-Modell – Variante 3 nach [152].....	96
Tabelle 27: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 1 (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab)	105
Tabelle 28: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 2 (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab)	105
Tabelle 29: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 3 an Wandseite (oben) und an wandkopf (unten) (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab)	106
Tabelle 30: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 4 an Wandseite (oben) und an wandkopf (unten) (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab)	107

Tabelle 31: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 5 unter einem Winkel von 45° (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab), ausgewertet an der Anprallzugewandten SEite.....	108
Tabelle 32: Maximale Anprallkräfte für Anprallsituation 6 (oberer Wert: Abaqus, unterer Wert: Matlab), ausgewertet an der Anprallzugewandten SEite.....	108
Tabelle 33: Algorithmus des expliziten Newmark-Verfahrens.....	120
Tabelle 34: Algorithmus des IMPLIZITEN Newmark-Verfahrens	121
Tabelle 35: Untersuchte Parameter des Anprallereignisses.....	127
Tabelle 36: Maximale Kräfte und Verschiebungen für ANprallsituation 6 (Anprall in y-Richtung) (erster Wert Abaqus, zweiter Wert Matlab)	138
Tabelle 37: Maximale Kräfte und Verschiebungen für ANprallsituation 2 (Anprall in x-Richtung)	153
Tabelle 38: Dynamische Reibungskoeffizienten für Kontaktsituationen bei einer Entgleisung	159
Tabelle 39: Vergleich der maximalen Anprallkräfte – Wandseite	176
Tabelle 40: Vergleich der maximalen Anprallkräfte – Wandkopf.....	177
Tabelle 41: Übersicht weiterführende Literatur zum Thema Schutzmaßnahmen	191
Tabelle 42: Relevante dynamische Reibungskoeffizienten für den Kontakt eines Schienenfahrzeugs mit dem Untergrund nach einer Entgleisung	193
Tabelle 43: Zusammenfassung der im diskreten Modell verwendeten Kontaktkraftmodelle	200
Tabelle 44: Zusammenfassung der für die untersuchte Anprallsituation relevanten Restitutionskoeffizienten	201
Tabelle 45: Zusammenfassung der für das Bouc-Wen-Modell verwendeten Kalibrierungs-Konstanten..	203
Tabelle 46: Maximale Anprallkraft für ($c = 0.5, \mu_s = 1.0$) und ($c = 0.8, \mu_s = 0.4$) bei einer Entgleisungsgeschwindigkeit von 80 km/h für das Modell nach Anagnostopoulos sowie das Modell nach Flores et al.	214
Tabelle 47: Eigenschaften des Bewehrungsstahls B500B	219
Tabelle 48: Eigenschaften des Bewehrungsstahls B500B – Eingabedaten in Abaqus	220
Tabelle 49: Untersuchte Bewehrungsvariationen für den ANprall an die Wandseite (ANprallsituation 6, Referenzmodell)	221
Tabelle 50: Untersuchte Bewehrungsvariationen für den ANprall an den Wandkopf (ANprallsituation 2, Referenzmodell)	222
Tabelle 51: Ergebnisauflistung für den ANprall an die Wandseite (ANprallsituation 6, Referenzmodell). ..	225
Tabelle 52: Ergebnisauflistung für den ANprall an den Wandkopf (ANprallsituation 2, Referenzmodell) ..	226
Tabelle 53: Maximale Verformung der Wand in y-Richtung (Anprallrichtung) an der Wandseite (ANprallsituation 6, Referenzmodell).....	235
Tabelle 54: Maximale Spannungen im Bewehrungsstahl für den Anprall an die Wandseite (Anprallsituation 6)	236
Tabelle 55: Qualitativer Vergleich der Druck- und Zugschädigungen sowie der Stahlspannung, Referenzmodell: Modell 5 (Anprallsituation 6).....	238
Tabelle 56: Maximale Spannungen im Bewehrungsstahl für den Anprall an den Wandkopf (Anprallsituation 2)	243
Tabelle 57: Qualitativer Vergleich der Druck- und Zugschädigungen sowie der Stahlspannung, Referenzmodell: Modell 5 (Anprallsituation 6).....	245

Tabelle 58: Faktoren, von denen die Gefährdung der Überbauung und die Sicherheit der Reisenden abhängt, nach [123].....	248
Tabelle 59: Gruppen von Unterstützungen in ZONE 2, nach [123].....	248
Tabelle 60: Ersatzlasten zur Bemessung in ZONE 2, nach [123].....	249
Tabelle 61: BASISEREIGNISSE DES FEHLERBAUMS FÜR EINE GÜTERZUGENTGLEISUNG NACH JAFARIAN UND REZVANI [149]	264
Tabelle 62: Ergänzung der Daten von Jafarian/Rezvani [150] mit Daten aus [49]	267
Tabelle 63: Ausfallraten nach Jafarian/Rezvani [149] mit den aktualisierten Daten aus Statistiken des UIC [49]	270
Tabelle 64: Zugentgleisungsraten nach [123]	279
Tabelle 65: Berechnete Zugentgleisungsraten.....	279
Tabelle 66: Ausfallraten für Anprallsituation 1 bzw. 2	282
Tabelle 67: Ausfallraten für Anprallsituation 3	284
Tabelle 68: Vergleich der ANprallwahrscheinlichkeiten für die unter Abschnitt 6.7.4 betrachteten Situationen und Parameter	290

Quellenverzeichnis

1. Albert, A.: Schneider - Bautabellen für Ingenieure. Bundesanzeiger Verlag, 2014.
2. Anagnostopoulos, S. A.: Pounding of buildings in series during earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16 (3), p. 443–456, 1988.
3. Anagnostopoulos, S. A., Spiliopoulos, K. V.: An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 21 (4), p. 289–302, 1992.
4. Ashurkova, S. N. et al.: Methods Used to Analyze the Impact of Passenger Cars Bodies Design Features on their Stiffness and Strength Characteristics. *Procedia Engineering*, vol. 206, p. 1623–1628, 2017.
5. Aslansefat, K. et al.: A Strategy for Reliability Evaluation and Fault Diagnosis of Autonomous Underwater Gliding Robot based on its Fault Tree. *International Journal of Advances in Science Engineering and Technology* (2), p. 2321–9009, 2014.
6. ASTM Standard D2240 - 15e1: Standard Test Method for Rubber Property—Durometer Hardness, 2017.
7. Avalu, M., Chiandussi, G.: Optimisation of a vehicle energy absorbing steel component with experimental validation. *International Journal of Impact Engineering*, vol. 34 (4), p. 843–858, 2007.
8. Awrejcewicz, J., Olejnik, P.: The Occurrence of Stick-Slip Phenomenon. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, vol. 45 (1), p. 33–40, 2014.
9. Bae, H. U. et al.: Containment capacity and estimation of crashworthiness of derailment containment walls against high-speed trains. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 232 (3), p. 680–696, 2018.
10. Bae, H. U. et al.: Impact Force Evaluation of the Derailment Containment Wall for High-Speed Train through a Collision Simulation. *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, p. 1–14, 2018.
11. Bandemer, H., Gottwald, S.: Einführung in FUZZY-Methoden. Akademie-Verlag, Berlin 1993.
12. Bauser, M. et al.: Extrusion - Second Edition. ASM International, 2006.
13. Baykasoğlu, C. et al.: Crash and structural analyses of an aluminium railroad passenger car. *International Journal of Crashworthiness*, vol. 17 (5), p. 519–528, 2012.
14. Baykasoğlu, C. et al.: Railroad passenger car collision analysis and modifications for improved crashworthiness. *International Journal of Crashworthiness*, vol. 16 (3), p. 319–329, 2011.
15. Beason, W. L., Hirsch, T.J.: Measurement of Heavy Vehicle Impact Forces and Inertia Properties, 1989.
16. Belingardi, G. et al.: Material characterization of a composite-foam sandwich for the front structure of a high speed train. *Composite Structures*, vol. 61, p. 13–25, 2003.
17. Berger, E. J., Mackin, T.J.: On the walking stick-slip problem. *Tribology International*, vol. 75, p. 51–60, 2014.
18. Birtel, V., Mark, P.: Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. *Abaqus User's Conference*, p. 95–108, 2006.
19. Bonnett, C. F.: Practical railway engineering. Imperial College Press, 2005.

20. Børvik, T. et al.: Experimental and numerical study on the perforation of AA6005-T6 panels. *International Journal of Impact Engineering*, vol. 32 (1–4), p. 35–64, 2005.
21. Brabie, D.: On Derailment-Worthiness in Rail Vehicle Design – Analysis of Vehicle Features Influencing Derailment Processes and Consequences. Royal Institute of Technology, Stockholm 2007.
22. Brabie, D.: Wheel-Sleeper Impact Model in Rail Vehicles Analysis. *Journal of System Design and Dynamics*, vol. 1, (3), p. 468–480, 2007.
23. Brabie, D., Andersson, E.: An overview of some high-speed train derailments: Means of minimizing consequences based on empirical observations. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 222 (4), p. 441–463, 2008.
24. Brabie, D., Andersson, E.: Dynamic simulation of derailments and its consequences. *Vehicle System Dynamics*, vol. 44 (SUPPL. 1), p. 652–662, 2006.
25. Brabie, D., Andersson, E.: High-speed Train Derailments – Minimizing Consequences through Innovative Design. Stockholm, 2008.
26. Brabie, D., Andersson, E.: On minimizing derailment risks and consequences for passenger trains at higher speeds. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 223 (6), p. 543–566, 2009.
27. Brabie, D., Andersson, E.: Post-derailment dynamic simulation of rail vehicles – Methodology and applications. *Vehicle System Dynamics*, vol. 46 (SUPPL.1), p. 289–300, 2008.
28. Brown, P., McPhee, J.: A Continuous Velocity-Based Friction Model for Dynamics and Control with Physically Meaningful Parameters. *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, vol. 11 (5), p. 1–6, 2016.
29. Brumund, W. F., Leonards, G.A.: Experimental Study of Static and Dynamic Friction Between Sand and Typical Construction Materials. *J Test Eval*, vol. 1 (2), p. 162–165, 1973.
30. Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz: Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO), 2017.
31. Bundesministerium für Bildung und Forschung: Verbundprojekt SKRIBT: Schutz kritischer Brücken und Tunnel im Zuge von Straßen – Wirksamkeitsanalyse von Maßnahmen zum Bauwerksschutz: Brücken, 2011.
32. Bundesstelle für Eisenbahnunfalluntersuchung: Jahresbericht 2014. Bonn 2015.
33. Bundesstelle für Eisenbahnunfalluntersuchung: Jahresbericht 2016. Bonn 2017.
34. Bundesstelle für Eisenbahnunfalluntersuchung: Jahresbericht 2017. Bonn 2018.
35. Canudas de Wit, C. et al.: A new model for control of systems with friction. *IEEE Transactions on Automatic Control*, vol. 40 (3), p. 419–425, 1995.
36. CEB-FIP: Model Code 1990: Design Code, 1993.
37. Charalampakis, Aristotelis E., V. K. K.: Parameters of Bouc-Wen model revisited. Conference Paper, (9th HSTAM International Congress on Mechanics), 2010.
38. Chau, K. T. et al.: Rockfall problems in Hong Kong and some new experimental results for coefficients of restitution. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 35, (4–5), p. 662–663, 1998.
39. Chen, X. et al.: Fault tree analysis for composite structural damages. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part G: Journal of Aerospace Engineering*, vol. 228, (9), p. 1466–1474, 2014.

40. Chopra, A.: Dynamic of Structures Chopra. Pearson; 4. Edition, 2011.
41. Christy Albert, P. et al.: Axial Crushing Behavior of Aluminum Square Tube with Origami Pattern. Modern Applied Science, vol. 10 (2), P. 90–108, 2016.
42. Cottin, C., Döhler, S.: Risikoanalyse: Modellierung, Beurteilung und Management von Risiken mit Praxisbeispielen. Springer Spektrum, Wiesbaden, 2013.
43. Coulomb, C. A.: Théorie des machines simples, en ayant égard au frottement de leurs parties, et à la roideur des cordages. Paris, 1785.
44. Cruz Gómez, M. A. et al.: Rubber steel friction in contaminated contacts. Wear, vol. 302 (1–2), p. 1421–1425, 2013.
45. Dahl, P. R.: A solid friction model. El Segundo, 1968.
46. DB Netz AG: Geschäftsbericht DB Netz AG 2017, 2017.
47. DB Netz AG: Infrastrukturregister.
48. DB Netz AG: Interne Quelle.
49. Det Norske Veritas, European Railway Agency: Assessment of freight train derailment risk reduction measures. Valenciennes, 2011.
50. Deutsche Bahn AG: Fahrzeuglexikon für den Fernverkehr. Berlin 2017.
51. Deutsche Bahn AG: I.NPI 2 Anlagen- und IH Management Fahrweg. Symposium Qualitätsoffensive Betonschwelle. Münster 2013.
52. DIN 25 424 Teil 1:1981-09: Fehlerbaumanalyse - Methode und Bildzeichen.
53. DIN 488: 2019-08: Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung.
54. DIN EN:1991-1-7:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1–7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.
55. DIN EN:1991-1-7/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1–7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen.
56. DIN EN 12663-1:2015-03: Bahnanwendungen – Festigkeitsanforderungen an Wagenkästen von Schienenfahrzeugen – Teil 1: Lokomotiven und Personenfahrzeuge (und alternatives Verfahren für Güterwagen).
57. DIN EN 15227:2011-01: Bahnanwendungen – Anforderungen an die Kollisionssicherheit von Schienenfahrzeugkästen.
58. DIN EN 15551:2017-05: Bahnanwendungen – Schienenfahrzeuge – Puffer.
59. DIN EN 1992-1-1/NA: 2013-04: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
60. DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
61. DIN EN 61025:2007-08: Fehlzustandsbaumanalyse.
62. Dong, H. et al.: Application of an extended Bouc-Wen model for hysteretic behavior of the RC structure with SCEBs. Structural Engineering and Mechanics, vol. 71 (6), p. 683–697, 2019.
63. Drittler, K., Gruner, P.: Calculation of the total force acting upon a rigid wall by projectiles. Nuclear Engineering and Design, vol. 37 (2), p. 231–244, 1976.

64. Earij, A. et al.: Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation. *Engineering Failure Analysis*, vol. 82, p. 92–115, 2017.
65. Eglitis, E.: *Dynamic Buckling of Composite Shells*. Riga, Technical University, 2011.
66. Eibl, J., Schmidt-Hurtienne, B.: Strain-Rate-Sensitive Constitutive Law For Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 125 (12), P. 1411–1420, 1999.
67. Eisenbahn-Unfalluntersuchungsstelle des Bundes: Jahresbericht 2012. Bonn 2013.
68. Eisenbahn-Unfalluntersuchungsstelle des Bundes: Jahresbericht 2013. Bonn 2014.
69. Eisenbahn-Unfalluntersuchungsstelle des Bundes: Jahresbericht 2015. Bonn 2016.
70. Emde, T.: *Mechanisches Verhalten metallischer Werkstoffe über weite Bereiche der Dehnung, der Dehnrate und der Temperatur*. Technische Hochschule Aachen 2008.
71. Emori, R. I.: *Analytical Approach to Automobile Collisions*. 1968.
72. Engineers Edge: Coefficient of Friction Equation and Table Chart.
73. Eurostat: Glossary: Statistics Explained.
74. Eurostat: Rural development: Methodology.
75. FA Brockhaus GmbH Mannheim: 19. völlig neu bearbeitete Auflage »Rationalisierung«, Band 18, Rad-Rüs. Mannheim 1992.
76. Fang, Q., Wu, H.: *Concrete structures under projectile impact*. 2017.
77. Farghaly, A. A.: Parametric study on equivalent damping ratio of different composite structural building systems. *Steel and Composite Structures*, vol. 14 (4), p. 349–365, 2013.
78. Fatt, M. S. H., Bekar, I.: High-speed testing and material modeling of unfilled styrene butadiene vulcanizates at impact rates. *Journal of Materials Science*, vol. 39, (23), p. 6885–6899, 2004.
79. Fedoroff, A.: *Continuum damage plasticity for concrete modelling*. VTT Technical Research Centre of Finland, 2017.
80. Fendrich, L., Fengler, W.: *Handbuch Eisenbahninfrastruktur*. Springer Vieweg, Berlin 2019.
81. Fiedler, J.: *Bahnwesen. Planung, Bau und Betrieb von Eisenbahnen, S-, U-, Stadt- und Straßenbahnen*. Werner Verlag/ Wolters Kluwer Deutschland, München/Unterschleißheim 2005.
82. Fingerloos, F. et al.: *EUROCODE 2 für Deutschland*. Beuth Verlag GmbH, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 2016.
83. Fischer, G.: Structural Applications of Engineered Cementitious Composites (ECC). In: Mechtcherine, V. (ed.) *Ultra-ductile concrete with short fibres: Development, Testing, Applications*. pp. 121–133. ibidem Verlag 2005.
84. Flores, P. et al.: On the continuous contact force models for soft materials in multibody dynamics. *Multibody System Dynamics*, vol. 25 (3), p. 357–375, 2011.
85. Flores, P., Lankarani, H.M.: *Contact Force Models for Multibody Dynamics*. Springer International Publishing, Cham 2016.
86. Forni, D. et al.: Strain rate behaviour in tension of S355 steel: Base for progressive collapse analysis. *Engineering Structures*, vol. 119, p. 164–173, 2016.
87. Freystein, H. et al.: *Handbuch Entwerfen von Bahnanlagen*. Eurailpress in DVV Media Group GmbH, Hamburg.

88. Gaffney, E. S.: Measurements of dynamic friction between rock and steel. La Jolla 1976.
89. Gao, G.J., Tian, H.Q.: Train's crashworthiness design and collision analysis. *International Journal of Crashworthiness*, vol. 12 (1), p. 21–28, 2007.
90. Gilbert, R. I., Warner, R.F.: Tension Stiffening in Reinforced Concrete Slabs. *Journal of the Structural Division*, vol. 104 (12), P. 1885–1900, 1978.
91. Gödde, L.: Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton. 2012.
92. Goldsmith, W.: *Impact: the theory and physical behaviour of colliding solids*. Mineola, N.Y. : Dover Publications 2001.
93. Gonthier, Y. et al.: A regularized contact model with asymmetric damping and dwell-time dependent friction. *Multibody System Dynamics*, vol. 11, (3), p. 209–233, 2004.
94. Government of India - Ministry of Railways: A technical guide on derailments, 1998.
95. Graßmann, S.: ICE 4 planmäßig im Zulassungsprozess. *Elektrische Bahnen*, vol. 114, (3), p. 110–112, 2016.
96. Griskevicius, P., Ziliukas, A.: The Crash Energy Absorption of the Vehicles Front Structures. *Transport*, vol. XVIII, (2), P. 97–101, 2003.
97. Grob, J., Hajdin, N., Mandic, R.: Beitrag zum dynamischen Verhalten von Zügen nach der Entgleisung. *Bauingenieur*, vol. 68, p. 501–507, 1993.
98. Grob, J.: Beitrag zu Entwurf und Bemessung von Tragwerken bei Gefährdung durch Zuganprall. *Bauingenieur*, vol. 67, p. 365–370, 1992.
99. Grob, J., Hajdin, N.: Zuganprall im Hauptbahnhof Südwest - Ein Beitrag zur dynamischen Untersuchung des Zugsanprall im Hauptbahnhof Südwest. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, vol. 108 (19), p. 497–503, 1990.
100. Gross, J.: Schlussbericht der Unfalluntersuchungsstelle Bahnen und Schiffe SBB AG Division Personenverkehr BLS Cargo AG Kollision zwischen dem ICE Nr . 278 und einer unbegleiteten Rangierfahrt mit 2 Re 465 in Vst. 2007.
101. Gross, J. L. et al.: *Graph Theory and Its Applications*. Chapman and Hall/CRC 2018.
102. Guillaume: Calculating all paths from a given node in a digraph – MATLAB Central, 2018.
103. Gündel, M. et al.: Bemessung von Baustrukturen in Stahl- und Verbundbauweise für Anprall- und Explosionslasten Nr. B502, 2010.
104. Guo, L. et al.: Study of the post-derailment safety measures on low-speed derailment tests. *Vehicle System Dynamics*, vol. 54 (7), p. 943–962, 2016.
105. Hardebolle, C., Boulanger, F.: Exploring multi-paradigm modeling techniques. *SIMULATION*, 2009.
106. Heckötter, C.; Sievers, J.: Weiterentwicklung der Analysemethodik zur Berücksichtigung komplexer Lastannahmen bei hochdynamischen Einwirkungen auf Stahlbetonstrukturen. 2016.
107. Hentz, S. et al.: Discrete element modelling of concrete submitted to dynamic loading at high strain rates. *Computers and Structures*, vol. 82 (29–30), p. 2509–2524, 2004.
108. Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. In: Wittmann, F. H. (ed.) *Fracture Mechanics of Concrete*. p. 223–249. Elsevier, Amsterdam 1983.
109. Hirsch, T.J. et al.: *Analysis and Design of Metrorail - Railroad Barrier System*. Texas Transportation Institute 1989.

110. Hofstetter, G. et al.: Konstitutive Modellierung von Beton. In: Betonkalender 2006 Teil 1. Ernst & Sohn, Berlin.
111. Hofstetter, G., Mang, H. A.: Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures. In: Grundlagen und Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Vieweg & Sohn, Wiesbaden 1995.
112. Hoppe, T.: Der ländliche Raum im 21. Jahrhundert – Neubewertung einer unterschätzten Raumkategorie. Books on Demand, Norderstedt 2011.
113. Hordijk, D. A.: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modeling and analyses. HERON, VOL. 47 (1), P. 3–79, 1992.
114. Hornbogen, E.: Werkstoffe – Aufbau und Eigenschaften. Springer Verlag 2006.
115. Hsu, L.S., Hsu, C. T. T.: Complete stress – strain behaviour of high-strength concrete under compression. Magazine of Concrete Research, vol. 46 (169), p. 301–312, 1994.
116. Hsu, S.S., Jones, N.: Dynamic axial crushing of aluminium alloy 6063 - T6 circular tubes. Latin American Journal of Solids and Structures, vol. 1 (3), p. 277–296, 2004.
117. Hunt, K. H., Crossley, F. R. E.: Coefficient of Restitution Interpreted as Damping in Vibroimpact. Journal of Applied Mechanics, vol. 42 (2), P. 440–445, 1975.
118. Ihme, J.: Schienenfahrzeugtechnik. Springer Vieweg 2016.
119. İnce, F. et al.: A numerical and experimental study on the impact behavior of box structures. Procedia Engineering, vol. 10, p. 1736–1741, 2011.
120. International Institute of synthetic rubber producers (IISRP): Ethylene-Propylene Rubbers & Elastomers. vol. 88, p. 4, 2011.
121. International Union of Railways (UIC): UIC Safety Report-Significant Accidents 2017. Paris 2018.
122. Internationaler Eisenbahnverband: High-speed lines in the world. Paris 2017.
123. Internationaler Eisenbahnverband (UIC): UIC-Kodex 777-2 : Überbauung von Bahnanlagen - Bautechnische Maßnahmen im Gleisbereich, 2002.
124. Internetpräsenz: Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), <https://www.forschungsinformationssystem.de/servlet/is/245897/> (03.07.2018).
125. Internetpräsenz: <http://www.bahnseite.de/tfz/tfzelok.html> (05.06.2018).
126. Internetpräsenz: <http://www.bahnseite.de/tfz/tfzvzw.htm> (07.06.2018).
127. Internetpräsenz: <http://www.bahnseite.de/tfzmain.html> (31.05.2018).
128. Internetpräsenz: <http://www.lokomotive-online.com/tfz.lokomotive-online.com/index.html> (17.06.2018).
129. Internetpräsenz: <http://www.mrce.eu/de/siemens-es-64-u2-2/> (05.06.2018).
130. Internetpräsenz: <https://bahnspezi.de/content/deutschland/elektrotriebwagen--zug/423-433/> (12.06.2018).
131. Internetpräsenz: https://de.wikipedia.org/wiki/Bombardier_Traxx (04.06.2018).
132. Internetpräsenz: [https://de.wikipedia.org/wiki/DB-Baureihe_612_\(1998\)](https://de.wikipedia.org/wiki/DB-Baureihe_612_(1998)), (07.06.2018).
133. Internetpräsenz: https://de.wikipedia.org/wiki/DB-Baureihe_628 (07.06.2018).
134. Internetpräsenz: https://de.wikipedia.org/wiki/Liste_der_Lokomotiv-_und_Triebwagenbaureihen_der_Deutschen_Bahn (31.05.2018).
135. Internetpräsenz: https://en.wikipedia.org/wiki/GE_Genesis (16.01.2019).

136. Internetpräsenz: [https://en.wikipedia.org/wiki/Superliner_\(railcar\)](https://en.wikipedia.org/wiki/Superliner_(railcar)), (19.12.2018).
137. Internetpräsenz: <https://polymerdatabase.com/Elastomers/Butyl.html> (19.07.2019).
138. Internetpräsenz:
https://www.deutschebahn.com/de/hidden_notfallmanagement/notfallmanagement/einsatzmerkblaetter_notfallmanagement-1198340 (11.12.2018).
139. Internetpräsenz: <https://www.gleisbau-welt.de/lexikon/infrastruktur/sonderkonstruktionen/> (05.03.2020).
140. Internetpräsenz:
https://www.google.com/url?sa=i&url=https%3A%2F%2Fde.wikipedia.org%2Fwiki%2FFangschien&psig=AOvVaw1Ht5sSThw-GUVxguV57705&ust=1587022106422000&source=images&cd=vfe&ved=0CAIQjRxqFwoTCIDLra_06egCFQAAAAAAdAAAAABAD (15.04.2020).
141. Internetpräsenz: <https://www.halcyonagri.com/natural-rubber-structure-and-function/#:~:text=Besides%20the%20hydrocarbon%20portion%2C%20natural,%2C%20and%20~0.4%25%20carbohydrates> (10.01.2020).
142. Internetpräsenz: https://www.hoellennetz.de/download/141D6180_d.pdf (20.01.2019).
143. Internetpräsenz: <https://www.wdrmaus.de/extras/mausthemen/eisenbahn/index.php5> (15.10.2018).
144. Internetspräsenz: http://atc.sjf.stuba.sk/files/mechanika_vms_ADAMS/Contact_Table.pdf (15.04.2020).
145. Ismail, M. et al.: The hysteresis Bouc-Wen model, a survey. *Archives of Computational Methods in Engineering*, vol. 16, (2), p. 161–188, 2009.
146. Jackson, R. L. et al.: Predicting the coefficient of restitution of impacting elastic-perfectly plastic spheres. *Nonlinear Dynamics*, vol. 60, (3), p. 217–229, 2010.
147. Jacobsen, K. et al.: Crash Energy Manegement: One- and Two-Car Passenger Rail Impact Tests – Summary of Structural and Occupant Test Results, 2016.
148. Jacobsen, K. et al.: Impact Test of a Crash-Energy Management Passenger Rail Car. In: *Proceedings of JRC2004: 2004 ASME/IEEE Joint Rail Conference*. American Society of Mechanical Engineers, Paper No. RTD2004-66045. Baltimore, Maryland, USA 2004.
149. Jafarian, E., Rezvani, M.A.: Application of fuzzy fault tree analysis for evaluation of railway safety risks: an evaluation of root causes for passenger train derailment. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 226, (1), p. 14–25, 2012.
150. Jafarian, E., Rezvani, M.A.: Quantitative evaluation of the root causes for train derailment in iranian railways using fuzzy fault tree analysis. *Proceedings of ICAMMM*, 2010.
151. Jankowiak, I. et al.: Identification of a continuous composite beam numerical model, based on experimental tests. In: *7th Conference on Composite Structures*. pp. 163–178. Zielona Góra 2005.
152. Jankowiak, T.: Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of civil and environmental engineering*, vol. 6, p. 53–69, 2005.
153. Johanastrom, K., Canudas-de-Wit, C.: Revisiting the LuGre friction model. *IEEE Control Systems*, vol. 28 (6), p. 101–114, 2008.
154. Kalliontzis, D. et al.: Improved Coefficient of Restitution Estimation for Free Rocking Members. *Journal of Structural Engineering (United States)*, vol. 142 (12), 2016.

155. Karagiozova, D. et al.: Inertia effects in axisymmetrically deformed cylindrical shells under axial impact. *International Journal of Impact Engineering*, vol. 24 (10), p. 1083–1115, 2000.
156. Karagiozova, D., Jones, N.: Influence of stress waves on the dynamic progressive and dynamic plastic buckling of cylindrical shells. *International Journal of Solids and Structures*, vol. 38 (38–39), p. 6723–6749, 2001.
157. Kaufmann, M. A.: Fuzzylogik: Eine Revolution des Geistes. *Informatik-Spektrum*, vol. 38 (6), p. 476–483, 2015.
158. Kehnemui, A.: *Structural Analysis of Railroad Crash Wall: Crystal Park*. Arlington 1981.
159. Kmiecik, P., Kaminski, M.: Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 11, (3), p. 623–636, 2011.
160. Koewius, A.: *Aluminium-Schienenfahrzeuge: Entwicklung, Technologien, Projekte*. Hestra Verlag 1992.
161. Kramer, O.: *Computational intelligence: Eine Einführung*. Springer-Verlag, Berlin 2009.
162. Krätzig, W. B., Pölling, R.: An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. *Computers & Structures*, vol. 82 (15–16), p. 1201–1215, 2004.
163. Kunz, C.: DIN 1055, Teil 9 - Außergewöhnliche Einwirkungen und probabilistische Verfahren. *Der Prüfenieur*, vol. 29, p. 53–63, 2006.
164. de la Llera, J. C.: *Aislación Sísmica y Disipación*. Santiago 2010.
165. Lane, J., Thompson, K.: Assessing the risk to railway structures from train impact. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Forensic Engineering*, vol. 167 (2), p. 99–106, 2014.
166. Lankarani, H. M., Nikraves, P. E.: A contact force model with hysteresis damping for impact analysis of multibody systems. *Journal of Mechanical Design, Transactions of the ASME*, vol. 112 (3), p. 369–376, 1990.
167. Layden, G.: *Development of Crash Wall Design Loads from Theoretical Train Impact*. 2014.
168. Lee, J., Fenves, G.L.: Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124 (8), p. 892–900, 1998.
169. Leonards, G. A.: *Experimental study of static and dynamic friction between soil and typical construction materials*. Lafayette, Indiana 1965.
170. Lima, R. M. et al.: Effect of length on crashworthiness parameters and failure modes of steel and hybrid tube made by steel and GFRP under low velocity impact. *International Journal of Crashworthiness*, vol. 17, (3), p. 319–325, 2012.
171. Lin, T. R. et al.: Evaluation of frequency dependent rubber mount stiffness and damping by impact test. *Applied Acoustics*, vol. 66 (7), p. 829–844, 2005.
172. Ling, L. et al.: Minimising lateral impact derailment potential at level crossings through guard rails. *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 113, p. 49–60, 2016.
173. Llana, P. et al.: *Collision of Amtrak Passenger Train and Norfolk Southern Freight Train – November 30, 2007*. Chicago, Illinois. 2013.
174. Lubliner, J. et al.: A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solid and Structures*, vol. 25 (3), p. 299–326, 1989.
175. MacNeill, R. A., Kirkpatrick, S. W.: *Documentation of Deformation from Passenger Rail Two-Car Impact Test*. 2003.

176. Mahmoud, S., Jankowski, R.: Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding. *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B: Engineering*, vol. 35, (1), p. 51–62, 2011.
177. Mark, J. E.: Rubber elasticity. *Journal of Chemical Education*, vol.58 (11), p.898–903, 1981.
178. Mark, P.: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*. Ruhr-Universität Bochum 2006.
179. Marques, F. et al.: Modeling and analysis of friction including rolling effects in multibody dynamics: a review. *Multibody System Dynamics*, vol. 45 (2), p. 223–244, 2019.
180. Marques, F. et al.: On the frictional contacts in multibody system dynamics. In: *Computational Methods in Applied Sciences*, 2016.
181. MathWorks: Simulink Documentation.
182. Mavronicola, E.A. et al.: Effect of planar impact modeling on the pounding response of base-isolated buildings. *Frontiers in Built Environment*, vol. 2 (July), 2016.
183. Mayville, R. et al.: Investigation and Simulation of Lateral Buckling in Trains. In: *Proceedings of the 1999 IEEE/ASME Joint Railroad Conference*. Institute of Electrical and Electronics Engineers, Catalog Number 99CH36340, 1999.
184. Mechtcherine, V.: Rissbeherrschung durch Faserbewehrung. In: Müller, H. S. et al. (eds.) *Beherrschung von Rissen in Beton : 7. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung*, Karlsruher Institut für Technologie ; Karlsruhe, 23. März 2010. pp. 83–94 KIT Scientific Publishing, Karlsruhe 2010.
185. Meran, A. P. et al.: Development of a design for a crash energy management system for use in a railway passenger car. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 230 (1), p. 206–219, 2016.
186. Mohammadzadeh, S., Ghahremani, S.: Estimation of train derailment probability using rail profile alterations. *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 8 (11), p. 1034–1053, 2012.
187. Moyer, P.D. et al.: *Safety of High Speed Guided Ground Transportation Systems Intrusion Barrier Design Study*, 1994.
188. Müller, H.S.: *Baustoffkunde und Konstruktionsbaustoffe*, Skript Karlsruher Institut für Technologie, 2014.
189. Müller, R.: *Klassische Mechanik: Vom Weitsprung zum Marsflug*. de Gruyter 2009.
190. Nayal, R., Rasheed, H. A.: Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and FRP bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2006.
191. Nöldgen, M.: *Modellierung von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Impaktbelastung - Auslegung eines Hochhauskerns gegen Flugzeuganprall*. Universität Kassel 2009.
192. Oberweiler, G.: *Technologien für Bahnsysteme*. Umschau-Verlag, Frankfurt am Main 1977.
193. Ostermann, F.: *Anwendungstechnologie Aluminium*. Springer Verlag Berlin/ Heidelberg 2007.
194. Oumeraci, H.: *Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche (Pro Deich)-Anlagenband*. Braunschweig 2002.
195. Paetsch, C. R. et al.: Dynamic Simulation of Train Derailments. In: *2006 ASME International Mechanical Engineering Congress and Exposition*. American Society of Mechanical Engineers, Paper No. IMECE2006-14607, Chicago, Illinois, 2006.

196. Pajak, M.: The Influence of the Strain Rate on the Strength of concrete taking into account the experimental techniques. *Architecture Civil Engineering Environment*, vol. 4 (3), p. 77–86, 2011.
197. Pallett, P. et al.: Friction resistance in temporary works materials. *Concrete*, vol. 36 (6), p. 12–15, 2002.
198. Pamin, J., De Borst, R.: Simulation of crack spacing using a reinforced concrete model with an internal length parameter. *Archive of Applied Mechanics*, 1998.
199. Pant, D.R., Wijeyewickrema, A.C.: Structural performance of a base-isolated reinforced concrete building subjected to seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 41 (12), p. 1709–1716, 2012.
200. Parsons Brinckerhoff: Rolling Stock and Vehicle Intrusion Protection for High-Speed Rail and Adjacent Transportation Systems. 2013.
201. Peng, Z. et al.: Risk assessment of railway transportation systems using timed fault trees. *Quality and Reliability Engineering International*, vol. 32 (1), p. 181–194, 2016.
202. Peter, N.: *Lexikon Bautechnik : 15.000 Begriffsbestimmungen, Erläuterungen und Abkürzungen*. Müller, Heidelberg 2005.
203. Petrović, D., Bižić, M.: Determination of coefficient of restitution in impact of railway wagons. *International Journal of Heavy Vehicle Systems*, vol. 25 (2), p. 151–162, 2018.
204. Piatkowski, T.: Dahl and LuGre dynamic friction models - The analysis of selected properties. *Mechanism and Machine Theory*, vol. 73, p. 91–100, 2014.
205. Pike, J.: *Track*. Sutton Publishing Ltd, Stroud, 2001.
206. PMC Rail International Academy GmbH: *Gleisbau und Instandhaltung - Gleisvermessung–Gleisabstände*, 2019.
207. Pölling, R.: *Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung für Stahlbeton*. Ruhr-Universität Bochum 2000.
208. Priante, M.: Post Test Review of a single car test of multi-level Passenger Equipment. In: *Proceedings of the 2008 IEEE/ASME Joint Rail Conference*. American Society of Mechanical Engineers, Paper No. JRC2008-63053. Wilmington, Delaware, USA 2008.
209. Priante, M. et al.: The Influence of Train Type, Car Weight, and Train Length on Passenger Train Crashworthiness. In: *Proceedings of the 2005 ASME/IEEE Joint Rail Conference*. American Society of Mechanical Engineers, Paper No. RTD2005-70042, Pueblo, Colorado, 2005.
210. Princeton University: WordNet Search - 3.1.
211. Pyo, S., El-Tawil, S.: Capturing the strain hardening and softening responses of cementitious composites subjected to impact loading. *Construction and Building Materials*, vol. 81, p. 276–283, 2015.
212. Rabinowicz, E.: Stick and Slip. *Scientific American*, vol. 194 (5), p.109–119, 1956.
213. Rail Industry Safety and Standards Board: *Derailment protection and containment for rail underbridges – Code of Practice*, 2019.
214. Rancatore, R. et al.: Fullscale two-car impact test: a comparison of measured and model results. In: *Proceedings of the 2004 ASME/IEEE Joint Rail Conference*. American Society of Mechanical Engineers, Paper No. RTD2004-66032. Baltimore, Maryland, USA 2004.
215. Ravn, P.: A Continuous Analysis Method for Planar Multibody Systems with Joint Clearance. *Multibody System Dynamics*, vol. 2 (1), p. 1–24, 1998.

216. Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. *Cement and Concrete Research*, vol. 14 (2), p. 263–270, 1984.
217. Riera, J.D.: On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 8 (4), p. 415–426, 1968.
218. Robinson, M. et al.: D-RAIL Summary report and database of derailments incidents, 2011.
219. Rosemeier, G.-E.: Zum Seitenstoßproblem von Brückenstützen in der Nähe von Schnellbahnen. *Bautechnik*, vol. 75 (10), p. 821–822, 1998.
220. Ruch, D.: Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. *Karlsruher Institut für Technologie* 2010.
221. Sandeep, C.S. et al.: Experimental study on the coefficient of restitution of grain against block interfaces for natural and engineered materials. *Canadian Geotechnical Journal*, p. 1–44, 2020.
222. Sandeep, C.S.S. et al.: Effect of grain size and surface roughness on the normal coefficient of restitution of single grains. *Materials*, vol. 13 (4), 2020.
223. Schmidt, H.: Beitrag zum Variantenmanagement und zur Prozessoptimierung im Wagenkastenbau von Schienenfahrzeugen. *Technische Universität Berlin* 2002.
224. Scholes, A., Lewis, J.H.: Development of crashworthiness for railway vehicle structures. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 207 (1), p. 1–16, 1993.
225. Schweizerische Eidgenossenschaft: Bundesamt für Verkehr BAV: Leitfaden zur Beurteilung von Anprallrisiken bei neuen und bestehenden Bauten, 2012.
226. Severson, K.J. et al.: Rail Passenger Equipment Collision Tests : Analysis of Structural Measurements. *Rail Transportation*, vol. ASME RTD V, 2000.
227. Shim, V.P.W. et al.: A Visco-Hyperelastic Constitutive Model to Characterize Both Tensile and Compressive Behavior of Rubber. *Journal of Applied Polymer Science*, vol. 92 (1), p. 523–531, 2004.
228. Shu, X., Wilson, N.: TCRP Research Results Digest 82: Use of Guard/Girder/Restraining Rail. *Washington DC* 2007.
229. Shu, X., Wilson, N.: Track-Related Research, Volume 7: Guidelines for Guard/Restraining Rail Installation, 2010.
230. Simulia ABAQUS 2018 Documentation Collection: ABAQUS/CAE User's Guide, ABAQUS Analysis User's Guide, Getting Started with ABAQUS: Interactive Edition, A.T.G.: Abaqus Documentation, 2018.
231. Society of Automotive Engineers: SAE J211/1: Instrumentation for Impact Test, Part 1, Electronic Instrumentation. vol. 552, 1995.
232. Sohr, S.: Passive Sicherheit von Schienenfahrzeugen des Personenfernverkehrs – Methoden und Strategien zur Verbesserung des Insassenschutzes. *Technische Universität Berlin* 2001.
233. Solomon, B.: Railway maintenance equipment. *MBI Pub. Co, Osceola Wis.* 2001.
234. Song, I.H. et al.: Modeling and simulation of collision-causing derailment to design the derailment containment provision using a simplified vehicle model. *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 10 (1), 2020.
235. Statistisches Bundesamt (Destatis): Eisenbahnverkehr Betriebsdaten des Schienenverkehrs 2019, 2020.

236. Stoffregen, M. et al.: Zugkraft für den Verkehrssektor - Wettbewerber-Report Eisenbahn 2017/18, 2017.
237. Stringfellow, R., Llana, P.: Detailed Modeling of the Train-to-Train Impact Test Rail Passenger Equipment Impact Tests, 2007.
238. Sugano, T. et al.: Full-scale aircraft impact test for evaluation of impact force. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 140 (3), p. 373–385, 1993.
239. Sun, Y. Q.: Mitigating Train Derailments Due to Sharp Curve and Overspeed. *Frontiers in Mechanical Engineering*, vol. 4 (8), p. 1–12, 2018.
240. Sunami, H. et al.: Model for analysis of bogie frame motion under derailment conditions based on full-scale running tests. *Multibody System Dynamics*, vol. 27 (3), p. 321–349, 2012.
241. Sutton, A.: The development of rail vehicle crashworthiness. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 216 (2), p. 97–108, 2002.
242. Taschinger, O.: Festigkeits- und Zerstörungsversuche an Wagenkästen. *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, vol. 94 (20, 21), p. 385–397, 403–418, 1939.
243. Thomas, R. J., Sorensen, A.D.: Review of strain rate effects for UHPC in tension. *Construction and Building Materials*, vol. 153, p. 846–856, 2017.
244. Thornton, P. H., Dharan, C. K. H.: The Dynamics of Structural Collapse. *Materials Science and Engineering*, vol. 18, p. 97–120, 1975.
245. Timoshenko, S.: *Theory of elasticity*. McGraw-Hill New York 1951.
246. Tyrell, D. et al.: A Train-to-Train Impact Test of Crash Energy Management Passenger Rail Equipment: Structural Results. In: *Proceedings of the 2006 ASME International Mechanical Engineering Congress and Exposition*. Chicago 2006.
247. Tyrell, D.: Passenger Rail Train-to-Train Impact Test volume I: Overview and Selected Results, 2003.
248. Tyrell, D. et al.: Single Passenger Rail Car Impact Test Volume I: Overview and Selected Results, 2000.
249. Tyrell, D. C. et al.: Passenger Rail Two-Car Impact Test Volume I: Overview and Selected Results, 2002.
250. Vonk, R.: *Softening of concrete loaded in compression*. Eindhoven University of Technology, 1992.
251. Vu, X. H. et al.: Effect of the water/cement ratio on concrete behavior under extreme loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 33 (17), p. 1867–1888, 2009.
252. Wahalathantri, B. L. et al.: A Material Model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using Abaqus. In: *Proceedings of the First International Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing*. p. 260–264, 2011.
253. Wang, W., Li, G.X.: Development of a simulation model of a high-speed vehicle for a derailment mechanism. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 224 (2), p. 103–113, 2010.
254. Wilt, T. et al.: *Response of Reinforced Concrete Structures to Aircraft Crash Impact*. San Antonio 2011.
255. Wittmann, F. H. et al.: Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens. *Materials and Structures*, vol. 21 (1), p. 21–32, 1988.

256. Wolf, J. P. et al.: Response of Equipment to Aircraft Impact. *Nuclear Engineering and Design*, vol. 47, p. 169–193, 1978.
257. Wu, X. et al.: The study of post-derailment measures to limit the extent of a derailment. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 230 (1), p. 64–76, 2016.
258. Xu, J. et al.: Stiffness characteristics of High-Speed Railway Turnout and the Effect on the Dynamic Train-Turnout Interaction. *Shock and Vibration*, vol. 2016, p. 1–14, 2016.
259. Xue, X. et al.: Analysis of the structural characteristics of an intermediate rail vehicle and their effect on vehicle crash performance. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 221 (3), p. 339–352, 2007.
260. Xue, X. et al.: Qualitative comparison of the characteristics of articulated and non-articulated trains and their effects on impact. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 225 (1), p. 24–37, 2011.
261. Xue, X. et al.: Rail vehicle impact analysis: A critique of the suitability of the rigid wall model and the assumption of symmetrical behaviour. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 229, (2), p. 173–185, 2015.
262. Xue, X. et al.: Rail vehicle impact analysis: The instable propensity of structural responses and the critical scenarios of structural failure. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 230 (3), p. 681–696, 2016.
263. Yan, Q. et al.: Dynamic response of a double-lined shield tunnel to train impact loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 53, p. 33–45, 2016.
264. Yasushi Kajitani et al.: Development of an L-Shaped Guide to Prevent Deviation from Rails. *JR East Technical Review*, vol. 15 (15), p. 53–56, 2010.
265. Ye, K. et al.: A modified Kelvin impact model for pounding simulation of base-isolated building with adjacent structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol.8 (3), p. 433–446, 2009.
266. Yoo, D. Y., Banthia, N.: Mechanical properties of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete: A review. *Cement and Concrete Composites*, vol. 73, p. 267–280, 2016.
267. Yoon, S. h. et al.: High Strain-Rate Tensile Characterization of EPDM Rubber Using Non-equilibrium Loading and the Virtual Fields Method. *Experimental Mechanics*, vol. 56 (1), p. 25–35, 2016.