„Bewertungsverfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken“

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Philippe Lucien Arno Renault

aus Kehl

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Konstantin Meskouris
Privatdozent Dr. rer. nat. Klaus-Günter Hinzen
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger

Tag der mündlichen Prüfung: 30. März 2007

„Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.“

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in der Zeit von 2002 bis 2007 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris, Ordinarius für Baustatik und Baudynamik an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, gilt mein besonderer Dank für die Betreuung und Förderung der Arbeit, sowie die Freiheiten, die mir bei der Bearbeitung des Forschungsthemas gewährt wurden.

Herrn PD Dr. rer. nat. Klaus-Günter Hinzen, Privatdozent der Abteilung Erdbebengeologie, am Institut für Geologie und Mineralogie der Universität zu Köln und Leiter der Erdbebenstation Bensberg, danke ich herzlich für die bereitwillige Übernahme des zweiten Gutachtens.

Für die Übernahme des dritten Gutachtens und die zügige Beurteilung meiner Arbeit bedanke ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Ordinarius für Massivbau an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Ebenfalls danke ich dem Vorsitzenden der Prüfungskommission, Herrn Univ.-Prof. Dr. Ing. Jürgen Köngeter.

Besonderer Dank gilt Herrn Dr.-Ing. Christoph Butenweg für die vielen fachlichen Diskussionen und die kritische Durchsicht des Manuskripts. Des Weiteren danke ich Herrn Dr.-Ing. Arno Grunendahl für das aufmerksame Lesen meines Manuskripts.

Dank gilt ebenfalls all meinen Diplomanden, ohne die eine zügige Bearbeitung des Forschungsprojektes nicht hätte realisiert werden können. Weiterhin bedanke ich mich bei allen Kolleginnen und Kollegen des Lehrstuhls für die gute Zusammenarbeit und angenehme Zeit am Lehrstuhl. Nicht zuletzt danke ich meiner geliebten Frau Anke Urgien für ihre unermüdliche Unterstützung und ihr Verständnis.

Aachen, im April 2007

Philippe Renault

Abstract

After the occurrence of an earthquake the safety of bridge structures is of crucial importance to the operability of an infrastructural network. It is a complex and costly task to estimate the earthquake endangerment of bridges due to the large number of different types and ages of bridges. In this work, a solution utilizing a systematic procedure for the evaluation of the earthquake resistance of the bridge inventory is presented.

First, the bridge to be judged is classified according to the bridge type. Subsequently, the structural importance of the bridge is estimated and the seismic site hazard is determined. Based on this information the seismic safety is determined by a three-stage investigation scheme.

Within the first investigation stage the bridge is evaluated on the basis of fragility curves. Additionally, the individual construction details of the bridge can be considered by an extensive evaluation and ranking system for each type of bridge. Weak points of a bridge with regards to earthquake loads can already be identified with this first estimation. This investigation can be accomplished with small expenditure of time and serves as decision basis on whether further investigation steps are necessary. Furthermore, a prioritization catalogue of the assessed bridges can be set up quickly by the comparison of the results.

The second investigation stage contains a computational investigation of the bridge with a simplified linear computer model of the overall system using the multi-modal response spectrum method. Here, bridge-type-dependent templates which allow as far as possible an automatic generation of the numerical models are used. The result of the second investigation level is the examination of the earthquake resistance on basis of the computed internal forces, moments and deformations.

The third investigation stage consists of a detailed evaluation of all bridge documents, a bridge inspection with vibration measurement and a detailed three-dimensional time-history simulation with consideration of physically and geometrically nonlinear effects. For the execution of the nonlinear transient analysis of reinforced concrete bridges, a nonlinear material model for beam elements was implemented into the FE-Software ANSYS®. A coupled Boundary Element Method - Finite Element Method approach, which was also implemented in ANSYS®, considers the soil-structure interaction.

The presented method enables an evaluation of the earthquake safety and stability of bridges within a three-stage investigation concept. The systematic procedure allows a problem-oriented analysis with a minimum expenditure of time and costs. The practical application of the procedure which has been implemented as a novel management system with connection to the countrywide used bridge database SIB-Bauwerke is demonstrated through bridges in the Cologne area.

Keywords Bridges, Earthquake, Dynamic, Vulnerability, Fragility, Ranking, Seismic Hazard, Damage Indicators, Management System, Spectral Analysis, Time-History Analysis, Soil-Structure Interaction

Kurzfassung

Die Sicherheit von Brückenbauwerken nach einem Erdbeben ist für die Funktionsfähigkeit der Verkehrsinfrastruktur von entscheidender Bedeutung. Die Erdbebengefährdung von Brücken einzuschätzen, stellt wegen der großen Anzahl bestehender Brückenbauwerke unterschiedlichen Typs und Alters eine komplexe und mit hohen Kosten verbundene Aufgabe dar. In dieser Arbeit wird als Lösungsansatz ein systematisches Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit des Brückenbestandes vorgestellt.

Zunächst wird die zu beurteilende Brücke durch Zuordnung eines Brückentyps klassifiziert. Anschließend wird die strukturelle Bedeutung der Brücke eingeschätzt und das seismische Standortrisiko bestimmt. Basierend auf diesen Informationen wird die Erdbebensicherheit durch eine dreistufige Untersuchung beurteilt.

Innerhalb der ersten Untersuchungsstufe wird die Brücke auf Grundlage von Fragilitätskurven bewertet. Zusätzlich können für jeden Brückentyp individuelle konstruktive Merkmale der Brücke durch ein umfangreiches Bewertungssystem berücksichtigt werden. Schwachstellen einer Brücke in Bezug auf Erdbebenlasten lassen sich mit dieser ersten Abschätzung bereits identifizieren. Diese Untersuchung kann mit geringem Zeitaufwand durchgeführt werden und als Entscheidungsgrundlage dienen, ob weitere Untersuchungsschritte notwendig sind. Zudem lässt sich durch den Vergleich der Ergebnisse schnell ein Prioritätenkatalog der untersuchen Brücken erstellen.

Die zweite Untersuchungsstufe beinhaltet eine rechnerische Untersuchung der Brücke mit einem vereinfachten linearen Rechenmodell des Gesamtsystems nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren. Zum Einsatz kommen hierbei brückentypabhängige Schablonen, die eine weitestgehend automatische Generierung der Berechnungsmodelle ermöglichen. Das Ergebnis der zweiten Untersuchungsstufe ist die Überprüfung der Erdbebensicherheit auf Grundlage der berechneten Schnittgrößen und Verformungen.

Die dritte Untersuchungsstufe besteht aus einer ausführliche Auswertung aller Brückenunterlagen, einer Brückeninspektion mit Schwingungsmessung und einer detaillierten dreidimensionalen Zeitverlaufsberechnung unter Berücksichtigung physikalisch und geometrisch nichtlinearer Effekte. Zur Durchführung der nichtlinearen transienten Analyse von Stahlbetonbrücken wurde ein nichtlineares Materialmodell für Balkenelemente in das FE-Programm ANSYS® implementiert. Die Boden-Bauwerk Interaktion wird durch eine ebenfalls in ANSYS® implementierte gekoppelte Randelementmethode – Finite Elemente Methode Formulierung berücksichtigt.

Das vorgestellte Bewertungsverfahren ermöglicht die Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brücken mit einem dreistufigen Untersuchungskonzept. Das systematische Vorgehen erlaubt eine problemorientierte Analyse mit minimalem Zeit- und Kostenaufwand. Die praktische Anwendung des in ein neu entwickeltes Managementsystem mit Anbindung an die bundesweit eingesetzte Brückendatenbank SIB-Bauwerke integrierten Verfahrens wird am Beispiel von Brücken im Kölner Raum demonstriert.

Schlüsselwörter: Brücken, Erdbeben, Dynamik, Vulnerabilität, Fragilität, Bewertungssystem, Standortgefährdung, Schadensindikatoren, Managementsystem, Spektralanalyse, Zeitverlaufsberechnung, Boden-Bauwerk Interaktion

Résumé

La fiabilité des ouvrages d'art après un séisme est d'une grande importance pour la viabilité du réseau routier. L'évaluation du risque sismique des ponts est une tâche complexe et coûteuse, car il existe un nombre important de ponts de types et d'âges différents. Cette étude présente une procédure d'approche systématique pour l'évaluation de l'état de résistance aux séismes du parc des ouvrages d'art.

Dans un premier temps, le pont à examiner est classé suivant son type structural. Ensuite, l'importance de la structure est estimée et le risque sismique de la zone d'implantation est précisé. Sur la base de ces informations, la résistance aux séismes est déterminée à travers une investigation à trois niveaux.

Le premier niveau d'investigation analyse l'ouvrage sur la base de courbes de fragilité. De plus, pour chaque type de pont, les caractéristiques spécifiques de l'ouvrage considéré peuvent être prises en considération grâce à un système d'évaluation détaillé. Par cette première investigation, les points faibles d'un pont à l'égard de l'action des séismes peuvent déjà être identifiés. Cet examen peut être réalisé rapidement et servir de base de décision quant à la nécessité d'investigations complémentaires.

Le deuxième niveau d'investigation est développé à travers un calcul de vérification informatisé, à l'aide d'un modèle linéaire simplifié utilisant la méthode de réponse spectrale multi modale. Des gabarits spécifiques de chaque type de pont sont utilisés ; ils permettent une génération quasi automatique des modèles numériques. A l'issue de ce deuxième niveau d'évaluation, il est possible de juger de la résistance aux séismes sur la base de la connaissance des sollicitations internes et des déformations. De plus il est possible de créer rapidement un catalogue de priorités pour les ponts étudiés.

Le troisième niveau d'analyse comporte une évaluation détaillée de tous les documents relatifs à l'ouvrage, une inspection du pont avec mesure de la réponse vibratoire et une simulation temporelle tridimensionnelle en tenant compte des non linéarités matérielles et géometriques. Pour réaliser l'analyse transitoire des ponts en béton, une loi de comportement non linéaire du matériau pour éléments poutres a été implémentée dans le logiciel d'éléments finis ANSYS®. L'interaction sol-structure est prise en considération par une approche couplée de la méthode des éléments frontières et de la méthode des éléments finis, qui elle aussi a été implémentée dans ANSYS®.

La méthode d'analyse présentée permet une évaluation de la résistance aux séismes de ponts à l'aide d'un concept d'investigation à trois niveaux. Grâce à la démarche systématique une analyse adaptée au problème peut s'effectuer en temps et coûts réduits. L'usage pratique de la procédure intégrée dans un nouveau système de gestion connecté à la base de données SIB-Bauwerke utilisée dans toute l'Allemagne est démontré à travers des exemples de ponts dans la région de Cologne.

Mots clés Ponts, Séisme, Dynamique, Vulnérabilité, Fragilité, Classement, Aléa sismique, Indicateurs d'endommagement, Système de Gestion, Analyse Spectrale, Analyse temporelle, Interaction Sol-Structure

Sinopsis

La seguridad de los puentes después de un terremoto es de vital importancia para la funcionalidad de la infraestructura. Estimar la vulnerabilidad sísmica de puentes representa una ardua tarea unida además a altos costes económicos debido al enorme número de puentes existentes, a sus diferentes tipos y sus distintas edades. Este trabajo presenta como solución un método que permite la evaluación sistemática de la seguridad de los puentes.

Primero se procede a una clasificación del puente a examinar según el tipo de construcción. A continuación se estima la importancia estructural del puente y la sismicidad del enclave. En base a estas informaciones se determina luego la seguridad de la estructura en un proceso que consta de tres fases.

En la primera fase se evalúa el puente en base a curvas de fragilidad. Un sistema de puntuación permite además considerar características específicas del puente. Esta primera evaluación permite identificar con poca inversión de tiempo los puntos débiles de la estructura frente a sismos y sirve también de base decisoria sobre la necesidad de realizar evaluaciones más detalladas.

La segunda fase incluye una evaluación computacional del puente con un sistema lineal simplificado de la estructura y un análisis de espectros de respuestas multi-base. Para ello se utilizan plantillas según los distintos tipos de construcción que permiten una generación en su mayor parte automática de la estructura. Como resultado de esta segunda evaluación se obtiene la comprobación de la resistencia del puente frente a la acción sísmica en base a los esfuerzos y las deformaciones obtenidos.

La tercera fase de evaluación consta de una valoración exhaustiva de toda la documentación del puente, de una inspección de la estructura con mediciones de las vibraciones y de un detallado cálculo dinámico en el dominio del tiempo de la estructura tridimensional, considerando efectos no lineales por geometría o material. Para el cálculo de análisis transientes no lineales de puentes de hormigón armado se ha implementado un modelo no lineal para elementos beam en el programa ANSYS®. Para la interacción suelo-estructura también han sido implementadas formulaciones según el método de los elementos finitos para los elementos de contorno.

El sistema de evaluación aquí presentado permite estimar la seguridad de puentes frente a sismos mediante un concepto de evaluación en tres pasos. El procedimiento sistemático permite un análisis específico para cada situación manteniendo bajo el gasto de tiempo y costes. La aplicación práctica de esta metodología que está integrada en un novel sistema de gestión conectado al banco de datos de puntes SIB-Bauwerke, de carácter nacional, es demostrada ejemplarmente en los puentes de la zona de Colonia.

Palabra clave Puentes, Terremoto, Dinámica, Vulnerabilidad, Fragilidad, Sistema de Evaluación, Sismicidad, Indicadores de Daño, Sistema de Gestión, Análisis de Espectros, Análisis en el Dominio del Tiempo, Interacción Suelo-Estructura

Inhaltsverzeichnis

Nomenklatur **XIII**

1 Einleitung **1**

1.1 Motivation 3

1.2 Zielsetzung der Arbeit 4

1.3 Gliederung 4

2 Dokumentierte Erdbebenschäden an Brücken **7**

3 Seismisches Vulnerabilitäts-Untersuchungskonzept **15**

3.1 Allgemeines 15

3.2 Aktueller Stand der Forschung 17

3.3 Überblick über das neue Konzept 20

4 Seismische Standortgefährdung **25**

4.1 Parameter zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung 25

4.2 DIN 4149 und Eurocode 8 27

4.2.1 Antwortspektren 27

4.2.2 Zeitverlaufsberechnungen 28

4.3 Vereinfachte Ansätze für die Ermittlung der Erdbebenbelastung für verschiedene Wiederkehrperioden 30

4.3.1 PSHA Kurve 31

4.3.2 Antwortspektren nach Hosser und Leydecker 33

4.3.3 Detaillierte Standortuntersuchung 35

4.4 Räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung 37

5 Brückenklassifizierung **39**

5.1 Klassifizierung nach Brückentyp und seismischen Verhalten 39

5.1.1 Brückenarten nach ASB-ING 39

5.1.2 Klassifizierung der Brücken nach HAZUS®-MH 40

5.1.3 Eigene Klassifizierung 41

5.2 Bedeutungsklassifizierung von Brücken 42

5.2.1 Ziel einer Bedeutungsklassifizierung für Brücken 42

5.2.2 Einblick in die Klassenunterteilung von Brücken in verschiedenen Normen 43

5.2.3 Vorhandene Berechnungsmethoden für die Bedeutung einer Brücke 49

5.2.4 Neue verbesserte Methode zur Bestimmung der Bedeutung von Brücken 62

6 Implementierungen zur Durchführung der Untersuchungsstufen **69**

6.1 Modellkalibrierung 69

6.2 Nichtlineares Materialmodell für Stahlbetonpfeiler 72

6.2.1 Fasermodell für ein Timoshenko Balkenelement 72

6.2.2 Modellvalidierung 77

6.3 Boden-Bauwerk Interaktion 80

6.3.1 Theoretische Grundlagen 80

6.3.2 Implementierung in ANSYS® 94

6.3.3 Validierung 95

7 Untersuchungsstufe I – Vereinfachte Verfahren **99**

7.1 Risiko, Gefährdung und Vulnerabilität 99

7.2 Vulnerabilität 100

7.2.1 Vulnerabilitätsfunktionen auf Grundlage von Expertenwissen 102

7.3 Fragilitätskurven 104

7.3.1 Zusammenhang zwischen Schadensmatrizen, Fragilitätskurven und Vulnerabilitäsfunktionen 104

7.4 Definition der Fragilitätskurven für Untersuchungsstufe I 111

7.4.1 Definition der Schadenszustände 111

7.4.2 Berechnung der Fragilitätskurven 112

7.4.3 Berechnung der Vulnerabilitätsfunktion aus Fragilitätskurven 124

7.5 Vergleich der existierenden Methoden zur Voruntersuchung von Brücken . . 128

7.5.1 ATC 6-2 . . . 128
7.5.2 „Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges“, FHWA . . . 130
7.5.3 Memphis and Shelby County Methode . . . 131
7.5.4 Seismic Vulnerability Manual - New York . . . 131
7.5.5 Methodenvergleich nach Buckle . . . 133
7.5.6 Kanadische Bewertungsmethode . . . 134
7.5.7 Research Center for Disaster Risk Management . . . 135
7.5.8 SISMOA . . . 137
7.5.9 Ansatz von Maldonado . . . 138
7.5.10 Vergleich der vorgestellten Methoden . . . 139
7.6 Entwicklung eines neuen Bewertungssystems zur Voruntersuchung von Brücken . . . 145
7.6.1 Vorgeschlagenes seismisches Vulnerabilitäts-Bewertungssystem . . . 145
7.6.2 Vulnerabilität der Struktur V . . . 148
7.6.3 Standortgefährdung (Seismizität) S . . . 169
7.6.4 Bedeutung I . . . 169

8 Untersuchungsstufe II & III – Genauere & detaillierte Verfahren 171
8.1 Schädigungsindikatoren . . . 171
8.1.1 Trägerabsturz . . . 172
8.1.2 Anprall . . . 176
8.1.3 Verschiebungen . . . 177
8.1.4 Lager . . . 178
8.1.5 Widerlager . . . 189
8.1.6 Pfeiler . . . 191
8.1.7 Resultierender globaler struktureller Schadensindikator . . . 198
8.1.8 Regelmäßigkeit der Brücke . . . 199
8.1.9 Eigenfrequenzen . . . 201
8.1.10 Ökonomische Schädigung . . . 202
8.2 Untersuchungsstufe II - Genauere Bewertungsverfahren . . . 202
8.2.1 Antwortspektrenverfahren für vereinfachte Modelle . . . 204
8.3 Untersuchungsstufe III - Detaillierte Untersuchung . . . 206
8.3.1 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung für detaillierte Modelle . . . 207

9 Programmtechnische Umsetzung – SVBS-Brücken 209
9.1 Überblick . . . 209
9.2 Managementsystem für die Abschätzung der Erdbebensicherheit von Brücken 211
9.2.1 Hierarchische Benutzerverwaltung . . . 212
9.2.2 Datenbanksystem und Anbindung an SIB-BAUWERKE . . . 212
9.3 Umsetzung der Untersuchungsstufen I bis III . . . 213
9.3.1 Standortgefährdung . . . 213
9.3.2 Fragilitätskurven . . . 215
9.3.3 Verknüpfung mit ANSYS® . . . 215

10 Anwendungsbeispiele 219
10.1 Allgemeines . . . 219
10.1.1 Lastfallkombinationen . . . 219
10.1.2 Systemidentifikation . . . 219
10.1.3 Modellkalibrierung . . . 221
10.2 Rodenkirchener Brücke . . . 221
10.2.1 Bauwerksbeschreibung . . . 221
10.2.2 Seismische Standortgefährdung . . . 222
10.2.3 Rechenmodelle . . . 223
10.2.4 Erdbebeneinwirkung . . . 225
10.2.5 Baudynamische Untersuchung . . . 226
10.2.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen . . . 228
10.2.7 Abschließende Beurteilung . . . 231
10.3 Severinsbrücke . . . 232
10.3.1 Bauwerksbeschreibung . . . 232
10.3.2 Seismische Standortgefährdung . . . 232
10.3.3 Rechenmodelle . . . 233
10.3.4 Erdbebeneinwirkung . . . 233
10.3.5 Baudynamische Untersuchung . . . 235
10.3.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen . . . 236
10.3.7 Abschließende Beurteilung . . . 237
10.4 Autobahnkreuz Kerpen . . . 238
10.4.1 Bauwerksbeschreibung . . . 238
10.4.2 Seismische Standortgefährdung . . . 238

10.4.3 Rechenmodelle . . . 239
10.4.4 Erdbebeneinwirkung . . . 239
10.4.5 Baudynamische Untersuchung . . . 240
10.4.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen . . . 242
10.4.7 Abschließende Beurteilung . . . 244

11 Zusammenfassung und Ausblick 245
11.1 Ergebnisse der Arbeit . . . 245
11.2 Noch zu untersuchende Aspekte . . . 246

Literaturverzeichnis 249

A Erdbebenzonen in Deutschland 267

B Alternative Antwortspektren 269
B.1 Antwortspektren nach Hosser . . . 269
B.2 Antwortspektren nach Leydecker . . . 271

C Seismische Gefährdungskarten für Deutschland 275

D Vulnerabilitätsfunktionen nach ATC 13 und ATC 25 287

E Vergleich der Bewertungssysteme 289

F Sieblinien nach ATC 32 293

G Ergebnisse der Anwendungsbeispiele 295

H Eingabeparameter der einzelnen Untersuchungsstufen 305
H.1 Allgemeine Angaben . . . 305
H.1.1 Standortgefährdung . . . 305
H.1.2 Bedeutungsklassifizierung . . . 306
H.2 Untersuchungsstufe I . . . 306
H.2.1 Fragilitätskurven . . . 306
H.2.2 Bewertungssystem . . . 306
H.3 Untersuchungsstufe II . . . 308
H.3.1 Hängebrücke . . . 308
H.3.2 Schrägseilbrücke . . . 312

H.3.3 Plattenbalkenbrücke 315
H.3.4 Hohlkastenbrücke 316
H.3.5 Bogenbrücke 318
H.3.6 Rahmenbrücke 320
H.4 Untersuchungsstufe III 321

Nomenklatur

Allgemeine Bezeichnungen

g	Erdbeschleunigung
DS	Schadenszustand
EMS	European Macroseismic Scale
MMI	Modified Mercalli Intensity
MSK	Medevedev-Sponheuer-Karnik
PGA	Maximale Bodenbeschleunigung
PGD	Maximale / Bleibende Bodenverschiebung
PGV	Maximale Bodengeschwindigkeit

Bezeichnungen im 4. Kapitel

Lateinische Buchstaben

a	Absorptionskoeffizient des Untergrunds
a_g	Bodenbeschleunigung
$a_{g,R}$	Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung
a_{gc}	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung, Bauphase
p	Wahrscheinlichkeit
t_c	Dauer der Bauphase
t_L	Lebensdauer des Bauwerks
v_p	Kompressionswellengeschwindigkeit
v_s	Scherwellengeschwindigkeit
I	Intensität
L_g	Grenzentfernung für unkorrelierte Bodenbewegungen
L_{lim}	Empfohlener Längengrenzwert für eine unkorrelierte Bodenbewegung
M_l	Lokalmagnitude
M_s	Oberflächenwellenmagnitude
M_w	Magnitude eines Modellbebens
P_{NCR}	Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit
S_a	Spektralbeschleunigung
S_d	Spektralverschiebung
T_{NCR}	Referenz-Wiederkehrperiode
T_{Rc}	Wiederkehrperiode, Bauphase
T_d	Dauer der Starkbebenphase

Griechische Buchstaben

γ_I	Bedeutungsbeiwert
ν	Querdehnungszahl
ρ	Dichte
σ	Standardabweichung der Intensitätsabnahme

Bezeichnungen im 5. Kapitel

Lateinische Buchstaben

a_N	Nominelle Beschleunigung
A	Beschleunigungskoeffizient nach AASHTO
A_{Ed}	Bemessungs-Erdbebeneinwirkung
A_{Ek}	Referenz-Erdbebeneinwirkung
$A_{Kfz/Schf}$	Durchschnittliche Fläche eines Kraftfahrzeugs/Schienenfahrzeugs
$A_{kfzSpuren}$	Durchschnittliche Fläche aller Fahrspuren auf der Brücke
$ADT_{carry/cross}$	Durchschnittlicher täglicher Verkehr auf/unter der Brücke
$ADT_{on/under}$	Durchschnittlicher täglicher Verkehr auf/unter der Brücke
$AveADT$	Durchschnittlicher ADT
BRP	Bedeutungsfaktor der Brücke
C	Werte für die Bedeutung der Brücke
$DA_{Kfz/Schf}$	Durchschnittliche Anzahl der Kraftfahrzeuge/Schienenfahrzeuge
$DL_{carry/cross}$	Faktor für die Umweglänge der Straße über/unterhalb der Brücke
DTV	Durchschnittlicher täglicher Verkehr
DTV_{max}	Maximales durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen
ER	Notfallroutenfaktor
$ESU_{oben/unten}$	Einfluss des Straßentyps der Umwegleitung
GIC_{NS}	Bedeutung der Brücke
I	Bedeutungsfaktor
I_{NW}, I_{RR}	Faktoren zur Berücksichtigung der Verkehrswegeart unter der Brücke
IC	Bedeutungsklasse nach AASHTO
L	Länge der Brücke
$N_{carry/cross}$	Verkehrsaufkommnen der Umleitung der Straße oberhalb/unterhalb
NSI_i	Einflussfaktoren für die Ermittlung der Bedeutung
P_{NCR}	Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit
$RN_{carry/cross}$	Faktor für den Straßentyp über/unterhalb der Brücke
$RT_{carry/cross}$	Faktor für den Straßentyp über/unterhalb der Brücke
RV_{cross}	Verhältnis der Brückenlänge zu der maximalen Brückenlänge
$S_{oben/unten}$	Anzahl von direkten Todesopfern
$ST_{oben/unten}$	Straßentyp
T_{me}	Mittlere Dauer eines Erdbebens
$UL_{oben/unten}$	Umweglänge
UT_{carry}	Faktor für das Vorhandensein von Versorgungsleitungen
x, X_L	Umweglänge

Griechische Buchstaben

γ_I	Bedeutungsbeiwert
ϱ_{kfz}	Durchschnittlicher Besetzungsgrad der Autos
ϱ_{Schf}	Durchschnittliche Anzahl von Personen pro Schienenfahrzeug

Bezeichnungen im 6. Kapitel

Lateinische Buchstaben

a	Fundamentkantenlänge
a_0, a_1, a_2	Koeffizienten der NEWMARK-Methode
b	Breite des Fundaments
b_i	Komponenten des äußeren Lastvektors
c	Randfaktor
c	Wellengeschwindigkeit
c_{ki}	Diskontinuitäts-Sprungfunktion
c_p	Kompressionswellengeschwindigkeit
c_s	Scherwellengeschwindigkeit
$\tilde{f}$	Mittlerer Frequenzwert
f_Z	Proportionalitätsfaktor für die maximale Dehnung im Zugbereich
f_i	i-te Frequenz
$h_{(f_i,\Delta f)}$	Relative Häufigkeit der Messwerte
k_i	Amplitude der Frequenz f_i
k_D	Neigung des abfallenden Astes im Druckbereich
m	Anzahl der Klassen
n_i	Komponenten des Normalenvektors auf dem Rand
n	Gesamtanzahl der Messwerte f_i im Intervall
r	Abstand Lasteinleitungspunkt - Reaktion
r_0	Äquivalenter Radius
t	Zeitpunkt
t'	Zeitabstand zwischen der Lasteinleitung und der Reaktion
t_i	Komponenten des Spannungsvektors der Unbekannte des Bodens
t_{ki}	Fundamentallösung der Spannungen
t^*_{ki}	Randspannung
u_{ki}	Fundamentallösung der Verschiebungen
u_0	Verschiebungen im Kegelstumpfmodell
u_i	Komponenten des Verschiebungsvektors der Unbekannten des Bodens
y_n, z_n	Abstand zwischen der Faser n und der Mittelfaser
z_0	Virtuelle Höhe der Kegelstumpfspitze
A, A'	Kalibrierkoeffizienten
A_0	Fläche des starren Fundaments
B, B'	Kalibrierkoeffizienten
C	Dämpfungskonstante für Translation
C_ϑ	Dämpfungskonstante für Rotation
C^*_ϑ	Modifizierte Dämpfungskonstante für Rotation
E	Elastizitätsmodul
E_D	Elastizitätsmodul im nichtlinearen Druckbereich
G	Schubmodul
H	Heaviside-Funktion
I_0	Trägheitsmoment des starren Fundaments
K	Translationssteifigkeit

K_ϑ	Rotationssteifigkeit
M_{0n}^*	Zusätzliches Moment
M_x	Torsionsmoment
M_y, M_z	Biegemomente
N_i	Ansatzfunktionen
N_x	Normalkraft
T	Spannungstensor
V_y, V_z	Querkräfte
W^{dyn}	Integral über die dynamische Virtuelle Arbeit
W^{ext}	Äußere Virtuelle Arbeit infolge der äußeren Lasten
W^{int}	Innere Virtuelle Arbeit
$\mathbf{b}$	Vektor der Volumenkräfte
$\mathbf{q}$	Vektor der Sohlspannungen im Interaktionshorizont
$\mathbf{t}$	Vektor der Zugspannungen auf der Fläche
$\mathbf{u}$, $\dot{\mathbf{u}}$, $\ddot{\mathbf{u}}$	Vektor der Verschiebung, Geschwindigkeit, Beschleunigung
$\mathbf{w}$	Vektor der Verschiebungen an den Interaktionshorizontknoten
$\mathbf{w}^{hist}$	Verschiebungsvektor infolge der vorangegangenen Belastung
$\mathbf{B}_i$	Verzerrungs-Verschiebungs Transformationsmatrix
$\mathbf{C}$	Dämpfungsmatrix
$\tilde{\mathbf{F}}$	Deformationsgradient
$\mathbf{F}$	Bodensteifigkeitsmatrix im Interaktionshorizont
$\mathbf{F}^m$	Kraftvektor des Superelementes
$\mathbf{F}^{akt}$	Aktuelle Steifigkeitsmatrix
$\mathbf{G}$	Transformationsmatrix
$\mathbf{K}$	Globale Steifigkeitsmatrix
$\mathbf{K}_{Boden}^{akt}$	Aktuelle Steifigkeitsmatrix des Bodens
$\mathbf{K}_{BE}$	Äquivalente Steifigkeitsmatrix des Randelemente-Gebiets
$\mathbf{M}$	Massenmatrix
$\mathbf{P}$	Lastvektor
$\mathbf{Q}$	Vektor der Bodenreaktionslasten
$\mathbf{S}$	Zweiter Piola-Kirchhoff Spannungstensor
$\mathbf{S}_{Boden}$	Komplexe Steifigkeitsmatrix des Bodens
$\mathbf{T}^{nm}$, $\mathbf{U}^{nm}$	Einflussmatrizen

Griechische Buchstaben

α_y, α_z	Korrekturfaktoren für ungleichmäßig verteilte Schubspannungen
$\delta\mathbf{E}$	Variation des Green-Lagrange Verzerrungstensors
δ, $\dot{\delta}$	Dirac-Verteilung, Zeitableitung der Dirac Verteilung
δ_{ij}	Kroneker-Delta
γ_y, γ_z	Mittlere Schubverzerrung
ν	Querdehnungszahl
ω	Kreiseigenfrequenz
ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z	Krümmung

ρ	Dichte
σ_{D1}	Maximale Druckfestigkeitsspannung
σ_{D2}	Verbleibende Restdruckfestigkeitsspannung
σ_{Dmax}	Zur maximal erreichten Dehnung zugehörige Druckspannung
σ_{Z1}	Zugfestigkeit Beton
σ_{Z2}	Konstante Zugfestigkeit im Plateaubereich
σ_x	Normalspannungen
τ_y, τ_z	Schubspannungen
υ_p, υ_s	Kompressionswellen- und Scherwellengeschwindigkeit
ε_{D1}	Zur maximalen Druckfestigkeit zugehörige Dehnung
ε_{D2}	Dehnung beim Übergang zur verbleibenden Druckspannung
ε_{Dmax}	Maximale Druckdehnung
ε_{pla}	Plastische Dehnung
ε_{Z1}	Zur maximalen Zugfestigkeit zugehörige Dehnung
ε_{Zmax}	Maximale Zugdehnung
ε_x	Mittlere axiale Dehnung
ϑ_0	Rotationen im Kegelstumpfmodell
ϑ_1	Rotation für den internen Freiheitsgrad
ΔM	Festsitzende Masse
ΔM_ϑ	Massenträgheitsmoment
Δt	Zeitinkrement

Bezeichnungen im 7. Kapitel

Lateinische Buchstaben

a_g	Bodenbeschleunigung
d_g	Bodenverschiebung
e	Hebelarm
f_1, f_2	Modifikationsbeiwerte der Mittelwerte der Bodenverformung
k_i	Vulnerabilitätsparameter
k_α	Modifikationsfaktor für die Schiefwinkeligkeit
w_i	Gleichmäßige Gewichtung
w_V	Gewichtung des strukturellen Faktors
A	Beschleunigungskoeffizient
A, B	Koeffizienten, abhängig von der Brückenklasse
$A_{i,mod}\,(T)$	Modifizierte Medianwerte des Schadenszustandes
A_{min}, A_{max}	Minimale und maximale Querschnittsfläche der Pfeiler
A_i	Mittelwert der Spektralbeschleunigung
AVR	Vulnerabilität der Widerlager
B	Breite der Fahrbahnplatte
C	Faktor zur Berücksichtigung verschiedener Strukturmerkmale
CS	Klassifizierungsbewertung
CVR	Vulnerabilität der Pfeiler
D	Erwarteter Schaden
DR_{FC}	Brückenschädigung von konventionellen und großen Brücken

DS_i	Schädigungsklasse
FF	Fundamentfaktor
GIC_{NS}	Globaler nicht-struktureller Einflusskoeffizient
GIC_S	Globaler struktureller Koeffizient
GVF	Baugrundvulnerabilität
H	Höhe des Auflagers
H_{eq}	Äquivalente Höhe der Auffüllung
$H_{Hinterfüllung}$	Höhe der Hinterfüllung
H_{min}, H_{max}	Minimale und maximale Länge der Pfeiler
$H_{Pfeiler}$	Abstand zwischen Pfeilerkopf und Fahrbahn
H_{Stich}	Abstand zwischen Bogenscheitelpunkt und Fahrbahn
I	Bedeutung der Brücke
I_{shape}	Faktor für den Brückentyp
K_{3D}	Faktor zur Berücksichtigung dreidimensionaler Effekte
K_p	Faktor zur Berücksichtigung seitlicher Wände am Widerlager
K_{shape}	Faktor zur Berücksichtigung von Brücken mit kleiner Periode
K_{skew}	Faktor zur Berücksichtigung der Krümmung
K_i	Modifikationsfaktoren
L	Brückenlänge
L_{max}	Größte Abschnittslänge
L_i	Länge Überbauabschnitt
LVR	Verflüssigungsgefahr
N	Anzahl der Felder
$N_{de,long}$	Vorhandene Länge der Auflagerbank longitudinal
$N_{de,trans}$	Vorhandene Länge der Auflagerbank transversal
N_{du}	Kritische Auflagerlänge senkrecht zur Auflagerachse
P	Wahrscheinlichkeit
P	Prioritätsindex
$P(F_i)$	Versagenswahrscheinlichkeit der Komponenten F
$P(F_{sys})$	Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems
P_{cum}	Kumulierte Wahrscheinlichkeit
P_{GF}	Wahrscheinlichkeit für Bodenversagen
P_{GS}	Wahrscheinlichkeit für Bodenbewegung
P_{Komb}	Kombinierte kumulierte Wahrscheinlichkeiten
R	Krümmungsradius
R	Prioritätsindex
R	Schadensrisiko
S	Bodenparameter
S	Standortgefährdung
$S(S_a)$	Schadensparameter in Abhängigkeit der Spektralbeschleunigung
S_a	Spektralbeschleunigung
S_c	Strukturelle Kapazität
S_d	Spektralverschiebung
SG	Schädigungsgrad
SR	Seismische Bewertung

SRC	Seismischer Gefährdungsindex
SVF	Strukturelle Vulnerabilität
SVI	Seismischer Vulnerabilitätsindex
T	Periode
T_D, T_C	Eckperioden des elastischen Antwortspektrums
V	Vulnerabilität der Struktur
$V_{Abst,long}$	Vulnerabilität eines Absturzes vom Auflager in longitudinaler Richtung
$V_{Abst,trans}$	Vulnerabilität eines Absturzes vom Auflager in transversaler Richtung
$V_{Allgemein}$	Vulnerabilitätsindex für den allgemeinen Zustand der Brücke
V_{Boden}	Vulnerabilität des Bodens in Abhängigkeit des Fundamenttyps
V_{Bstf}	Vulnerabilität des Baustoffs des Überbaus
V_F	Fundamentfaktor
V_{FS}	Faktor zur Berücksichtigung von Lagesicherungen
$V_{Fundament}$	Vulnerabilität der Fundamente
$V_{Gleiten}$	Vulnerabilität des Bodens gegen Gleiten
V_{Kons}	Konsequenz des Versagens eines Lagers
V_{Lager}	Vulnerabilität der Lager
V_{MP}	Faktor für Stahlpfeiler
$V_{Nachweis}$	Faktor zur Berücksichtigung der Nachweismethode
$V_{Pfeiler}$	Vulnerabilität der Pfeiler
V_{regl}, V_{regt}	Longitudinale und transversale Regelmäßigkeit der Pfeiler
V_{RP1}	Faktor zur Bewertung der Bemessungsnorm
V_{RP2}	Pfeilerfaktor
V_{RP3}	Höhen/Durchmesser-Verhältnis für Betonpfeiler
V_{Seil}	Vulnerabilität von seilgetragenen Brücken
V_{Tors}	Vulnerabilität gegenüber Torsion
V_{tpl}, V_{tpt}	Longit. und trans. Kräfteübertragung zwischen Auflager und Pfeiler
V_{Typ}	Vulnerabiliät des Bauwerkstyps
$V_{Überbau}$	Vulnerabilität des Überbaus
V_{Verfl}	Vulnerabilität durch Bodenverflüssigung
V_{Vout}	Vulnerabilität von gevouteten Brückenbauwerken
$V_{Widerlager}$	Vulnerabilität der Widerlager
$V'_{Widerlager}$	Widerlagerindex
$V_{Zustand}$	Standsicherheitsbewertung
V_1	Vulnerabilität der Lager, Verbindungen und Auflagerbänke
V_T	Struktureller Faktor
W	Überbaubreite
W	Kostenfaktor
W_i	Zugehörigkeitsfunktionen nach der Fuzzy Theorie

Griechische Buchstaben

α	Schiefwinkel der Brücke
α, β	Wichtungsfaktoren
β_c	Standardabweichung der strukturellen Kapazität

β_c	Standardabweichung des natürlichen Logarithmus der Bodenbewegung
β_d	Standardabweichung der Beanspruchung
ϕ	Funktion der kumulierten Standardnormalverteilung
σ	Standardabweichung der Bodenbewegung

Bezeichnungen im 8. Kapitel

Lateinische Buchstaben

a'	Breite der Bewehrungsbleche
b	Breite der Kontaktfläche
b'	Länge der Bewehrungsbleche
b_{max}	Maximale Breite in Querrichtung
d	Durchmesser des Elastomerkissens
d_s	Statische Nutzhöhe
d_{bl}	Durchmesser der Längsbewehrung
d_C	Verschiebungskapazität
d_E	Auslegungs-Erdbebenverschiebung
d_{Ed}	Bemessungswert der Verschiebung
d_{eg}	Effektive Verschiebung der beiden Überbauten infolge räumlicher
d_G	Langzeitverschiebung
d_{lim}	Grenzwerte der seismischen Bemessungsverschiebung
d_T	Verschiebung aufgrund der Temperaturbewegungen
$f(x, z)$	Schädigungsfunktion
f_{Boden}, $f_{Brücke}$	Bodeneigenfrequenz, Bauwerkseigenfrequenz
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittlere Betonzugfestigkeit
$f_{e,d}$	Bemessungswert der Kontaktpressung
$f_{i,d}$	Bemessungswert der reinen Spannungen
f_k	Streckgrenze des Stahls
f_k	Charakteristische Festigkeit des Werkstoffs
f_k	Charakteristischer Wert der PTFE-Platten
f_p	Faktor für Momententragfähigkeit
f_y	Materialstreckgrenze
f_{yd}	Bemessungswert der Stahlzugfestigkeit
f_{yk}	Charakteristische Streckgrenze Stahl
f_{tk}	Charakteristische Zugfestigkeit Stahl
f_u	Materialfestigkeit
h	Mächtigkeit der Deckschicht
h_{ci}	Pfeilerhöhe
k	Einspannungsfaktor eines Pfeilers
k_i^e	Pfeiler mit der geringsten Steifigkeit
k_{ii}	Interaktionsfaktoren für y- und z-Richtung
k_j^e	Pfeiler mit der größten Steifigkeit
l_{ab}	Vorhandene Auflagerbanklänge

l_{Gap}	Länge der Dehnfuge (longit. bzw. transv.)
l_m	Mindestlänge der Auflagerbank
l_{ov}	Erforderliche Länge der Auflagerbank, Mindest-Überlappungslänge
l_p	Seitlicher Umfang des Lagers
m_i, m_j	Pfeilermasse
n	Anzahl der Elastomerschichten
n_{ab}	Anzahl der Schrauben bzw. Ankerbolzen
n_P	Anzahl Pfeiler
r_{ij}	Korrelationsfaktor
s	Schlupf zwischen seismischen Verbinder und Widerlager
s_L	Abstand der Bügel in Längsrichtung
t	Nenndicke des Elastomerkissens
t_1, t_2	Elastomerdicke auf beiden Seiten des Bewehrungsbleches
t_e	Dicke der einzelnen Elastomerschicht
t_i	Dicke der einzelnen Elastomerschichten
t_p	Dicke der Lagerplatte
u_s	Überbauverschiebung in transversaler bzw. longitudinaler Richtung
v_s	Scherwellengeschwindigkeit der Schicht
$v_{z,d}$	Vertikale Einsenkung unter den Lastbedingungen
w	Breite der Deckelstirnfläche
y	Abstand der neutralen Faser zum Auswertungspunkt im Querschnitt
A	Flächeninhalt der fiktiven ebenen Fläche
A'	Wirksame Fläche des Auflagers
A_B	Wirksamer Querschnitt
A_c	Bruttofläche des Betonquerschnitts
A_{cc}	Beton(kern)fläche des Querschnitts bis zur Bügelmittellinie
a_g	Bodenbeschleunigung
A_g	Bruttoquerschnittsfläche des Pfeilers
A_r	Reduzierte Kontaktfläche des Lagers
A_s	Wirksame Scherfläche im Schnitt zwischen Bodenplatte und Wand
A_{vorh}	Vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche
A_c	Querschnittsfläche des Pfeilers
B_{va}	Widerstand der Verankerung
C_1, C_2	Kombinationsbeiwerte für Momenten-Interaktion-Beziehung
D	Pfeilerdurchmesser
D	Lagerdurchmesser
D_0	Außendurchmesser Topfring
DI	Resultierender Schadensindikator
DI_F	Schadensindikator für die Eigenfrequenzen
DI_R	Schadensindikator für die Regelmäßigkeit
DI_T	Schadensindikator für die Periodendegradation
DR	Schadensindikator für die ökonomische Schädigung
E_b	Bulk-Modul
E_d	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls
E_{Ed}	Die seismische Bemessungseinwirkung

E_c^0	E-Modul des Materials
F_d	Vorhandene Abscherkraft je Scherfuge
$F_{s,max}$	Maximale Schubtragfähigkeit
$F_{xy,d}$	Resultierende Horizontalkraft
$F_{xy,ud}$	Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft
$F_{xy,ued}$	Bemessungswert der Horizontalkraft infolge Elastomerpressung
$F_{z,d,min}$	Minimale vertikale Bemessungskraft
$F_{z,d}$	Bemessungswert der Vertikallast
$F_{z,u}$	Zugkraft
F_{zd}	Vertikale Last
G	Schubmodul des Lagers
G_k	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
H	Höhe des Pfeilers
H	Höhe der Hinterfüllung
I_A	Schadensindikator für den Überbauanprall
I_{k1}, I_{k2}	Schadensindikator für die Steifigkeitsverhältnisse
I_{ki}	Schadensindikatoren für die Steifigkeiten
$I_{L\alpha}$	Schadensindikator für die Lagerverdrehungen
$I_{L\varepsilon}$	Schadensindikator für die Lagerverformungen
I_L	Schadensindikator für das Lagerversagen
I_{Lb}	Schadensindikator für die Lagerbiegung
I_{Ld}	Schadensindikator für die Lagerspannungen
I_{Le}	Schadensindikator für die Lagerdruckspannungen
I_{Lg}	Schadensindikator für das Lagergleiten
I_{Lk}	Schadensindikator für das Lagerknicken
I_{Lp}	Schadensindikator für die Lagerpressung
I_{Ls}	Schadensindikator für den Lagerschub
I_{Lv}	Schadensindikator für die Lagereinsenkung
I_{Lv}	Schadensindikator für die Verankerung
I_{Lva}	Schadensindikator für die Bolzenverankerung
I_{Lvs}	Schadensindikator für die Schweißverbindungen
I_P	Schadensindikator für die Pfeiler/Pylone
I_P^f	Schadensindikator für den funktionellen Schaden
I_p^g	Schadensindikator für den mittleren Globalschaden
$I_{P\mu}$	Schadensindikator für die Duktilität der Pfeilern
I_{Pc}	Schadensindikator für die Spannungen in Betonpfeilern
I_{Pg}	Schadensindikator für die plastischen Gelenke an Pfeilern
I_{Pq}	Schadensindikator für das Querkraftversagen
I_{Ps}	Schadensindikator für die Spannungen in Stahlpfeilern
I_{Pv}	Schadensindikator für die Schubbewehrung
$I_{T\ddot{u}}$	Schadensindikator für die Überlappungslänge
I_T	Schadensindikator für den Trägerabsturz
I_{Tij}	Schadensindikator für das Periodenverhältnis
I_{Tl}	Schadensindikator für den Trägerabsturz longitudinal
I_{Tmp}^*	Vorübergehender Gesamtindex

I_{Tt}	Schadensindikator für den Trägerabsturz transversal
I_V	Schadensindikator für die Verschiebungen
I_{Vh}	Schadensindikator für die Verschiebungen horizontal
I_{Vv}	Schadensindikator für die Verschiebungen vertikal
I_W	Schadensindikator für die Widerlager
K_f	Modifikationsbeiwert
L	Abschnittslänge
L	Wirksame Länge der Rolle
L_c	Effektive Stützenhöhe
L_{eff}	Effektive Länge des Überbaus nach EC 8-2
L_g	Brückenlänge zur Berücksichtigung der räumlichen Veränderlichkeit
L_p	Länge des plastischen Gelenkes
L_i	Länge zweier benachbarter Brückenfelder am Lager i
L_T	Brückenlänge
M_{ax}, M_{ay}	Widerstandsmomente unter Berücksichtigung aller axialer Lasten
$M_e(z)$	Äußeres Moment im Pfeiler der geschädigten Struktur
M_{Ed}	Bemessungsmoment
M_{Ex}, M_{Exy}	Longitudinale Biegemomente infolge seismischer Einwirkung
M_{Ey}, M_{Eyx}	Transversale Biegemomente infolge seismischer Einwirkung
$M_{int}(z)$	Inneres Moment im Pfeiler der geschädigten Struktur
M_{Rd}	Mindest-Biegetragfähigkeit
M_u	Max. Momente am Kopf und/oder Fuß der Stütze
N_A	Länge der Auflagerbank
N_{Ed}	Wert der Axialkraft in der Erdbeben-Bemessungssituation
N'_{Rd}	Widerstandswert der Normalkraft je Längeneinheit
N_{Rk}	Bemessungswert der von der Lagerplatte aufnehmbaren Normalkraft
N'_{Rk}	Charakteristischer Wert der je Längeneinheit aufnehmbaren Normalkraft
N_{Sd}	Bemessungswert der Normalkraft
N'_{Sd}	Bemessungswert der Normalkraft je Längeneinheit
P_k	Charakteristischer Wert der Vorspannung nach allen Verlusten
P_s	Längsbewehrungsgrad
Q_{1k}	Charakteristischer Wert der Verkehrslast
Q_d	Quasi-ständiger Wert der Einwirkung von langer Dauer
R	Radius der Kontaktfläche
R_0	Radius der konvexen Kontaktfläche
R_1	Radius der konkaven Kontaktfläche
S_i	Innere Schädigung
S_i	Formfaktor
S_l	Lokaler Schaden
SW_i	kleinste notwendige Auflager-/ Übergreifungsbreite
SWL	Longitudinale Auflagerbreite
SWL_i	Breite des Auflagers/der Übergreifung (transv. oder longit.)
SWT	Transversale Auflagerbreite
T_i, T_j	Periode des steiferen/weicheren Feldes
T_q	Gesamtdicke des Elastomers

T_0	Grundeigenperiode des ungeschädigten Systems
T_1	Eigenschwingdauer
T_e	Nenndicke aller Elastomerschichten
T_f	Endgültige Eigenperiode des geschädigten Systems
T_s	Mindestdauer des stationären Teils des Beschleunigungszeitverlaufs
V_{Sd}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
W_{xx}	Widerstandsmoment der Komponente im Schnitt x-x

Griechische Buchstaben

α	Winkelverdrehung des Lagers
$\alpha_{i,d}$	Verdrehwinkel über die Breite
$\chi(z)$	Krümmung entlang der Längsachse des Pfeilers
χ_{LT}, χ_y, χ_z	Abminderungsbeiwerte für Biegedrillknicken
η_k	Bezogene Längskraft
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für den Werkstoff
γ_M	Beiwert zur Berücksichtigung von Löchern
γ_{M1}	Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Stahl
μ_Δ, μ_θ	Verschiebungs- und Krümmungsduktilität
$\omega_{w,min}$	Mindestumschnürungsbewehrung
$\omega_{w,req}$	Erforderliche Umschnürungsbewehrung
$\omega_{wd,r}$	Erforderliche Umschnürungsbewehrung, erhöhte Anforderung
ψ_2	Kombinationsbeiwert für die quasi-ständigen Werte der Temperatur
ψ_{21}	Kombinationsbeiwert für die Verkehrslast
ρ_l	Bewehrungsgrad der Längsbewehrung
σ	Vorhandene Spannung
σ_D, σ_Z	Betondruckspannung, Betonzugspannung
σ_{zul}	Zulässige Spannung
θ_u, θ_y	Maximale Krümmung und Fließkrümmung
$\upsilon_{xy,d}$	Maximale horizontale Lagerverformung
$\varepsilon_{\alpha,d}$	Verformung aus Verdrehung
$\varepsilon_{c,d}$	Verformung aus Auflast
$\varepsilon_{q,d}$	Verformung aus Horizontalbewegung
$\varepsilon_{t,d}$	Zulässige Verformung des Elastomerlagers
ξ_i, ξ_j	Viskose Dämpfung der Modalbeiträge
Δ_{cr+ch}	Längenänderung infolge Kriechen und Schwinden
Δ_D^i	Größte Verschiebung der Einzelabschnitte
Δ_{eq}	Betrag der größten Verschiebung zwischen Über- und Unterbau
Δ_p	Plastische Verschiebung
$\Delta_{p/s}$	Längenänderung infolge Vorspannung
Δ_s	Grenzsetzungen der Auffüllung
Δ_{temp}	Längenänderung infolge Temperatureinflüssen
Δ_u, Δ_y	Maximale Horizontalverschiebung, Horizontalverschiebung vor Fließen

Kapitel 1

Einleitung

Schadenerdbeben sind selten auftretende Extremereignisse, die gleichzeitig grosse geographische Gebiete erfassen. Moderne Staaten mit ihrer immer vielfältigeren und komplexer werdenden Infrastruktur werden zunehmend verletzlicher bezüglich solcher Ereignisse. In Deutschland sind Schadenbeben wegen ihrer großen Wiederkehrperiode im Bewusstsein der Bevölkerung und der Behörden wenig verankert. Erdbebeningenieure und Seismologen dagegen warnen bereits seit einigen Jahren, dass auch in Deutschland grosse Erdbebenkatastrophen möglich sind, wie es die Vergangenheit bereits gezeigt hat.

Die Bauwerke in Deutschland sind größtenteils sehr viel schlechter gegenüber Erdbeben ausgelegt als in anderen europäischen Ländern (wie z.B. die Schweiz, Frankreich und Griechenland), die sich bereits früh mit der Erdbebengefährdung auseinandergesetzt haben. Dort gibt es schon seit einigen Jahrzehnten moderne Erdbebennormen, insbesondere auch für Brückenbauwerke. In Deutschland jedoch werden erst seit Einführung der DIN 4149 [DIN 4149-1 1981] im Jahr 1981 übliche Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten seismisch bemessen. Aufgrund der Altersstruktur der Bauwerke weisen deshalb über 90 Prozent der Bauwerke in Deutschland eine unbekannte und oft ungenügende Erdbebensicherheit auf.

Eine der Hauptursachen für eine hohe Anzahl von Todesfällen nach einem Erdbeben ist, dass Rettungsmaßnahmen nur unzulänglich oder verzögert durchgeführt werden können. Im Katastrophenfall sind strategisch wichtige Straßen häufig infolge beschädigter oder eingestürzter Brücken nicht passierbar und Rettungskräfte können ihre Einsatzorte nicht erreichen (Abb. 1.1). Es besteht daher die Notwendigkeit, die Erdbebensicherheit vorhandener Brücken zu beurteilen, um ihre Funktionalität im Falle eines Erdbebens zu gewährleisten und somit die Sekundärschäden zu minimieren.

Die in jüngster Vergangenheit aufgetretenen Schadenbeben in der Türkei und in Griechenland haben auch in Deutschland zu einer höheren Sensibilisierung gegenüber der Gefahr durch Erdbeben geführt. Weiterhin hat die bevorstehende Einführung des Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] für Brücken die Frage aufgeworfen, ob die bestehenden Brücken die gestiegenen Anforderungen der neuen Normengeneration erfüllen. Daneben haben jüngste Pressemeldungen [Kellner 2006; Klem 2006; Minholz 2006; Bojanowski 2006] die deutsche Bevölkerung auf die Problematik des aktuellen Zustandes der Brücken aufmerksam

gemacht und eine gewisse Sensibilität geweckt.



Abbildung 1.1: Brückeneinsturz nach dem San Fernando Erdbeben 1971 [Nielson 2003]

Brückenbauwerke sind wichtige Bestandteile der Verkehrsinfrastruktur, deren Funktionsfähigkeit im Erdbebenfall zur Sicherstellung von Rettungswegen und zur Vermeidung von langen Umleitungen gewährleistet sein muss. Nach einem Erdbeben ist es ebenfalls besonders wichtig, dass sich eingeleitete Wiederaufbaumassnahmen auf ein weitgehend intaktes Transportsystem abstützen können. Die Leistungsfähigkeit des deutschen Straßennetzes ist eng mit der Sicherheit und Dauerhaftigkeit der darin vorhandenen Brückenbauwerke verknüpft. Im Netz der Bundesfernstraßen mit seinen Bundesautobahnen und Bundesstraßen (Bestandswert $\approx$ 175 Mrd. Euro) befinden sich derzeit rund 37.000 Brückenbauwerke mit einem Bestandswert von $\approx$ 40 Mrd. Euro und einer Brückenfläche von 26,37 Mio. m^2(Stand: 31.12.2002). Darüber hinaus beträgt der Brückenbestand in Landes- bzw. Staatsstraßen in der Baulast der Länder ca. 23.000 Stück mit einer Fläche von über 4,6 Mio m^2. Die meisten Brücken (ca. 70%) wurden in Spannbetonbauart errichtet, etwa 30% sind Stahlbeton- (18%), Stahlverbund- (4%) sowie Stahl-/Stein-/Holzbrücken (8%) (Abb. 1.2). Die verausgabten Mittel für ihre Erhaltung (bauliche Unterhaltung + Instandsetzung + Erneuerung bzw. Ersatz) beliefen sich im Jahre 2002 auf 294 Mio. Euro zzgl. 56 Mio. Euro Zukunftsinvestitionsprogramm-Mittel [Metzler 2004].

In Anbetracht der großen Anzahl an Bauwerken ist die ausführliche Beurteilung der Erdbebensicherheit des kompletten Bestands mit hohen Kosten verbunden. Während erfahrungsgemäß bei Neubauten eine angemessene Erdbebensicherheit ohne nennenswerte Mehrkosten erreicht werden kann, ist das bei bestehenden Bauten unter Umständen sehr kostspielig oder aus finanziellen Gründen kaum zu rechtfertigen. Eine Beurteilung der Erdbebensicherheit ist daher aus volkswirtschaftlicher Sicht von großer Bedeutung und verlangt nach Methoden, die mit geringem Aufwand eingesetzt werden können, um möglichst schnell und effizient zu einem Ergebnis zu kommen.

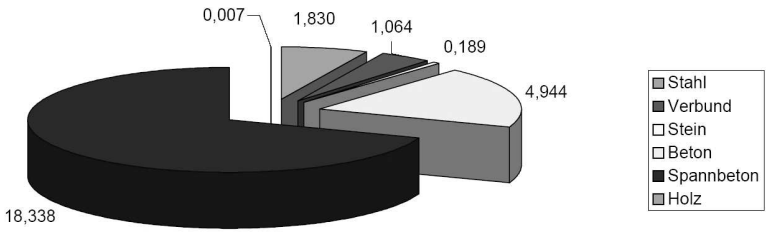


Abbildung 1.2: Bestand nach Brückenfläche [Mio. m^2] und Bauarten an Bundesfernstraßen (Stand: 31.12.2002) [BASt 2003]

1.1 Motivation

Beim Entwurf von Brücken sind in Deutschland bisher die seismischen Belastungen nur vereinzelt analog zur Vorgehensweise bei Hochbauten berücksichtigt worden, da die DIN 4149 nur für Hochbauten gilt. Demnach existiert eine Vielzahl von Brücken älteren Datums, deren Erdbebensicherheit gänzlich unbekannt ist, da weder in den rechnerischen Nachweisen noch in der konstruktiven Ausführung der Lastfall Erdbeben in Betracht gezogen wurde. Mit der Einführung des Eurocode 8 [EC 8 2005] im Rahmen der Einführung eines einheitlichen europäischen Normenkonzepts hat die Problematik der Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Brückenbauwerke unter potentiell am Standort möglichen Erdbebenbelastungen stark an Aktualität gewonnen. Der Eurocode 8 beinhaltet jedoch keine Vorgehensweise zur nachträglichen Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Brückenbauwerke. Auf Grund der großen Anzahl von betroffenen Brückenbauwerken kann die Beantwortung dieser Problematik aus wirtschaftlichen Gründen nicht durch eine detaillierte Neuberechnung aller betroffenen Einzelbauwerke erfolgen. Bei den bisher bekannten Verfahren zur Beurteilung der seismischen Vulnerabilität handelt es sich um Schnellbewertungsverfahren mit einer mehr oder weniger ausreichend großen Genauigkeit. Bei Brückenbauwerken ist dieser Ansatz zum Teil aufgrund der Individualität der Bauwerke nicht ausreichend. Diese Ausgangsposition war die Motivation ein umfassendes, aber dennoch effizientes Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken zu entwickeln.

Dadurch dass die vorhandenen Bauwerke untersucht werden und die schadensanfälligen Brücken identifiziert werden, ist es den Betreibern der Brücken möglich, im Vorfeld Maßnahmen zu ergreifen, um das evtl. Schadensausmaß im Erdbebenfall möglichst klein zu halten. Daher wurde im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), als Betreiber aller Bundesbrücken die Forschungsarbeit „Gefährdungsabschätzung von Brücken in Deutschland unter Erdbebenbelastung“ (FE 15.0393/2003/FRB) [Meskouris u. a. 2006] durchgeführt. Hierbei sollte ein praxistaugliches Untersuchungskonzept entwickelt werden und anhand einer einfach zu bedienenden Softwareapplikation breite Anwendung finden.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung eines systematischen mehrstufigen Verfahrens zur umfassenden Abschätzung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken. Hierbei wird in einem ersten Schritt die zu untersuchende Brücke klassifiziert und hinsichtlich ihrer funktionalen Bedeutung eingestuft. Im Anschluss wird die Erdbebensicherheit der Brücke durch ein problemorientiertes dreistufiges Untersuchungskonzept in Abhängigkeit von der Klassifizierung und Bedeutung der Brücke bestimmt. Die Untersuchungsstufe kann in Abhängigkeit des Untersuchungsziels und der geforderten Genauigkeit gewählt werden. Das entwickelte System wird an die bundesweit eingesetzte Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke [BASt 2005a] angebunden, die Informationen über die Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen, der Landes- bzw. Staatsstraßen und vereinzelt von kommunalen Brücken in Deutschland beinhaltet. Die Untersuchungsschritte werden in jedem Stadium der Untersuchung durch ein Managementsystem mit Datenbankfunktion unterstützt. Das System ermöglicht durch das systematische Vorgehen auf drei Untersuchungsebenen eine effiziente flächendeckende Bewertung von Brückenbauwerken, so dass die Ergebnisse auch zur Simulation von Erdbebenszenarien verwendet werden können.

Die wirtschaftliche Bedeutung der mit in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungsmethodik liegt in der Abschätzung der seismischen Gefährdung der Brücken und damit auch in der Abschätzung der zu erwartenden Schäden. Ein weiterer wichtiger Aspekt ist die Verwendung der Ergebnisse für die Ausarbeitung von Rettungs- und Versorgungswegen im Falle eines starken Erdbebens mit großen Schäden. Die technische Bedeutung des Untersuchungskonzeptes liegt zum einen in der Anwendung der neusten Berechnungs- und Untersuchungsverfahren, die sich am Stand der Forschung orientieren, und zum anderen in der Verwendung der Ergebnisse zur Festlegung von eventuell notwendigen Sanierungsmaßnahmen für die Brückenbetreiber.

Als Untersuchungsgebiet bietet sich der Kölner Raum für eine erste Testuntersuchung an, da in diesem ein erhöhtes seismisches Standortrisiko vorliegt und gleichzeitig ein dichtes Autobahnnetz mit vielen aus infrastruktureller Hinsicht bedeutenden Brücken vorhanden ist. Anhand einiger ausgewählter Brücken soll abschließend die Effizienz der dreistufigen Untersuchungsmethodik demonstriert und die entwickelte Softwareapplikation vorgestellt werden.

1.3 Gliederung

Das **Kapitel 2** zeigt anhand einiger dokumentierter Erdbebenschäden an Brücken die typischen Schwachstellen auf.

Der Stand der Forschung und Normung sowie das eigene Konzept zur Beurteilung der seismischen Vulnerabilität von Brückenbauwerken wird in **Kapitel 3** vorgestellt.

In **Kapitel 4** werden die im Rahmen des entwickelten Untersuchungskonzeptes verwendeten Herangehensweisen zur Bestimmung der Standortgefährdung erläutert.

Das **Kapitel 5** stellt die unterschiedlichen vorhandenen Brückentypenklassifizierungen vor und beschreibt die für das Untersuchungskonzept gewählte Klassifizierung. Eine neue Methode zur Bestimmung der Bedeutungsklasse einer Brücke wird in diesem Kapitel ebenfalls vorgestellt. Dabei wird diese mit bereits vorhandene Methoden verglichen und die theoretischen Hindergründe werden erläutert.

Die im Rahmen dieser Arbeit gewählten Ansätze zur Modellkalibrierung, Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion, sowie das verwendetet nichtlinerare Stahlbetonmodell werden in **Kapitel 6** erläutert.

Die **Kapitel 7** bis **8** stellen die einzelnen Stufen des dreistufigen Konzeptes vor.

Das **Kapitel 9** stellt die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Softwareapplikation „SVBS-Brücken“ vor. Hierbei wird die wesentliche Struktur sowie die Funktionalität der Software erläutert.

In **Kapitel 10** wird das entwickelte Untersuchungskonzept anhand einiger ausgewählter Brücken vorgestellt.

Die Arbeit schließt in **Kapitel 11** mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick auf zukünftige Erweiterungen und offene Fragestellungen.

Kapitel 2

Dokumentierte Erdbebenschäden an Brücken

Erdbebenschäden können wie folgt unterschieden werden: Strukturelle Schäden, nichtstrukturelle Schäden, Inventarschäden und Betriebsunterbrechungen. In dieser Arbeit werden nur strukturelle Schädigungen behandelt, da die anderen Schädigungsarten mit den strukturellen Schäden korreliert sind und sich deshalb weitgehend davon ableiten lassen. Ansätze zur Berechnung von Sekundärschäden finden sich u.a. im ATC 13 [ATC 1985] und in den der Software HAZUS®-MH zugrunde liegenden Methoden [FEMA 2003]. Sie bedürfen aber einer kritischen Analyse in Hinblick auf den Stand der Technik und ihrer Übertragbarkeit auf andere Länder.

In den letzten Jahren sind weltweit nach Erdbebenereignissen kontinuierlich Schäden an Brücken dokumentiert worden. Es zeigten sich stets ähnliche Schadensarten, die wie folgt nach dem Schadensort klassifiziert werden können:

- Schäden an den Widerlagern,
- Schäden an den Lagern,
- Schäden an den Brückenpfeilern,
- Schäden am Brückenträger bzw. Absturz des Brückenträgers

Ursachen hierfür sind u.a.:

- Unzureichender Widerstand der alten Bauwerke gegen Erdbeben,
- nicht ausreichende Duktilität bei Stahlbetonbauten,
- Auftreten von lokalen Verstärkungen am Brückenstandort,
- zu klein gewählte Auflagerflächen,

- Versagen der transversalen Bewehrung, Ausbeulen der Längsbewehrung bei Pfeilern und Verlust der Integrität des Betonkerns durch zu knapp bemessene transversale und longitudinale Bewehrung,
- Versagen der plastischen Gelenke am Pfeilerfuß,
- Versagen der Verankerungen oder Bolzen,
- Zerstörung der Pfeiler an ihren Extremitäten infolge von Biegung oder Kombination aus Biegung und Schub,
- Vorhandensein von ungeeigneten architektonischen Details.

Die typischen Schwachstellen und Schadensarten werden im Folgenden nach der Häufigkeit ihres Auftretens, dem Vorkommen bei verschiedenen Brückentypen und den möglichen Ursachen zusammengestellt. (Die im Folgenden dargestellten Abbildungen stammen aus den Online-Ressourcen NISEE [2006] und USGS [2006].)

Widerlager: Es treten sehr häufig Setzungen der Hinterfüllung des Widerlagers auf. Dies betrifft alle Widerlagertypen, aber meistens bei den Zufahrtsdämmen. Die Ursache hierfür sind Setzungen, Sackungen und Rutschungen bei Dämmen während eines Bebens. Pfahlgegründete Widerlager und der Damm auf einem setzungsempfindlichen Untergrund führen ebenfalls zu Schäden.
Große Setzungen und Verschiebungen treten selten auf und sind vom Untergrund abhängig. Diese können bei allen Brückentypen auftreten. Die Ursache hierfür ist eine Bodenverflüssigung im Fundationsbereich (Abb. 2.1).

Lager: Zu grosse horizontale Relativverschiebungen zwischen Brückenträger und Auflagerbank können bei allen Lagertypen auftreten und führen häufig zu Beschädigungen und sogar zur vollständigen Zerstörung (Abb. 2.2).

Brückenstützen: An den Stützen treten häufig leichte Schäden bis hin zur vollständigen Zerstörung auf, die zu einem Kippen oder Absacken führen. Dies betrifft alle Brückentypen. Die Ursachen hierfür liegen bei Betonpfeilern in Steifigkeitssprüngen des Querschnitts, Sprüngen im Armierungsgehalt und einer unzureichenden Duktilität infolge mangelhafter Bügelarmierung. Bei Stahlpfeilern ist meistens die geringe Beulsteifigkeit ausschlaggebend (Abb. 2.3, 2.4, 2.5).
Ein Verkanten und Verkippen der Stützen tritt selten auf und wenn, dann durch Gründungsversagen infolge von Rutschungen oder Bodenverflüssigungen.

Brückenträger: Der Brückenüberbau an sich weist meistens keine besonderen Schwächen im Bezug auf die Erdbebenbelastung auf. Bei einfachen Balkenträgern kann es allerdings häufig zu einem Absturz des Brückenträgers kommen. Ein Absturz des Überbaus kann auch an den Widerlagern bzw. den Gerbergelenken von Durchlaufträgern auftreten. Ursache hierfür sind zu kurze Auflagerbereiche, ein Versagen des Pfeilers oder ein Versagen wegen großer Verformungen infolge Gründungsversagen bei Auflagern oder Pfeilern (Abb. 2.5, 2.6, 2.7).
Ein Trägerversagen tritt eher selten auf, betrifft aber alle Brückentypen. Das Versagen

tritt meist infolge von Stützenversagen bei Durchlaufträgern, erdbebeninduzierter Torsionsbelastung bei gekrümmten Brücken und dem Absturz einzelner Elemente sowie dem Folgeversagen der anschließenden Elemente auf. Dabei ist die Gefahr des Absturzes bei Brücken mit Abschnittslängen zwischen benachbarten Fugen von mehr als ca. 100 m besonders groß (Abb. 2.8).

Bei einer konventionellen Bemessung ist das Verhalten der Brücke während eines Erdbebens meistens nicht genau bekannt und ein gezieltes Einstellen des plastischen Mechanismus ist nicht möglich. Häufig ergeben sich in solchen Fällen Sprödbrüche bei Stützen, was in der Folge zum Einsturz des Trägers führt. Ein Versagen des Brückenträgers infolge Überlastung bei Erdbebeneinwirkung ist selten. Meistens genügt die Bemessung des Brückenträgers aufgrund der statischen und dynamischen Lasten infolge Verkehr, um auch eine ausreichende Sicherheit gegen Erdbeben zu erzielen. Hingegen sind Stützen, Lager und Auflager bezüglich Erdbebeneinwirkung sorgfältig auszubilden.

Das Erdbebenverhalten einer Brücke hängt im Wesentlichen von ihrer Lagerungsart ab. Bei einer schwimmenden Lagerung (Brücke an beiden Widerlagern beweglich gelagert) ergibt sich in Längsrichtung und im Allgemeinen auch in Querrichtung ein relativ einfaches dynamisches System, welches zur Bemessung von Stützen und Lagern als Einmasseschwinger modelliert werden kann. Bei einer festen Lagerung (Brücke mindestens an einem Widerlager unverschieblich gelagert), wie sie üblicherweise bei bestehenden Bauwerken anzutreffen ist, ist keine einfache Modellierung des dynamischen Systems mehr möglich. Allgemein ist es nicht zweckmässig oder kaum möglich, die festen Lager für grosse Erdbebenkräfte zu bemessen. Oft wird deshalb die Zerstörung dieser anfänglich festen Lager bei einer starken Erdbebenbeanspruchung in Kauf genommen, so dass sich das System nach der Zerstörung dieser Lager ähnlich wie ein System mit schwimmender Lagerung oder Reibungslagern verhält.



(a) Rio Estella Eisenbahnbrücke



(b) Rio Estella Highway Brücke

Abbildung 2.1: Erdbebenschäden infolge Bodenverflüssigung und Grundbruch, Costa Rica Erdbeben, 1991

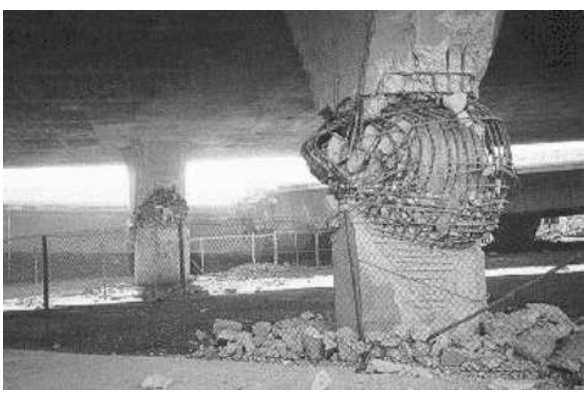


(a) Eisenbahnbrücke, Alaska, 1964



(b) Bolu Erdbeben, Türkei, 1991

Abbildung 2.2: Schäden am Auflagerbereich



(a) Northridge Erdbeben, 1994



(b) San Fernando Erdbeben, 1971

Abbildung 2.3: Versagen von Brückenpfeilern





Abbildung 2.4: Einsturz von Betonstützen an zweistöckigen Bauwerken, Loma Prieta, 1989





Abbildung 2.5: Versagen der Verbindung zwischen Pfeiler und Überbau, die zum Einsturz der gesamten Brücke geführt haben, Watsonville, Loma Prieta Erdbeben, 1989



(a) Oakland Bay-Bridge, San Francisco, 1989



(b) Niagata, Japan, 1964

Abbildung 2.6: Absturz des Brückenträgers



(a) Guatemala, 1976



(b) Nishinomiya Bridge, Kobe, Japan, 1995

Abbildung 2.7: Einsturz des Brückenträgers



Abbildung 2.8: Einsturz von (gekrümmten) Brücken in der North San Fernando Valley, Northridge Erdbeben, 1994

Kapitel 3

Seismisches Vulnerabilitäts-Untersuchungskonzept

3.1 Allgemeines

Zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brücken ist es notwendig, grundlegende Eingangsdaten zusammenzustellen. Im Allgemeinen sollten die der konstruktiven Beurteilung zugrundeliegenden Daten folgende Punkte abdecken:

- Identifikation des konstruktiven Systems und Überprüfung des Bestandes. Diese Informationen sollten entweder durch Vor-Ort Untersuchungen oder aus Originalbauplänen gewonnen werden. Im letzteren Fall sollten auch Informationen über mögliche konstruktive Veränderungen oder aufgetretene Schäden seit der Errichtung der Brücke eingeholt werden.
- Identifikation der Art des Fundamentes und der Bodenverhältnisse.
- Informationen über die wichtigsten Abmessungen und Querschnittseigenschaften der Bauteile, die mechanischen Eigenschaften und den Zustand der beteiligten Werkstoffe.
- Informationen über erkennbare Werkstofffehler und über unzureichende konstruktive Detaillösungen.
- Art und Ausmass früherer und gegenwärtiger konstruktiver Schäden und die dazugehörigen Sanierungsmaßnahmen aus den Prüfberichten.
- Informationen über die seismischen Auslegungskriterien, die dem Originalentwurf evtl. zugrundeliegen.

Im Eurocode 8 - Teil 3 [EC 8-3 2004] finden sich Regelungen über die Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Hierbei wird empfohlen, in Anbetracht des Kenntnisstandes und der zur Verfügung stehenden Zeit, Untersuchungen nach unterschiedlich genauen Berechnungsmethoden durchzuführen. Diese Grundidee in der Vorgehensweise ist auch auf

Brückenbauwerke übertragbar. Zur Auswahl der jeweiligen zulässigen Berechnungsmethode und der geeigneten Werte werden Eurocode 8 - Teil 3 folgende drei Kenntnisstände (engl. Knowledge Levels, KL) definiert:

- KL1: Beschränkter Kenntnisstand
- KL2: Normaler Kenntnisstand
- KL3: Vollständiger Kenntnisstand

Die Einordnung in den jeweiligen Kenntnisstand ist abhängig von den vorliegenden Informationen über die geometrischen Eigenschaften des Tragsystems, die konstruktiven Einzelheiten wie z.B. die Menge und Verteilung der Bewehrung bei Stahlbetonbauteilen und dem Vorhandensein von Daten über die mechanischen Eigenschaften der eingebauten Werkstoffe (Tab. 3.1).

Tabelle 3.1: Definition der Kenntnisstände [EC 8-3 2004]

Kenntnisstand	Geometrie	Konstruktive Einzelheiten	Werkstoffe
KL1	Aus Original-Übersichtsplänen mit **visuellen** Stichproben oder aus **vollständiger** Überprüfung	Simulierter Entwurf nach der üblichen Vorgehensweise und aus **beschränkter** in-situ Inspektion	Vorbelegte Werte nach den Normen zur Zeit der Errichtung und aus **beschränkten** in-situ Versuchen
KL2		Aus unvollständigen detaillierten Originalbauplänen mit **beschränkten** in-situ Inspektionen oder aus **erweiterten** in-situ Inspektionen	Aus Original-bemessungs-vorgaben mit **beschränkten** in-situ Versuchen oder aus **erweiterten** in-situ Versuchen
KL3		Aus detaillierten Originalbauplänen mit **beschränkten** in-situ Inspektionen oder aus **umfassenden** in-situ Inspektionen	Aus Original-Versuchsberichten mit **beschränkten** in-situ Versuchen oder aus **umfassenden** in-situ Versuchen

Als Berechnungsmethoden sind hierbei für Gebäude folgende Methoden zur Bestimmung der Beanspruchung infolge seismischer Einwirkungen zugelassen:

- Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren (Ersatzlastverfahren), linear,
- Modales Antwortspektrumverfahren (linear),
- Nichtlineare statische (pushover) Berechnung,
- Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnung,
- Verfahren mit q-Beiwerten.

Es wird in der Norm aber nicht näher darauf eingegangen, bei welchen Kenntnisstand welches Berechnungsverfahren angewendet werden soll. Im Vorentwurf des Eurocode 8 - Teil 3 [EC 8-4 1996] werden drei Untersuchungsstufen nach dem Detailierungsgrad und Zeitaufwand unterschieden. Dort heißt es, dass die Untersuchung auf dem Level I einfach und schnell durchzuführen sein sollten (weniger als eine Stunde). Diese Stufe ist für eine flächendeckende Untersuchung gedacht, wobei nur triviale Informationen benutzt werden sollten. Das Level II wird als detaillierter und etwas länger (ca. einen halben Tag pro Bauwerk) unter Berücksichtigung einiger geometrischer Messungen beschrieben. Im Level III sollten mechanische Messungen am Bauwerk mit Hilfe eines mobilen Labors durchgeführt werden. Ein detailliertes numerisches Modell des Bauwerkes soll in dieser Stufe dazu dienen, genauere Aussagen zu treffen. Als Ergebnis eines jeden Levels ist ein Vulnerabilitätsindex vorgesehen, der den zu erwartenden Schaden in Abhängigkeit der gegebenen seismischen Intensität beschreibt. Aber auch im Vorentwurf werden keine genaueren Angaben über das „wie“ der Untersuchungsmethoden gemacht.

Im Rahmen dieser Arbeit wird daher für jede der drei entwickelten Untersuchungsstufen eine geeignete Methode entwickelt, welche dem heutigen Stand der Technik entspricht und dem praktisch tätigen Ingenieur ein direkt anwendbares Verfahren an die Hand gibt.

3.2 Aktueller Stand der Forschung

Diese Arbeit behandelt unter anderem die Vulnerabilitätsuntersuchung (o.a. Verletzbarkeitsstudie) von bestehenden Brückenbauwerken im Rahmen der Abschätzung des Erdbebenrisikos abhängig vom jeweiligen Standort. Das Ergebnis sind Verletzbarkeitsfunktionen (engl. vulnerability function), die den zu erwartenden Schaden einer Brücke als Funktion eines Erdbebenparameters, meistens der Bodenbewegung, beschreiben.

Bei der Definition von Vulnerabilität werden zwei Bereiche unterschieden: Die (bio-) physikalische Vulnerabilität und die soziale Vulnerabilität (Abb. 3.1). Hierbei beinhaltet die (bio-) physikalische Vulnerabilität den Ansatz über die Einwirkungen (engl. impact approach) bzw. Sensitivität, die Vulnerabilität und Kapazität des physikalischen Widerstands (Fragilität) und die Vulnerabilität als Grad der Aussetzung gegenüber einem Ereignis (Expositionsgrad). Die soziale Vulnerabilität ist abhängig von sozialen, sozioökonomischen, geographischen, geopolitischen und kognitiven Faktoren.

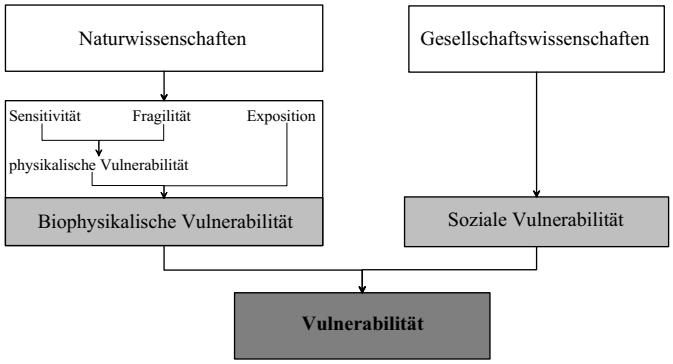


Abbildung 3.1: Vulnerabilität als Ergebnis zwei verschiedener Ansätze

Der Ansatz über die Einwirkungen geschieht über die Beschreibung der physikalischen Einwirkung eines Bebens auf die zu schützenden Objekte. Ziel ist es hierbei, den Schadensgrad quantitativ in Abhängigkeit der Wiederkehrperiode und Intensität des Bebens abzuschätzen. Ende der 70er Jahre haben die Seismologen als Vertreter der angewandten Wissenschaften darauf aufmerksam gemacht, dass die Schädigung eng mit der Kapazität des physikalischen Widerstands (Fragilität) des Bauwerkes verknüpft ist. Folge davon war die Erhöhung der physikalischen Kapazitäten nach neuen Erdbebennormen. Das Problem hierbei ist allerdings, dass die Lösung meistens an eine spezifische Einwirkung gekoppelt ist. Ebenfalls Ende der 70er unterstrichen die angewandten Wissenschaften, dass die Schädigung abhängig von der Aussetzung (Exposition) gegenüber der Gefahrenquelle ist.

Im Rahmen dieser Arbeit wird nur der Aspekt der physikalischen Vulnerabilität untersucht und im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die in der Literatur zu findenden verschiedenen Ansätze zur Bestimmung der Vulnerabilität von Brücken gegeben. Da in den einzelnen Kapitel dieser Arbeit einige der hier erwähnten Forschungsarbeiten näher vorgestellt werden, wird hier auf eine ausführliche Beschreibung dieser verzichtet.

Vulnerabilitätsindex: Die einfachste Art die seismische Vulnerabilität von Brücken zu bestimmen sind Rankingssyteme, die das Verhalten der Brücke anhand von Parametern bewerten, die den Einfluss auf das Tragverhalten bewerten. In der Literatur finden sich hierzu drei Konzepte und einige, die davon abgeleitet sind: 1. die Methode nach dem ATC 6-2 [ATC 1983], 2. das Screening nach Pezeshk u. a. [1993] und 3. das Ranking nach Kim [Ren u. Gaus 1996]. Anzumerken ist, dass meistens nur sehr wenige Kriterien bewertet werden und sich nur auf einen speziellen Brückentyp beziehen. Eine Bewertung allein über einen Vulnerabilitätsindex ist meistens nicht ausreichend, da die speziellen Eigenheiten einer Brücke damit nicht erfasst werden können. Aufgrund ihrer einfachen Handhabung und Auswertung sind Bewertungssysteme sehr beliebt, da damit schnell eine relativ gute Aussage erhalten werden kann.

Rechenmodelle: Es gibt eine große Anzahl von mechanischen Modellen zur Auswertung des strukturellen Verhaltens von Brücken, die von einem Einmasseschwinger bis zu detaillierten und sehr komplexen Modellen reichen. Darunter können die Arbeiten von Miranda [1996], Ciampoli [1994], Vaz u. Bairrao [1996] und Mullen u. Cakmak [1997] genannt werden. Miranda bestimmt das Verhalten mittels Einmasseschwingern, Ciampoli

und Vaz benutzen vereinfachte Finite Elemente Modelle und Monte Carlo Simulationen zur Bestimmung der seismischen Vulnerabilität. Komplexe 3D Finite Elemente Modelle werden z.B. von Mullen u. Cakmak [1997] herangezogen. Die detaillierteren Rechenmodelle liefern die präzisesten Ergebnisse für eine Erdbebenbewertung. Allerdings sind die Rechenmodelle nur für spezielle Brückenbauwerke ausgelegt und lassen sich nicht auf andere übertragen und auch nicht für alle Brückentypen verallgemeinern. Daher bleibt dieses Vorgehen speziellen Einzelbauwerksuntersuchungen vorbehalten.

Modelle basierend auf Expertenwissen: Der Applied Technology Council hat im ATC 13 und 25 [ATC 1985, 1991] anhand von statistischen Auswertungen von Expertenmeinungen Schadensmatrizen abgeleitet. Daraus lassen sich Fragilitätskurven für das allgemeine Verhalten von Brücken im Erdbebenfall herleiten. Daraus resultiert eine qualitative Klassifizierung über die möglichen Schadenszustände der verschiedenen Brückentypen, aber keine spezifische Bewertung für jede einzelne Brücke. Aufgrund der sehr groben Brückenklasseneinteilung (1. lange Brücken, 2. kurze Brücken mit Einfeldträgern und 3. kurzen Brücken mit Durchlaufträgern) ist die Aussagekraft der abgeleiteten Fragilitätskurven stark eingeschränkt und sollte nur als eine erste grobe Näherung verwendet werden. Darüber hinaus bilden Expertenmeinungen aus dem Jahre 1985 die Datengrundlage für diese Methode und sind daher in Anbetracht des heutigen Wissenstands kritisch zu hinterfragen.

Modelle basierend auf statistischen Auswertungen von realen Datensätzen: Bei dieser letzten Methode werden die Schadensdaten aus vergangenen Erdbeben statistisch ausgewertet, um die seismische Vulnerabilität von Brücken zu beurteilen. Hierfür ist natürlich ein ausreichender Datensatz erforderlich, um statistische Schlussfolgerungen ziehen zu können. Das Vorgehen zur Bestimmung der Vulnerabilität ist analog der Auswertung der Expertenmeinungen. Es sind in diesem Zusammenhang drei Arbeiten bekannt, nämlich Xueshen u. Shuming [1995], die Studie von Basöz u. Kiremidjian [1998] und die Forschungsergebnisse von Shinozuka [1999]. Die Ergebnisse der Arbeit von Basöz und Kiremidjian sind in das von der FEMA entwickelte Programmsystem HAZUS®-MH implementiert worden. Diese Modelle bieten aufgrund ihrer umfassenden Anzahl von Daten die bisher beste Grundlage für eine schnelle aussagekräftige seismische Beurteilung von Brücken. Allerdings ist auch hier anzumerken, dass hiermit nur eine erste vorläufige Beurteilung möglich ist, die keinesfalls eine detailliertere Untersuchung ersetzen kann.

Experimentelle Untersuchungen: In einem groß angelegten europäischen Forschungsprojekt wurden die aktuellsten Erkenntnisse im Bereich der Vulnerabilitätsuntersuchung von Autobahnbrücken am Beispiel der Warth Brücke in Österreich zusammengefasst [Flesch u. a. 2001]. Die darin beschriebenen Ansätze und Rechenmodelle enthalten einige nicht zu vernachlässigende Einschränkungen, die im Rahmen dieser Arbeit berücksichtigt und weiter untersucht wurden. Als weiteres Projekt in diesem Zusammenhang ist das europäische SAMCO Projekt zu nennen, bei dem der Schwerpunkt auf der Bestimmung der dynamischen Eigenschaften von Brücken und deren Konsequenzen auf das Tragverhalten liegt [Wenzel u. a. 2002]. Allerdings liefern experimentelle Untersuchungen in den meisten Fällen nur Ergebnisse für das untersuchte Bauwerk, die sich nur schwer für alle Brücken verallgemeinern lassen.

Alle vorgestellten Methoden weisen zwei prinzipielle Defizite auf. Entweder sind die Ansät-

ze nur sehr grob und unterscheiden nicht nach spezifischen Merkmalen unterschiedlicher Brückentypen oder sie sind nur auf eine bestimmte Brücke an einem festgelegten Standort anwendbar, wie es z.B. der Fall bei den komplexen Rechenmodellen ist. Ein einheitliches systematisches Verfahren zur nachträglichen seismischen Beurteilung aller Brückentypen, sowohl überschläglich als auch detailliert, ist derzeit nach Kenntnis des Autors noch nicht vorhanden.

Aktuelle Normen: Der Eurocode 8 [EC 8 2005] ist 1998 zum ersten Mal veröffentlicht worden und enthält einen gesonderten Teil (damals Teil 5, heute Teil 2) der die Auslegung für Brücken im Erdbebenfall behandelt. Bis jetzt fehlen allerdings noch eine endgültige Fassung und eine bauaufsichtliche Zulassung, so dass keine Nachweispflicht für Brücken besteht. In der Schweiz existiert die SIA-Norm [SIA 1998], welche die Erdbebeneinwirkung regelt und wurde letztmalig 1989 aktualisiert. Derzeit werden sogenannte „Swisscodes“ parallel zum Eurocode 8 entwickelt, die für eine mittlere seismische und nicht für eine hohe Gefährdung, wie beim Eurocode 8, ausgelegt ist. In Frankreich gibt es seit 1992 die AFPS92 [ENPC 1992] und den zugehörige Ratgeber [SETRA 2000], welche die seismische Bemessung von Brücken in Frankreich regeln. Auch in anderen europäischen Ländern, insbesondere die des Mittelmeerraums, gibt es spezielle für Brücken ausgelegte Erdbebennormen, die aber hier nicht alle einzeln vorgestellt werden sollen. In den USA wurden 1970 erstmals Ansätze einer Erdbebenbemessung für Brücken in den AASHTO-Normen [AASHTO 1977] festgelegt. Zur Aktualisierung dieser Normen wurden 1995 die verbesserte und heute noch gültige Norm „AASTHO - Standard Specification for Highway Bridges“ [AASHTO 1996] eingeführt. Die AASHTO-Normen beinhalten die Empfehlungen des ATC 6 [ATC 1981] und des CALTRANS [CALTRANS 1993]. In Neuseeland gilt seit 1994 das „NZ Bridge Manual“ [T.N.Z. 1994]. In Japan gibt es bereits seit 1923 nach dem Kanto Erdbeben Richtlinien für die seismische Bemessung von Brücken. Die aktuelle japanische Bemessungsphilosophie ist in den Veröffentlichungen von Iwasaki u. a. [1990] und Kawashima [1995] am besten erläutert. Durch den regen Austausch an Erfahrungen und regelmäßigen gemeinsamen Konferenzen zwischen den USA, Neuseeland und Japan sind diese Normen einander sehr ähnlich. Allen hier genannten Normen ist allerdings gemein, dass sie für die seismische Bemessung von neuen Brücken gedacht sind und nicht für einen nachträglichen Erdbebennachweis von bestehenden Bauwerken.

3.3 Überblick über das neue Konzept

In Anbetracht des Zeitfaktors und der Menge an zu untersuchenden Bauwerken wird daher im Rahmen des hier vorgestellten Bewertungsverfahrens folgende Herangehensweise vorgeschlagen (Abb. 3.2):

Der erste Schritt besteht in der Klassifizierung der Brücke, bei der die zu beurteilende Brücke einem Brückentyp (z.B. Bogenbrücke, Plattenbrücke, Hängebrücke, usw.) zugeordnet wird (Kap. 5.1). Nach der Klassifizierung wird die infrastrukturelle Bedeutung der Brücke beurteilt (Kap. 5.2) und das seismische Standortrisiko (Kap. 4) bestimmt. Auf Grundlage dieser Informationen wird die Erdbebensicherheit durch eine dreistufige Untersuchung ermittelt.

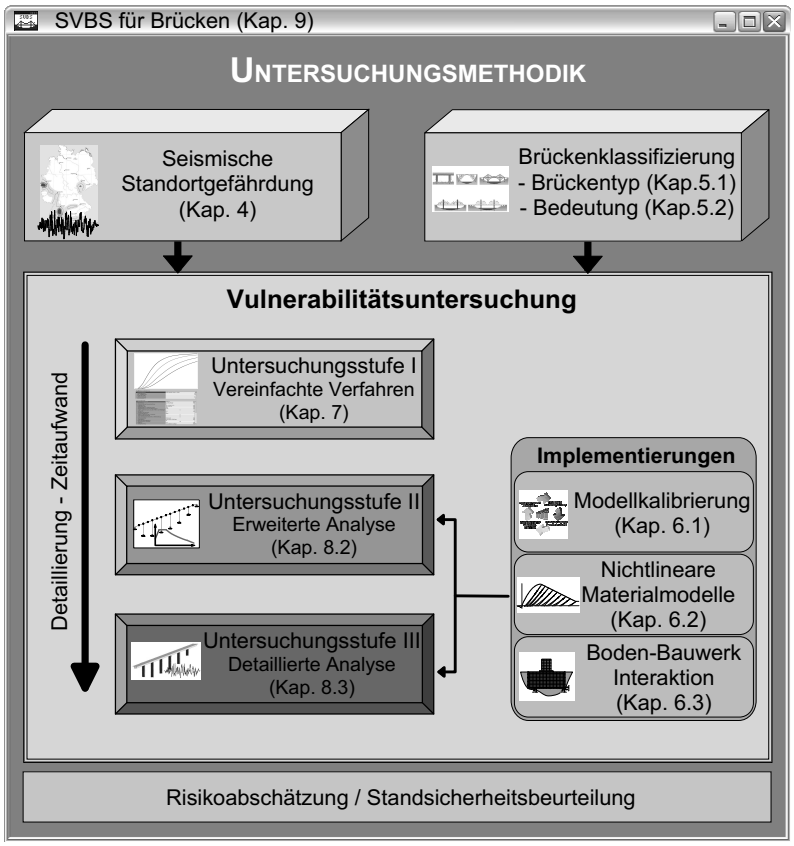


Abbildung 3.2: Bausteine des dreistufigen Untersuchungskonzeptes

In der ersten Untersuchungsstufe wird die Erdbebensicherheit der Brücke anhand von Fragilitätskurven beurteilt, die den Zusammenhang zwischen spektraler Beschleunigung und der Eintrittswahrscheinlichkeit eines definierten Schadenszustandes beschreiben (Kap. 7.4). Zusätzlich wird für jeden Brückentyp ein umfangreiches Bewertungssystem zur Verfügung gestellt, mit dem die individuellen konstruktiven Merkmale der untersuchten Brücke berücksichtigt werden können. Es handelt sich hierbei um einen sogenannten „Schnelltest“, der für die verschiedenen Brückenklassen entworfen worden ist (Kap. 7.6). Das Ergebnis der ersten Untersuchungsstufe ist eine erste Abschätzung der Erdbebengefährdung und die Identifikation von Schwachstellen der Brücke in Bezug auf Erdbebenlasten. Die Untersuchung kann mit geringem Zeitaufwand durchgeführt werden und dient als Entscheidungsgrundlage für die Notwendigkeit der Durchführung weiterer Untersuchungsschritte. Auf diese erste Untersuchungsstufe wurde im Rahmen dieser Arbeit besonderen Wert gelegt, da sich erfahrungsgemäß in der Praxis aufgrund der Zeit und Datenlage darauf beschränkt wird.

Die zweite Untersuchungsstufe (Kap. 8.2) beinhaltet eine rechnerische Untersuchung der Brücke mit einem einfachen linearen Rechenmodell des Gesamtsystems nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren. Dieses ist beim Eurocode 8 das eigentliche Standardverfahren und berücksichtigt im Gegensatz zu vereinfachten Verfahren auch höhere Eigenschwingungsformen. Dieses Verfahren ist aufgrund der Einzigartigkeit und dem meistens

vorhandenen komplexen Schwingungsverhalten angebracht. Konstruktive Details werden in dem Modell hierbei noch nicht erfasst. Die erforderlichen Spektren sollten hierbei in Abhängigkeit der geografischen Lage wahlweise nach DIN 4149 [DIN 4149 2005] oder Eurocode 8 [EC 8-1 2004] ermittelt werden. Das entwickelte Managementsystem unterstützt den Anwender hierbei durch eine automatische Generierung von Antwortspektren und synthetischen Zeitverläufen. Die notwendigen Eingabeparameter für das Rechenmodell sind von dem Benutzer in Abhängigkeit vom Brückentyp in das System einzugeben. Im Anschluss wird daraus mittels bereitgestellter brückentypabhängiger Schablonen weitgehend automatisch ein Rechenmodell generiert. Um den Zeitaufwand zu minimieren, liest das System die notwendigen Geometrie-, Material- und Querschnittsparameter so weit wie möglich direkt aus der bundesweit eingesetzten Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke aus [BASt 2005a], so dass der Eingabeaufwand für den Benutzer gering ist. Die fehlenden Daten sind durch eine Sichtung und detaillierte Auswertung aller vorhandenen Planungsunterlagen der Brücke zu ermitteln. Eine zusätzliche Brückenbegehung kann nicht-vorhandene Unterlagen ersetzen. Das Ergebnis der zweiten Untersuchungsstufe ist die Überprüfung der Erdbebensicherheit auf Grundlage der berechneten Schnittgrößen und Verformungen. Diese Untersuchungsstufe ist in der Regel ausreichend, um eine zuverlässige Aussage über die Standsicherheit der Brücke im Erdbebenfall machen zu können.

Die dritte Untersuchungsstufe (Kap. 8.3) beinhaltet eine ausführliche Auswertung aller Brückenunterlagen, eine Brückeninspektion mit Schwingungsmessung und eine detaillierte dreidimensionale Zeitverlaufsberechnung unter Berücksichtigung physikalisch und geometrisch nichtlinearer Effekte. Um mögliche Versagensmechanismen und Schwachstellen zu ermitteln, muss das Rechenmodell alle kritischen Stellen und konstruktiven Details beinhalten, die in den vorhergehenden Untersuchungsstufen identifiziert wurden. Die Zeitverlaufsberechnung des Modells erfolgt in dieser Untersuchungsstufe mit synthetischen Beschleunigungszeitverläufen, die aus den Antwortspektren der zweiten Stufe generiert wurden. Alternativ können auch eventuell vorhandene aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden. Eine automatische Erzeugung eines Computermodells ist in dieser Stufe nicht möglich, da alle individuellen Merkmale der untersuchten Brücke abgebildet werden sollten. Obwohl die Berechnungszeit beträchtlich verlängert wird, bietet dieser Ansatz die Möglichkeit detaillierte Ergebnisse zu erhalten und lokale Effekte zu analysieren. Folglich ist aus wirtschaftlichen Gründen eine Untersuchung in der dritten Stufe auf kritische Brückenbauwerke beschränkt, deren Erdbebensicherheit ohne Ausnutzung nichtlinearer Reserven nicht nachgewiesen werden kann.

Im Rahmen der dritten Untersuchungsstufe sind Schwingungsmessungen vorgesehen, um eine Überprüfung und Kalibrierung des numerischen Modelles vorzunehmen. Der für die Systemidentifikation und das Model-Updating benutzte Algorithmus wird in Kapitel 6.1 im Rahmen der Implementierungen zur Durchführung der Untersuchungsstufen vorgestellt.

Zur Durchführung der nichtlinearen transienten Analyse von Stahlbetonbrücken wurde ein nichtlineares Materialmodell für Balkenelemente in das FE-Programm ANSYS® [ANSYS Inc. 2005] implementiert (Kap. 6.2). Diese war insbesondere zur möglichst genauen Abbildung der während eines Erdbebens zyklisch stark beanspruchten Stahlbetonpfeiler nötig.

Die Boden-Bauwerk Interaktion wird in der zweiten und dritten Untersuchungsstufe näherungsweise über Ersatzsysteme berücksichtigt. Die Interaktion ist insbesondere im Falle kurzer Pfeiler und bei Vorhandensein von weichen Sedimentschichten in Ufernähe nicht vernachlässigbar. Das Modell idealisiert dabei den Boden als homogenen, linear elastischen Halbraum und kann für Fundamente in homogenem sowie in geschichtetem Boden verwendet werden. Wenn die notwendigen Ressourcen vorhanden sind, kann die Boden-Bauwerk Interaktion in der dritten Untersuchungsstufe mit einem Ansatz nach der Randelementmethode genauer abgebildet werden. Hierzu erfolgte im Rahmen dieser Arbeit eine Implementierung der Randelementmethode in das FE-Programm ANSYS® (Kap 6.3).

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit einer Brücke wird durch das beschriebene dreistufige Untersuchungskonzept problemorientiert mit dem Ziel einer Aufwand- und Kostenminimierung durchgeführt. Das entwickelte Managementsystem soll hierbei den Benutzer bei der Wahl der erforderlichen Untersuchungsebene durch ein systematisches Vorgehen unterstützen. Die aufgenommenen Daten und Ergebnisse werden auf einem zentralen Datenbankserver abgelegt, so dass auch zukünftige Einflüsse wie lebensdauerbedingte Schädigungen oder Sanierungsmaßnahmen nachträglich berücksichtigt werden können. Durch den modularen Aufbau des Managementsystems ist gewährleistet, dass der Benutzer in der Lage ist, neue Brückenklassen zu definieren und zusätzliche Analysemethoden für die neu geschaffenen Brückenklassen in einfacher Weise zu integrieren.

In den folgenden Kapiteln werden die einzelnen Untersuchungsstufen und Implementierungen detailliert erläutert und abschließend an einigen Anwendungsbeispielen demonstriert.

Kapitel 4

Seismische Standortgefährdung

Die Bestimmung der Standortgefährdung kann auf verschiedene Arten erfolgen. In diesem Kapitel werden die im Rahmen des hier vorgeschlagenen Verfahrens angewendeten Vorgehensweisen vorgestellt. An dieser Stelle soll aber bereits im Vorfeld angemerkt werden, dass der in den Normen vorgeschlagene Ansatz auf dem für Gebäude basiert und einer Berechnung von Brückenbauwerken nicht unbedingt gerecht wird. Neue große Bauwerke wie z.B. die Rion Antirion Brücke in Griechenland sind für ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 2.000 Jahren bemessen. Nach der Auswertung der Schäden des Bolu Viadukts in der Türkei nach dem Erdbeben vom 12. November 1999 (Momentenmagnitude 7.2), wurde z.B. ebenfalls beschlossen dieses für eine Wiederkehrperiode von 2.000 Jahren neu auszulegen. Auch im ATC 32 [ATC 1996] wird empfohlen Brücken für Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 1.000 bis 2.000 Jahren auszulegen. In der in Deutschland geltenden DIN 4149 und im demnächst anzuwendenden Eurocode 8 ist aber nur eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren vorgesehen. Daher werden im Kapitel 4.3 Alternativen aufgezeigt, um auch von der Norm abweichende Ereignisse zu betrachten. An dieser Stelle sei noch angemerkt, dass für Deutschland neuere Forschungsergebnisse vorliegen [Grünthal u. a. 2006], die für unterschiedliche Wiederkehrperioden Erdbebenzonenkarten mit entsprechende Spektralbeschleunigungen und Intensitäten zur Verfügung stellen.

4.1 Parameter zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung

Der Wahl eines geeigneten Parameters zur Darstellung der Erdbebeneinwirkung ist ein wichtiger Aspekt bei der Entwicklung von Fragilitätskurven. In Frage kommt die Benutzung der maximalen Beschleunigung PGA, der maximal auftretenden Geschwindigkeit PGV, der Spektralbeschleunigung S_a, der Spektralverschiebung S_d oder der Intensität I, die nach der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98) [Grünthal u. a. 1998] oder der Modified Mercalli Intensity (MMI) Skala definiert werden kann.

Die makroseismische Intensität I ist eine empirische Größe und gibt die Wahrnehmungen

und Schäden eines Erdbebens in einer bestimmten Region anhand festgelegter Beschreibungen an, die auf den Wirkungen und der Häufigkeit von bestimmten Merkmalen vergangener oder auch aktueller Erdbeben beruhen. Die Intensität genügt jedoch als empirische Größe nicht den Anforderungen an einen ingenieurlichen Parameter zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung. Trotzdem ist sie noch weit verbreitet, da sie in der Vergangenheit häufig angewendet wurde.

Traditionellerweise wird die Zerstörungskraft eines Erdbebens mit der maximalen Bodenbeschleunigung PGA in Verbindung gebracht. Diese entspricht dem Maximalwert im aufgezeichneten Akzelerogramm. Die maximale Bodenbeschleunigung ist aber für eine Evaluation der Schäden nicht geeignet, weil Merkmale wie die Frequenz und die Dauer T_d der Starkbebenphase, die einen großen Einfluss auf die Beschädigung ausüben, nicht berücksichtigt werden. Eine Spitze (engl. Peak) im Akzelerogramm kann sowohl die Folge eines Impulses von kurzer Dauer als auch eines Impulses langer Dauer sein und führt nicht zwangsläufig zu Bauwerksschäden. Im ersten Fall handelt es sich um eine kurze Bewegung mit hoher Frequenz, deren Energie üblicherweise von der Trägheit des Bauwerks aufgenommen wird und somit zu keinen Schäden führt. Im Gegensatz dazu führen bei einem langanhaltenden Impuls und niedrigen Frequenzen mäßige Beschleunigung schon zu großen Verformungen und zu größeren Schäden [Bonett Díaz 2003; Safina Melone 2003].

Die maximale Schwinggeschwindigkeit PGV zeigt eine bessere Korrelation zu den Bauwerksschäden als die maximale Beschleunigung PGA. Dies trifft besonders für flexible Bauwerke mit Grundeigenfrequenzen, die eher im tiefen und mittleren Bereich liegen, wie z.B. bei Brücken, zu [Meskouris u. Hinzen 2003].

Die maximale Verschiebung PGD wird selten direkt gemessen sondern meistens durch zweifache Integration des Beschleunigungszeitverlaufs gewonnen. Diese zweifache Integration reagiert sehr empfindlich auf die geringsten Ungenauigkeiten in den aufgezeichneten Akzelerogrammen. Die maximale Verschiebung ist daher ebenfalls keine geeignete Größe zur Charakterisierung von Erdbebenschäden.

Elastische Antwortspektren werden über die parametrische Integration der Bewegungsgleichung eines gedämpften Einmassenschwingers mit variabler Eigenfrequenz berechnet, der mit dem Beschleunigungszeitverlauf des Bodens angeregt wird. Die Werte der Spektralbeschleunigung S_a und der Spektralverschiebung S_d hängen sowohl von dem Frequenzinhalt der Bewegung, der Bodenklasse und den Dämpfungseigenschaften des Bauwerks ab. Die Spektralbeschleunigung ist daher besser geeignet, das Schadenspotential eines Erdbebens abzuschätzen. Die Dauer des Erdbebens und die Entfernung zum Herd bleiben allerdings unberücksichtigt, obwohl diese einen großen Einfluss auf die Schäden haben.

Tabelle 4.1 fasst die im Rahmen dieser Arbeit gewählten Eingangsgrößen für die Untersuchungen in den verschiedenen Stufen zusammen. Eine genauere Diskussion der entsprechenden Größen findet im Folgenden statt.

Tabelle 4.1: Überblick über die Eingangsgrößen für die jeweilige Untersuchungsstufe

Untersuchungsstufe	Eingangsgröße
I	Spektralbeschleunigung bzw. Erdbebenzone
II	Antwortspektrum (nach Norm oder standortspezifisch)
III	synthetische oder aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe

4.2 DIN 4149 und Eurocode 8

In der DIN 4149 [DIN 4149 2005] sind für die Bundesrepublik Deutschland die Erdbebenzonen anhand einer Erdbebenzonenkarte (siehe Anhang Abb. A.1) definiert. Dort lässt sich in Abhängigkeit der Erdbebenzone der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g für einen bestimmten Standort ablesen. Eine genauere Zuordnung einzelner Kreise und Gemeinden ist derzeit noch in Vorbereitung. Nach DIN 4149 sind die in der Tabelle 4.2 aufgeführten Werte für a_g anzunehmen. Die Referenz-Wiederkehrperiode, für die die deutsche probabilistische Erdbebengefährdungskarte erstellt wurde, beträgt 475 Jahre, und ihr wird der Bedeutungsbeiwert $\gamma_I = 1$ zugeordnet.

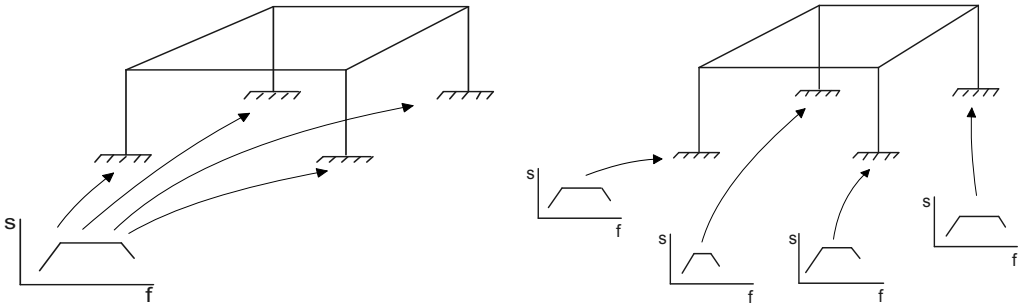
Tabelle 4.2: Zuordnung von Intensitätsintervallen und Bemessungswerten der Bodenbeschleunigung zu den Erdbebenzonen nach DIN 4149 [DIN 4149 2005]

Zone	Intensitätsintervalle	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g [m/s^2]
0	$6 \leq I < 6.5$	-
1	$6.5 \leq I < 7$	0,4
2	$7 \leq I < 7.5$	0,6
3	$7.5 \leq I$	0,8

4.2.1 Antwortspektren

Die Erdbebeneinwirkung auf ein Bauwerk an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche wird nach der DIN 4149 bzw. dem Eurocode 8 durch elastische Bodenbeschleunigungs-Antwortspektren beschrieben. Damit lässt sich eine Untersuchung auf „Makroebene“ (Regional) durchführen, die in den meisten Fällen ausreichend ist. Die elastischen Antwortspektren beschreiben die Einwirkung auf Tragwerke, die bei Erdbebeneinwirkung im linear elastischen Bereich verbleiben und idealerweise keine Energie dissipiert wird. Dem Umstand, dass sich die von Erdbeben in Bauwerke eingetragene Energie zum Teil durch hysteretische Energiedissipation reduziert bzw. in Wärme umgewandelt wird, wird in den Normen vereinfachend durch Abminderung der elastischen Antwortspektren auf das Niveau von Bemessungsspektren berücksichtigt. Zur Berechnung der Erdbebensicherheit werden in der Regel in horizontaler Richtung zwei zueinander orthogonale Spektren angesetzt. Das Antwortspektrum in vertikaler Richtung hat eine vom horizontalen Spektrum

abweichende Form und wird, z.B. im Fall der DIN 4149, bei der Periode 0 s auf 70% der Beschleunigung der Horizontalkomponenten skaliert. Es wird zwischen zwei unterschiedlichen Arten der Spektralanalyse unterschieden (Abb. 4.1).



(a) SPRS **(b)** MPRS

Abbildung 4.1: Unterschied zwischen SPRS und MPRS Analyse

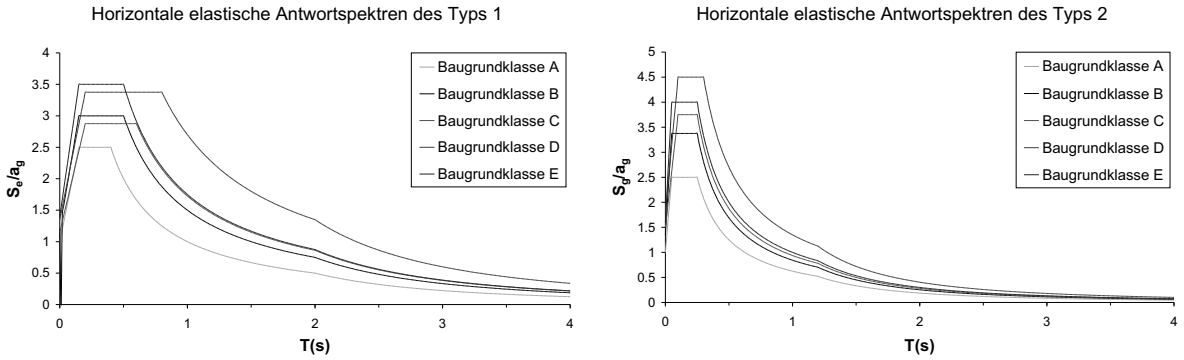
Die erste und üblicherweise verwendete Spektralanalyse, die als „Single Point Response Spectrum Analyse“ (SPRS) definiert ist, erregt alle Systemknoten, die mit geometrischen Randbedingungen wie z.B. Auflagern, versehen sind, mit einem zuvor definierten Spektrum in der gewünschten Richtung. Für Gebäude, die meistens nicht sehr weitläufig sind, ist diese Art der Untersuchung angebracht. Die zweite Art der spektralen Analyse, die als „Multi Point Response Spectrum Analyse“ (MPRS) definiert ist, ermöglicht es, Systemknoten mit unterschiedlichen Spektren gleichzeitig zu erregen. Dies ist bei langestreckten Bauwerken wie z.B. Brücken je nach Untergrund- und Topographieverhältnissen angebracht und wird wie im Falle des Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] dringend empfohlen.

Die zur Definition der Antwortspektren erforderlichen Parameter sind in der DIN 4149 bzw. dem Eurocode 8 - Teil 1 definiert und in Abhängigkeit des Baugrunds und der Oberflächenwellenmagnitude M_s zu ermitteln. Im Eurocode 8 - Teil 1 werden zwei Spektralformen zur Verwendung empfohlen. Da der Eurocode 8 eher für Länder mit stärkeren Beben ausgelegt ist, ist das Standardspektrum das des Typs 1. Die etwas weniger energiereichen Antwortspektren des Typs 2 werden nach Eurocode 8 - Teil 1 nur dann empfohlen, wenn die Oberflächenwellenmagnitude nicht größer als 5.5 ist, was für Deutschland als Schwachbebenzone meistens der Fall ist (Abb. 4.2). Anzumerken ist, dass in Deutschland und in Mitteleuropa nördlich der Alpen von vielen Seismologen maximale Magnituden (nach Richter) von etwa 6.5 erwartet werden.

Für Tragwerke mit langen Schwingperioden ($T > 4$ s) sollte nach EC 8-1 [2004] die Erdbebeneinwirkung in Form eines Verschiebungsantwortspektrums, dargestellt werden (Abb. 4.3). Insbesondere bei Seiltragwerken wie Hänge- bzw. Schrägseilbrücken ist daher das elastische Beschleunigungsantwortspektrum aus dem für lange Perioden definierten Verschiebungsantwortspektrum zu bestimmen.

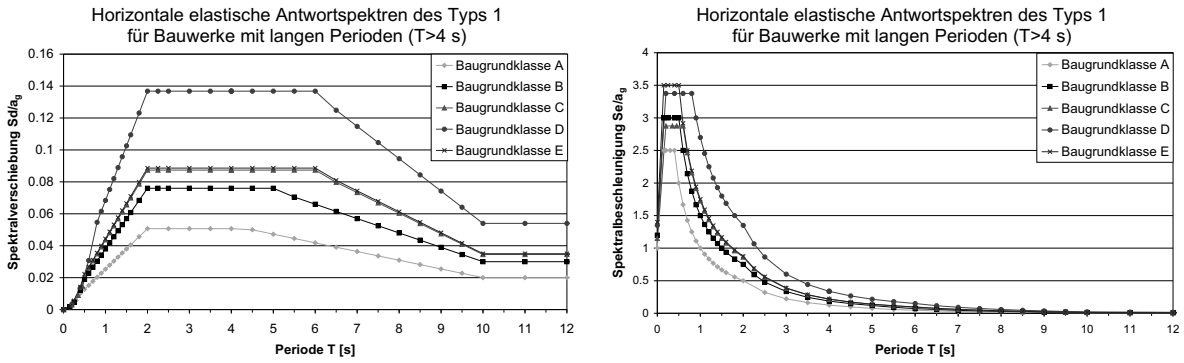
4.2.2 Zeitverlaufsberechnungen

In der DIN 4149 sind keine nichtlinearen Untersuchungen wie transienten Berechnungsverfahren vorgesehen. Im Eurocode 8 - Teil 2 und den amerikanischen Normen dagegen



(a) Typ 1 **(b)** Typ 2

Abbildung 4.2: Antwortspektren nach Eurocode 8 - Teil 1



(a) Elastisches Verschiebungsantwortspektrum **(b)** Elastisches Beschleunigungsantwortspektrum

Abbildung 4.3: Antwortspektren nach Eurocode 8 - Teil 1 für Bauwerke mit langen Perioden

sind nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen explizit zugelassen. In diesem Fall muss die Brücke unter der gleichzeitigen Einwirkung aller unterschiedlichen Komponenten berechnet werden.

Wenn eine nichtlineare Zeitverlaufsberechnung durchgeführt wird, müssen mindestens drei Paare horizontaler Bodenbewegungszeitverläufe für die Komponenten verwendet werden. Die Datensätze sollten aus aufgezeichneten Ereignissen ausgewählt werden, deren Magnituden, Herdentfernungen und Mechanismen in Übereinstimmung mit denen der Bemessungserdbebeneinwirkung sind. Falls die geforderte Anzahl von geeigneten aufgezeichneten Datensätzen nicht verfügbar ist, können geeignete modifizierte Aufzeichnungen oder synthetisch generierte Beschleunigungszeitverläufe die fehlenden gemessenen Bewegungen ersetzen. Im Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] finden sich nähere Angaben über diese Art zu verwendenden Zeitverläufe.

Wird eine nichtlineare, dynamische Berechnung für mindestens sieben unabhängige Paare horizontaler Bodenbewegungen durchgeführt, so kann nach Eurocode 8 - Teil 2 der Mittelwert der jeweiligen Antworten als Bemessungswert der Zustandsgrößen verwendet

werden, es sei denn, es werden andere Anforderungen gestellt. Wenn weniger als sieben nichtlineare dynamische Berechnungen für die entsprechenden unabhängigen Paare von Eingabezeitverläufen durchgeführt werden, müssen die Größtwerte der Ergebnisse als Bemessungszustandsgrößen verwendet werden.

4.3 Vereinfachte Ansätze für die Ermittlung der Erdbebenbelastung für verschiedene Wiederkehrperioden

Die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung im Eurocode 8 - Teil 2 wird ausgedrückt mit Hilfe der Referenz-Erdbebeneinwirkung, verbunden mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit, $P_{NCR} = 10\%$, in 50 Jahren oder einer Referenz-Wiederkehrperiode, T_{NCR}. Der Wert, welcher der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR}, entsprechend der zu benutzenden Referenz-Erdbebeneinwirkung, zur Verwendung in einem Land zugewiesen wird, kann in seinem nationalen Anhang festgelegt sein. Die Referenz-Erdbebeneinwirkung kann durch Auswahl einer ausreichend kleinen Wahrscheinlichkeit p, die während der Lebensdauer t_L des Bauwerks überschritten wird, definiert werden. Dann ergibt sich die Wiederkehrperiode des Ereignisses T_R durch den Ausdruck:

$$T_R = \frac{1}{1-(1-p)^{1/t_L}} \tag{4.1}$$

Die Referenz-Erdbebeneinwirkung (entsprechend $\gamma_I = 1{,}0$) entspricht normalerweise im Eurocode 8 und der DIN 4149 einem seismischen Ereignis mit einer Referenz-Wiederkehrperiode, T_{NCR}, von 475 Jahren. Solch ein Ereignis besitzt eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren bzw. 19% in 100 Jahren, je nach betrachteter Lebensdauer. Dieses Niveau der Bemessungseinwirkung ist bei der Mehrheit der Brücken mit durchschnittlicher Bedeutung durchaus sinvoll.

Im Anhang des Eurocode 8 - Teil 2 ist auch eine Bemessungs-Erdbebeneinwirkung während der Bauphase definiert. Hierbei wird angenommen, dass für die Länge der Bauphase t_c (in der Regel ≤ 5 Jahre und $p \leq 0{,}05$) der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_{gc}, entsprechend der Wiederkehrperiode T_{Rc} nach folgender Näherung bestimmt werden darf:

$$a_{gc} = a_{g,R}\left(\frac{T_{Rc}}{T_{NCR}}\right)^k \qquad \text{mit} \quad T_{Rc} \cong \frac{t_c}{p}. \tag{4.2}$$

Wobei $a_{g,R}$ der Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung, entsprechend der Referenz-Wiederkehrperiode $T_{NCR} = 475$ Jahre ist und der Wert k mit 0,30 - 0,40 angenommen werden darf und von der Seismizität in der Region abhängt. Der hieraus berechnete Wert für a_{gc} dient in diesem Falle dazu, die definierten Spektren zu skalieren. Da die Seismizität in jeder Region unterschiedlich ist, kann diese Formel zur Umrechnung in eine andere Wiederkehrperiode natürlich nur sehr grob und ungenau sein.

4.3.1 PSHA Kurve

Die Bestimmung von standortspezifischen seismischen Einwirkungen ist in den meisten Fällen nicht trivial. Cornell [1996] war einer der Ersten, der die Ermittlung der seismischen Bauwerksbeanspruchung weiter vereinfacht hat, indem er die probabilitstische seismische Gefährdungsanalyse (PSHA, engl. Probabilistic Seismic Hazard Analysis) mit der Ermittlung der nichtlinearen Tragwerksantwort koppelte. Der Vorteil dieser Herangehensweise ist, dass die jüngsten Entwicklungen im Bereich der seismischen Gefährdungsanalyse und im Bereich der nichtlinearen dynamischen Tragwerksanalyse unabhängig voneinander kombiniert werden können. Außerdem ist eine geringere Anzahl von Bauwerks-Simulationen als bei anderen Methoden erforderlich, da die standortspezifische Variabilität der seismologischen Parameter (S_a, M und R) bereits in den seismischen Gefährdungsanalysen berücksichtigt worden ist. Die probabilistische Berechnung wird hierdurch erheblich vereinfacht und kann sehr effizient durchgeführt werden, da die Unsicherheiten in der seismischen Einwirkung (Erdbebenintensität) schon in der PSHA berücksichtigt werden.

Im Rahmen des hier vorgeschlagenen Untersuchungskonzeptes sind mit Hilfe der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) seismische Gefährdungskurven für verschiedene Standorte berechnet worden. Eine solche PSHA Kurve stellt den Zusammenhang zwischen Intensitäten und der erwarteten jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit dar. Die PSHA Kurven sind das Ergebnis probabilistischer Erdbebengefährdungsanalysen. Grundlage der hier durchgeführten PSHA ist der Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland [Leydecker 2006], sowie die seismotektonische Einteilung nach Leydecker u. Aichele [1998]. Innerhalb jeder Region wird eine homogene Seismizität angenommen, d.h. zukünftige Erdbebenepizentren treten mit gleicher Wahrscheinlichkeit überall innerhalb der Region auf. Aus den Erdbeben einer Region wird zunächst mittels Regression eine Intensitäts-Häufigkeitsverteilung aufgestellt. Die Berechnung der Schütterwirkung auf den betrachteten Standort erfolgt dann mit einer Intensitäts-Abnahmebeziehung (hier: [Sponheuer 1960]). Schließlich ergibt sich die Gefährdungkurve aus der Aufsummierung aller Einwirkungen aus den umliegenden Regionen mit dem eigenen Standort. Wie eine PSHA durchgeführt werden kann zeigt z.B. Leydecker u. a. [2006].

Durch Umrechnung der Intensitäten der Gefährdungskurve in maximale Bodenbeschleunigungen ergibt sich der Zusammenhang zwischen jährlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit und Bodenbeschleunigung. Die direkte Berechnung von Beschleunigungen bei der PSHA ist unter Verwendung von empirisch spektralen Abnahmebeziehungen auf der Basis von Magnituden und Entfernungen zwar ebenfalls möglich, jedoch müssen dazu die historischen Intensitäten zuvor mit der entsprechenden Ungenauigkeit in Magnituden umgerechnet werden. In Europa werden daher oftmals Intensitäten für die PSHA verwendet, da für die historischen Erdbeben primär nur Intensitäten bekannt sind.

Mit der ermittelten Bodenbeschleunigung und der Bodenklasse können Antwortspektren nach der DIN 4149 oder dem Eurocode 8 für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten bzw. Wiederkehrperioden aufgestellt werden. Die Legitimation einer solchen Skalierung ist bereits in einigen Veröffentlichungen [Carballo u. Cornell 1998; Shome u. a. 1998] untersucht worden. Es bestehen zahlreiche Formeln für eine empirische Beziehung zwischen der Intensität I und der maximalen Bodenbeschleunigung a_{PGA}:

- Murphy und O'Brien von 1977 (gilt für Alpengebiet und Mitteleuropa):

$$\log a_{PGA} = 0,26 \cdot I_{(MSK)} - 1,81 \quad [\mathrm{m/s^2}] \tag{4.3}$$

- Gutenberg und Richter von 1956 (gilt für Kalifornien):

$$\log a_{PGA} = I_{(MM)}/3 - 2.5 \quad [\mathrm{m/s^2}] \tag{4.4}$$

- Klein von 1942 (gilt für mitteleuropäischen Raum):

$$\log a_{PGA} = 0,30 \cdot I_{(MM)} - 2,33 \quad [\mathrm{m/s^2}] \tag{4.5}$$

Die genannten Beziehungen geben lediglich Mittelwerte einer sehr stark streuenden Größe wieder, und sie sind deshalb mit Vorsicht zu verwenden. Im Extremfall wird eine Punktwolke durch eine Regressionsfunktion ersetzt. Dies erklärt auch teilweise die sehr großen Unterschiede der Beschleunigung zwischen den verschiedenen Beziehungen. In dieser Arbeit wird die Beziehung nach Murphy u. O'Brien [1977] verwendet, da sie auf einem der umfangreichsten Datensätze beruht und früher sehr oft von deutschen Seismologen bei Standortgutachten angewendet wurde. In Abbildung 4.4 ist die Beziehung zwischen makroseismischer Intensität und horizontaler Maximalbeschleunigung dargestellt. Die schraffierten Flächen sind die Bereiche nach den Angaben von Sieberg [1923] und die grauen Bereiche stellen die Werte nach der Europäischen Makroseismischen Skala dar [Munich Re Group 2000]. Die Kurve zeigt die empirische Beziehung nach Murphy und O'Brien, die sich eher an die von Grünthal definierten Bereiche anschmiegt.

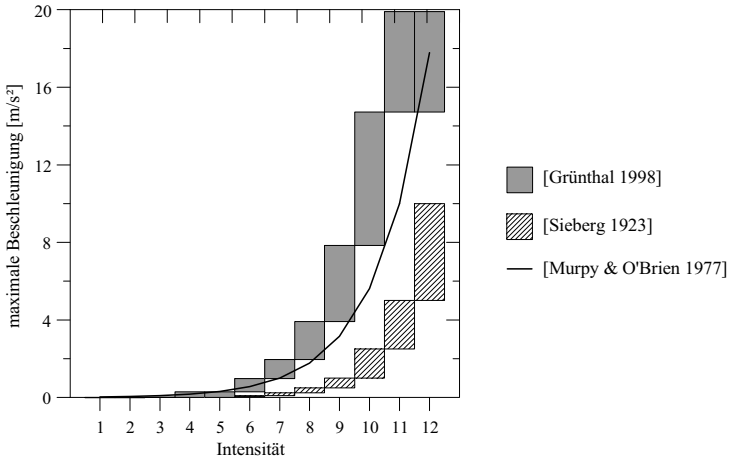


Abbildung 4.4: Beziehung zwischen Intensität und Maximalbeschleunigung [Meskouris u. Hinzen 2003]

Eine Untersuchung des Zusammenhanges zwischen der MMI-Intensität und der Spitzenbodenbeschleunigung (engl. Peak Ground Acceleration, PGA) im Zusammenhang mit Antwortspektren wurde von Atkinson u. Sonley [2000] durchgeführt. Dort wurde ein empirischer Zusammenhang für die Vorhersage von Spitzenbodenbeschleunigung in Abhängigkeit der Intensität aufgestellt, wenn die Magnitude und Entfernung des Bebens bekannt

sind. Dieser Zusammenhang und seine Übertragbarkeit ist jedoch kritisch zu betrachten, da sich die Auswertung auf 29 kalifornischen Beben (mit 537 instrumentellen Registrierungen) bezieht und zum Teil die Zugehörigkeit der ausgewerteten Stationsnummern nicht nachvollziehbar ist. Zudem ist die Form der Antwortspektren untypisch.

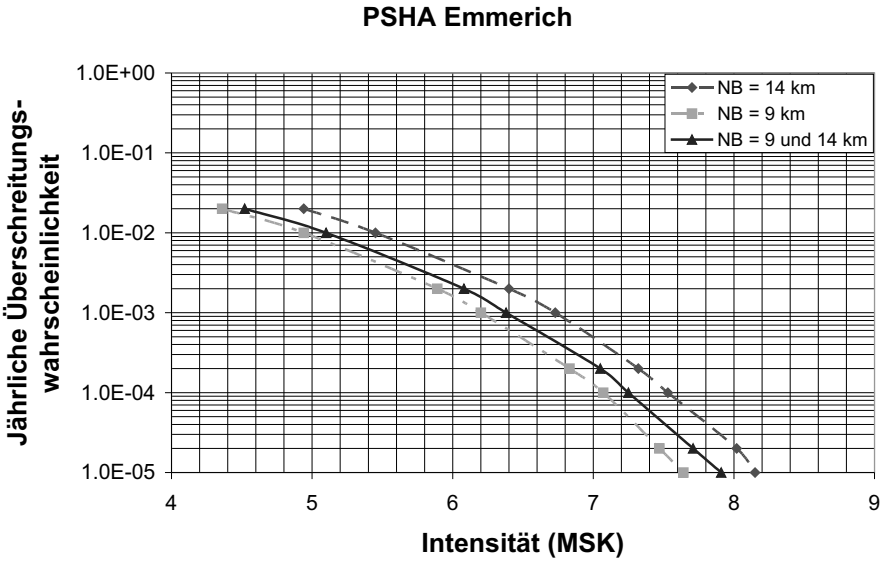


Abbildung 4.5: Seismische Gefährdungskurve für den Standort Emmerich [Schmitt 2005]

In Abbildung 4.5 ist exemplarisch eine mit Hilfe einer PSHA ermittelte Gefährdungskurve dargestellt. Für die PSHA wurde eine Standardabweichung in der Intensitätsabnahme von $\sigma = 0.5$ MSK angenommen. Der Absorptionskoeffizient für den Untergrund a wurde mit 0,002/km angesetzt, einem für Deutschland üblichen Wert. Die maximale Intensität in der Region Niederrheinische Bucht (NB) ist mit 8.5 MSK angenommen worden. Die größte historisch beobachtet Intensität beträgt 8.0 MSK. Der in Deutschland in der Regel angesetzte Intensitätszuschlag von 0.5 MSK berücksichtigt, dass das nach wissenschaftlichen Erkenntnissen maximal mögliche Beben einer Region im Beobachtungszeitraum noch nicht aufgetreten ist. Die Niederrheinische Bucht zeigt im Wesentlichen zwei seismogene Herdtiefen, bei 9 km und bei 14 km. Die mittlere Kurve in Abbildung 4.5 ist das Ergebnis einer Berechnung unter Berücksichtigung dieser beiden Herdtiefen. Dabei wurden die Herdtiefen der Erdbeben entsprechend der Beobachtungen in der Vergangenheit im Verhältnis 1/4 bei 14 km und 3/4 bei 9 km angesetzt. Die beiden äußeren Kurven sind Varianten unter Berücksichtigung von nur jeweils einer der beiden charakteristischen Herdtiefen für die Niederrheinische Bucht.

4.3.2 Antwortspektren nach Hosser und Leydecker

In einem Artikel von Hosser [1987] werden Antwortspektren zur Festlegung realistischer seismischer Lastannahmen für Bauwerke in Deutschland vorgestellt. Im Speziellen beschäftigt sich dieser Beitrag mit der Lastbeschreibung durch statistisch ermittelte, untergrund-

und intensitätsabhängige Freifeld-Antwortspektren und Starkbebendauern oder durch natürliche Freifeld-Zeitverläufe. Hierzu wurden verschiedene existierende Methoden miteinander verglichen. Unter anderem wurde auch das bereits erwähnte Verfahren nach probabilistischen Methoden zur Ermittlung der regionalen seismischen Gefährdung auf der Basis der makroseismischen Kenngrößen historischer Erdbeben kurz aufgezeigt (siehe Kapitel 4.3.1). Letztendlich wurde der Schwerpunkt auf die empirisch-statistische Methoden zur direkten Ermittlung von ingenieurseismischen Kenndaten aus repräsentativen Freifeldregistrierungen gelegt.

Die Spektren von Hosser sind 50% Fraktilspektren bzw. Medianspektren für eine Bauwerksdämpfung von 5%. Die Antwortspektren beziehen sich auf die Horizontalkomponente der Beben. Die Klassifikation erfolgt anhand von drei Intensitätsklassen und drei Untergrundklassen. Die drei Intensitätsklassen sind wie folgt eingeteilt:

- Klasse 1: Intensitätsbereich I = 6-7 MSK
- Klasse 2: Intensitätsbereich I = 7-8 MSK
- Klasse 3: Intensitätsbereich I = 8-9 MSK

Für jeden Intensitätsbereich gibt es entsprechend der drei Untergrundklassen drei unterschiedliche Antwortspektren. Die drei Untergrundklassen bestimmen sich nach den in Tabelle 4.3 angegebenen Parametern.

Tabelle 4.3: Untergrundklassifizierung nach Hosser [Hosser 1987; Hosser u. a. 1983]

Untergrund-klasse	Kompressionswellen-geschwindigkeit v_p [m/s]	Scherwellen-geschwindigkeit v_s [m/s]	Dichte ρ [g/cm^2]	Querdehnungs-zahl ν [-]
A	<1.000	<400	1,8	0,4-0,5
M	1.000-3.000	400-1.100	2,1	0,3-0,4
R	3.000-4.500	1.100-2.800	2,4	0,2-0,3

Neben den bodendynamischen Kennwerten sind noch beschreibende Kriterien für die Klassifizierung des Untergrundes angegeben:

- Klasse A: Holozän, Lockersedimente und Böden niedriger Impedanz, mindestens 5 m mächtig;
- Klasse M: mittelsteife, halbverfestigte Sedimente, weder Klasse A noch R;
- Klasse R: Fels, gut verfestigtes, wenig poröses Gestein.

Hosser hat eine statistische Auswertung europäischer Freifeld-Antwortpektren durchgeführt. Dabei wurden zunächst den verwendeten Registrierungen makroseismische Intensitäten zugeordnet und die Untergrundklasse am Registrierstandort nach Tabelle 4.3 bestimmt. Danach wurden aus allen Registrierungen die Antwortspektren berechnet und

der jeweiligen Intensitäts- und Untergrundgruppe zugewiesen. Für jede der neun (3×3) möglichen Intensitäts- und Untergrundkombinationen wurde ein Medianspektrum gebildet aus dem ein Bemessungsspektrum abgeleitet wurde. Die von Hosser vorgeschlagenen Bemessungsspektren sind im Anhang B.1 in Abhängigkeit der Intensitäts- und Untergrundklasse dargestellt. Warum sich die Spektren bei gleicher Intensität (also Schädigung) für verschiedene Untergrundklassen derart unterscheiden wurde damals nicht erklärt. Kritisch zu sehen ist auch, dass der damals Hosser zur Verfügung stehende Datensatz relativ gering war. Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens des Institutes für Bautechnik (IfBt) aus dem Jahr 1986 [König und Heunisch, Beratende Ingenieure, Frankfurt a. Main u. a. 1986] und der darauf aufbauenden Veröffentlichung von Hosser basieren vornehmlich auf im Mittel 14 Registrierungen (123 Einzelkomponenten) aus Italien, Griechenland, Algerien und einigen aus den USA.

Eine neuere Auswertung von intensitäts- und untergrundbasierten Antwortspektren an einem deutlich größeren Datensatz europäischer Erdbebenregistrierungen (aus der Europäischen Strong-Motion Datenbank, ESMDB[1] mit 382 Einzelkomponenten von 123 Beben) wurde von Leydecker [2005] durchgeführt. Nach dieser Auswertung ist eine eindeutige Unterscheidung der Spektren bei gleicher Intensität nach dem Untergrund nicht mehr signifikant, weshalb in diesem Bericht empfohlen wird nur noch nach der Intensität zu unterscheiden. Die untergrundunabhängigen Antwortspektren aus Leydecker [2005] sind im Anhang B.2 dargestellt.

Für den praktischen Einsatz, um die Belastung für verschiedene Wiederkehrperioden zu ermitteln, fehlt allerdings noch der Zusammenhang zwischen Intensität und Wiederkehrperioden. Hierfür bieten sich die von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe derzeit noch in Bearbeitung befindlichen seismischen Gefährdungskarten für Deutschland an [**?**]. Im Anhang C sind vorläufige Versionen dieser Karten für die Wiederkehrperioden von 100 bis 100.000 Jahre abgebildet. Anhand dieser Gefährdungskarten lässt sich in Abhängigkeit der Wiederkehrperiode die Intensität für jeden Standort in Deutschland ablesen, welche als Eingangswert für die Wahl der Spektren nach Hosser bzw. Leydecker benötigt wird. Die nach Hosser und Leydecker definierten Spektren weichen deutlich von den Normspektren ab und sind teilweise sehr viel energiereicher. Die angesetzten Maximalwerte der Spektralbeschleunigung liegen bei fast allen Intensitätsklassen über denen der DIN 4149 bzw. des Eurocode 8.

4.3.3 Detaillierte Standortuntersuchung

Für besondere Bauwerke mit erhöhter Schutzbedürftigkeit sollte eine Untersuchung der Erdbebeneinwirkung auf der „Mikroebene“ durchgeführt werden. Hierfür bieten sich analytische Verfahren zur Ermittlung von synthetischen Spektren, Übertragungsfunktionen sowie synthetischen Freifeld-Zeitverläufen an. Neben dem Herdvorgang, also im Wesentlichen der Erdbebenstärke, und der Wellenausbreitung zwischen Erdbebenherd

[1] Die ESMDB ist das Ergebnis eines multinationalen EU-Projektes. Daran beteiligt waren neben dem Imperial College of Sciences, Technology and Medicine, (IC) London, das Ente Nationale per l'Energia Ellettrica (now SOGIN & SSN), Rome, Italy; das Ente per le Nuove Tecnologie, l'Energia e l'Ambiente, Rome, Italy und das Institute de Protection et de Sûreté Nucléaire, Fontenay aux Roses, France.

und Standort spielen für die an der Oberfläche eines Standortes auftretenden Bodenbewegungen, die so genannten Standorteffekte, die den Einfluss der Lockersedimente im Untergrund berücksichtigen, eine große Rolle. Sedimente können sowohl frequenzabhängige Verstärkungs- als auch Dämpfungseffekte erzeugen. Standortspezifische Spektren bzw. synthetische Beschleunigungszeitverläufe, welche Nahbereichs-Effekte berücksichtigen, müssen verwendet werden, wenn der Standort im 10 km-Umkreis horizontaler Entfernung zu einer bekannten aktiven seismotektonischen Verwerfung liegt, die ein Ereignis mit einer Momentenmagnitude größer als 6.5 hervorrufen könnte [EC 8-2 2004].

Für eine Untersuchung des Einflusses des Untergrundes auf die Standortbodenbewegung an der Oberfläche reicht in der Praxis (analog zur DIN 4149) eine eindimensionale Modellierung mit ebenen horizontal gelagerten Schichten und vertikal propagierenden horizontalen Scherwellen (SH-Wellen) aus. Ist aber eine genauere Untersuchung erforderlich, sollte die zur Bestimmung der seismischen Antwort eines Systems ebener, homogener, viskoelastischer, horizontal gelagerter Schichten, welche durch vertikal propagierende Scherwellen angeregt werden, ein spezielles Programm verwendet werden (wie z.B. SHAKE91 [Schnabel u. a. 1972]). Dabei sollten die Unsicherheitsbereiche für die bei der Berechnung verwendeten geophysikalischen Modellparameter: Scherwellengeschwindigkeit, Dichte, Dämpfung und Schermodul Berücksichtigung finden. Im Unterschied zu den Bemessungsspektren der DIN 4149 fließt in die Berechnung der Bodenantwortspektren hierbei auch das nichtlineare Materialverhalten ein. Als Anregung für die Sedimentschichten sollten synthetische Beschleunigungszeitverläufe des unter dem Lockersediment befindlichen Festgesteinshalbraumes mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von 10%, 5% und 2% in 50 Jahren verwendet werden. Hierzu sind meist spezielle Modelle wie z.B. das der Niederrheinischen Bucht nach Hinzen u. a. [2000] nötig. In diesem Modell wird das seismotektonische Potential der Störungen im Bereich der Niederrheinischen Bucht berücksichtigt.

Im Rahmen dieser Arbeit und der untersuchten Anwendungsbeispiele wurde von der Abteilung Erdbebengeologie der Universität zu Köln exemplarisch diese detailliere Standortuntersuchung für die Standorte Rodenkirchen bei Köln und dem Autobahnkreuz Kerpen durchgeführt [Meskouris u. a. 2006].

Zunächst wurde für die Berechnung der Standorteffekte der geologische Untergrund modelliert. Aufgrund der großen Erstreckung der Rodenkirchener Brücke war es notwendig, für die rechts- und linksrheinischen Strompfeiler und Widerlager unterschiedliche Bodenprofile zu verwenden. Im Fall des Kerpener Autobahnkreuzes wurde mit einem einzigen Bodenprofil gearbeitet. Den geologischen Schichten des Untergrundes wurden mittels empirischer material- und altersspezifischer Geschwindigkeits- und Dichte-Tiefenbeziehungen diese Werte als Schichtparameter zugeordnet. Um das nichtlineare Scher- und Dämpfungsverhalten der einzelnen Schichten berechnen zu können, wurden materialspezifische Dämpfung/ Scherdehnungs- und Schermodul/Scherdehnungskurven nach Seed u. Idriss [1970] und Sun u. a. [1988] verwendet. Für die geophysikalischen Parameter wurden Schwankungsbereiche festgelegt, um den Einfluss der Unsicherheiten in den Parametern auf die Ergebnisse abschätzen zu können. Im Parameterraum der geophysikalischen Daten wurden 200 zufällig variierte Modelle pro Bodenprofil erstellt. Für 200 Modelle wurden mit dem Programm SHAKE91 [Schnabel u. a. 1972] die Standorteffekte berechnet und aus den 200 Einzelergebnissen der Median, sowie die 84%-Fraktile ermittelt. Die für die Be-

rechnung benötigten Anregungen des Festgesteinshalbraumes wurden aus Bodenantwortspektren nach Hinzen u. a. [2000] für Eintrittswahrscheinlichkeiten von 10%, 5% und 2% in 50 Jahren erstellt. Zur Berechnung der synthetischen Zeitverläufe aus den Bodenantwortspektren wurde das Programm TARSCTHS [Deodatis 1996] verwendet. Als Quelle für die „worst case"-Szenarien wurde die südliche Fortsetzung des Kalker Sprungs für den Standort Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen und das Erft-Sprung-System für das Autobahnkreuz Kerpen verwendet. Hierbei wurde davon ausgegangen, dass im ungünstigsten Fall die gesamte zur Verfügung stehende Störungsfläche gleich der Herdfläche der Modellbeben ist. Nach Wells u. Coppersmith [1994] ergibt sich dann für die südliche Fortsetzung des Kalker Sprungs ein Modellbeben mit einer Magnitude (Mw) von 7.0 in einer Entfernung von ca. $1,3$ km zum Standort bzw. für das Erft-Sprung-System ein Beben mit Magnitude (Mw) von 7.2 und eine Distanz von ca. $1,3$ km. Die Berechnung der synthetischen Seismogramme erfolgte dann mittels des Programms FINSIM [Beresnev u. Atkinson 1998].

4.4 Räumliche Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung

Im Allgemeinen bewegen sich die Bodenpunkte längs der Brückenachse wegen der wandernden Erdbebenwellen und unterschiedlichen Wellenlängen nicht synchron. Unter Umständen können sie sich in entgegengesetzter Richtung bewegen. Dies hat zur Folge, dass die für den Erdbebenfall benötigten Auflagerflächen zur Vermeidung des Absturzes des Brückenüberbaus groß sein müssen. Zusätzlich zu den seismischen Verschiebungen müssen die Verformungen von Stützen und die Mindestauflagerlänge berücksichtigt werden, um die Auflagerkräfte noch vollständig übertragen zu können. Außerdem bedingen unterschiedliche geologische und topographische Verhältnisse entlang der Brücke den Ansatz einer solchen Veränderlichkeit.

Für Brückenquerschnitte mit einem durchgehenden Überbau muss nach Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] die räumliche Veränderlichkeit berücksichtigt werden, wenn eine oder beide der folgenden Bedingungen zutreffen.

- Die Bodeneigenschaften entlang der Brücke schwanken derart, dass mehr als ein Bodentyp an den Auflagern des Brückenüberbaus anzutreffen ist.
- Die Bodeneigenschaften entlang der Brücke sind ungefähr einheitlich, aber die Länge des durchgehenden Überbaus überschreitet den empfohlenen Grenzwert $L_{lim} = L_g/1.5$ wobei die Länge L_g der Tabelle 4.4 zu entnehmen ist.

Tabelle 4.4: Entfernung, ab der die Bodenbewegungen als unkorreliert angesehen werden können [EC 8-2 2004]

Baugrundklasse	A	B	C	D	E
L_g [m]	600	500	400	300	500

Die räumliche Veränderlichkeit ist hauptsächlich auf das Zusammenwirken von vier Effekten zurückzuführen:

- Inkohärenz-Effekt
- Wellendurchgangseffekt
- Abnahmeeffekt
- Standort-Antwort Effekt

Auf eine ausführliche Untersuchung der räumlichen Veränderlichkeit wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Es sei lediglich auf die Arbeiten von Der Kiureghian u. Keshishian [1997]; Priestley u. Calvi [2002]; Sextos u. a. [2003, 2004] und Calvi [2004] hingewiesen, in denen diese Problematik genauer untersucht wurde. Hierbei ist anzumerken, dass dieses Gebiet derzeit Gegenstand aktueller Forschungsprojekte ist und noch großer Untersuchungsbedarf ansteht. Zusammenfassend lässt sich bisher sagen, dass bei den meisten langestreckten, mehrfeldrigen und auch stark gekrümmten bzw. schiefwinkligen Brücken dieser Effekt nicht vernachlässigbar ist und zu einer deutlichen Erhöhung der Belastung führen kann [Klöker 1997]. Daher wurde bei den in den Anwendungsbeispielen (Kap. 10) untersuchten langen Brücken eine MPRS Analyse in der zweiten Untersuchungsstufe und eine Zeitverlaufsberechnung mit unkorrelierten Fußpunktanregungen in der dritten Untersuchungsstufe durchgeführt.

Insbesondere bei den für Hänge- und Schrägseilbrücken typischerweise sehr weit auseinanderstehenden Pylonen ist der Effekt einer wandernden Welle von großer Bedeutung. Beispielsweise zeigen Abdel-Ghaffar u. Rubin [1982] in ihrer Arbeit, dass für eine Hängebrücke mit Längs-, Quer- und Vertikalanregung, eine unkorrelierte Anregung deutlich größere Systemantworten hervorruft als ein synchrone Anregung. Hier gilt, wie bei Balkenbrücken auch, dass eine synchrone Anregung die asymmetrischen Schwingungsformen symmetrischer Brücken nicht anspricht. Für den Mittelpunkt des mittleren Feldes einer 3-Feld-Brücke z.B. ergibt eine unkorrelierte Anregung teilweise eine um 50% größere Vertikalverschiebung im Vergleich zur korrelierten Anregung.

Kapitel 5

Brückenklassifizierung

Brücken müssen klassifiziert werden, um eine effiziente flächendeckende Vulnerabilitätsanalyse durchführen zu können. Dabei ist zu beachten, dass die Brücken nicht nur anhand ihrer charakteristischen baulichen Merkmale typisiert werden, sondern auch nach ihrem seismischen Tragverhalten kategorisiert werden. Im Folgenden wird die in Deutschland verwendete Klassifizierung nach Brückentyp zusammengefasst und der in den USA übliche Klassifizierung nach dem seismischen Verhalten gegenübergestellt, sowie die selbst gewählte vorgestellt.
Die Klassifizierung der Brücken in Abhängigkeit ihrer Bedeutung wird im zweiten Teil dieses Kapitel diskutiert. In beinah jeder seismischen Norm wird die Bedeutung eines Bauwerks über einen Beiwert berücksichtigt, der die Erdbebeneinwirkung bei der Bemessung der Grenzzustände modifiziert, um den an das Bauwerk gestellten Anforderungen gerecht zu werden.

5.1 Klassifizierung nach Brückentyp und seismischen Verhalten

5.1.1 Brückenarten nach ASB-ING

Die Einteilung der Brücken nach ihrer Bauart erfolgt im Programmsystem SIB-Bauwerke [BASt 2005a] gemäß dem Regelwerk ASB-ING [BMVBS 2004a] wie folgt:

- Balkenartige und plattenartige Tragwerke: (engl. beam girder)
  - Plattenbrücke (engl. slab bridge)
  - Balkenbrücke, Mittelträger, Trapezplatte (engl. girder bridge)
  - Plattenbalken, Trägerrost (engl. tee-beam, girder)
  - Hohlkastenbrücke (engl. box girder)
  - Balken/Platten-Mischsystem

- Rahmenartiges Tragwerk: (engl. frame)
  - offener Rahmen
  - geschlossener Rahmen
  - spezielle Rahmenkonstruktion: Trog-Haube-Konstruktion, Schrägstielrahmen
  - Rahmen-Mischsystem
- Bogenartiges Tragwerk, Gewölbe: (engl. arched bridge)
  - Bogen mit aufgeständerter Fahrbahn (engl. spandrel-braced arch bridge)
  - Bogen mit abgehängter Fahrbahn (engl. arched through bridge)
  - Bogenscheiben
  - Gewölbe, Bogen
  - Bogenmischsystem
- Seiltragwerk, Hängetragwerk:
  - Schrägseilbrücke (engl. cable stayed bridge): Harfen- (engl. harp), Fächer- (engl. fan), Büschelsystem
  - Hängebrücke (engl. suspension bridge)
  - Zügelgurtbrücke (engl. bridle chord bridge)
  - Spannbandbrücke (engl. stress ribbon bridge)
  - Hängegurtbrücke (engl. suspension boom bridge)
- Fachwerkträger (engl. cantilever-truss)

Diese Unterteilung nach Brückentyp ist sehr detailliert und basiert auf der Einteilung anhand des statischen Tragsystems. Diese feine Unterteilung ist für eine Beurteilung der Erdbebensicherheit nicht sinnvoll. Zudem sollten Seiltragwerke und Hängetragwerke für eine Erdbebenuntersuchung in zwei getrennte Gruppe unterteilt werden, da die Erdbebenbelastung unterschiedlich abgetragen wird.

5.1.2 Klassifizierung der Brücken nach HAZUS®-MH

Das Programmsystem HAZUS®-MH [FEMA 2003, 2005] hält eine eigene, spezielle Unterteilung für den Erdbebenfall in den USA vor. Diese basiert auf der von Basöz u. Mander [1999] entwickelten Methode zur Bestimmung der Fragilitätskurven für unterschiedliche Brückentypen und stützt sich auf die Brückentypendefinition im National Bridge Inventory [NBI 1988]. Diese „Erdbeben“-Klassifizierung für Brücken ist eine der wenigen existierenden und wissenschaftlich begründeten Klassifizierungen.

Die Einteilung der Brücken für den Erdbebenfall erfolgt in HAZUS®-MH nach folgenden Kriterien:

- Baustoff (Beton, Stahl, andere),
- Einfeldträger oder Mehrfeld-Gelenkträger,
- Brückenlänge,
- Pfeilertyp,
- Wiederlagertyp und Lagerart.

Zusätzlich wird bei dieser Einteilung berücksichtigt, ob die Brücke bereits nach seismischen Regelwerken bemessen ist oder nicht (d.h. nach Baujahr) und ob der Brückenstandort in Kalifornien liegt. Durch Kombination dieser Kriterien ergeben sich somit 28 „Standard"-Brückenklassen.
Da in Deutschland die bestehenden Brücken, bis auf sehr wenige Ausnahmen, nicht für den Erdbebenfall bemessen worden sind, reduziert sich die Anzahl der repräsentativen Klassen auf die Hälfte, wenn die Klassifizierung nach HAZUS®-MH für andere Länder, wie z.B. Deutschland, übernommen werden soll.

Andere Einteilungen nach seismischen Kriterien sind nur für einige Schnellbewertungsverfahren zu finden, wobei diese meistens nur wenige Klassen beinhalten und keine fundierten Begründungen für die getroffene Klassenwahl vorliegen.

5.1.3 Eigene Klassifizierung

Im Rahmen des in dieser Arbeit vorgeschlagenen Verfahrens erfolgt die Klassifizierung der Brücken für die Gefährdungsabschätzung im Erdbebenfall nach den in der Literatur aufgeführten Schäden der jeweiligen Konstruktionsart und der Art des Tragverhaltens. Eine weitere Unterteilung der fünf gewählten Hauptklassen (Abb. 5.1) ist nur in Abhängigkeit des statischen Systems und des Baustoffs erforderlich.

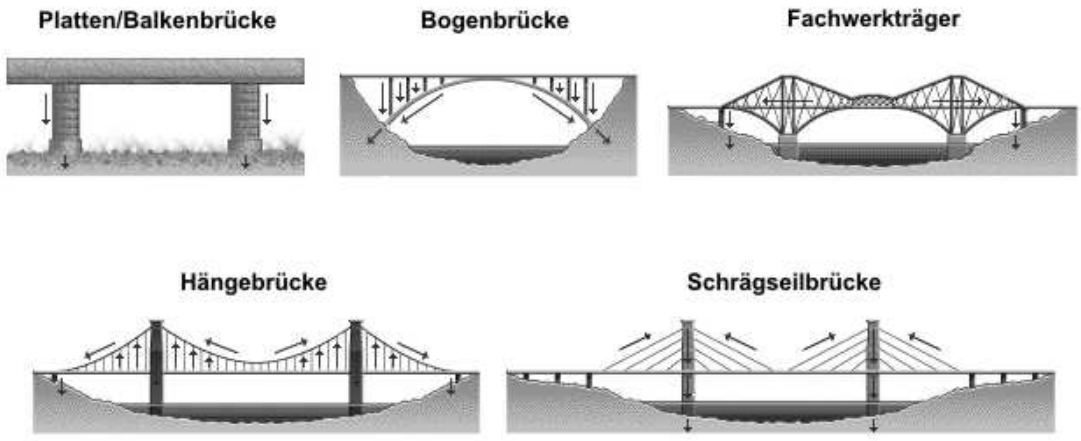


Abbildung 5.1: Brückentypenklassifizierung

- Platten- und Balkenbrücken
  - Platten-/balken Brücke (meistens kurzes Bauwerk)
  - Hohlkastenbrücke (üblicherweise langer Durchlaufträger mit mehreren Feldern)
- Rahmenbrücke
- Bogenbrücke
  - Bogen mit aufgeständerter Fahrbahn
  - Bogen mit abgehängter Fahrbahn
- Schrägseilbrücken
- Hängebrücken
  - Ein Pylon
  - Zwei Pylone
- Fachwerkträger

Für alle davon abweichenden Brückentypen oder Mischsysteme bedarf es einer gesonderten Untersuchung, da diese durch die vereinfachten bzw. schematisierten Verfahren nicht abgedeckt werden. Trotzdem kann jede Brücke nach dem für die detaillierte Untersuchung vorgeschlagene Methodik analysiert werden, da hierbei ein individuelles Rechenmodell der Brücke erstellt wird und die Schädigungsindikatoren dafür ausgewertet werden.

5.2 Bedeutungsklassifizierung von Brücken

5.2.1 Ziel einer Bedeutungsklassifizierung für Brücken

Die Bedeutung einer Brücke spielt sowohl bei der Planung als auch nach Fertigstellung des Bauwerks eine wichtige Rolle. Im Planungzustand ist die Aufgabe des Ingenieurs, einen Kompromiss zwischen der Bauwerkstragfähigkeit und der Wirtschaftlichkeit zu finden. Diese beiden Erfordernisse hängen stark vom Bauwerkstyp ab: Während Schäden nach einem Erdbeben in untergeordneten Gebäuden akzeptabel sind, sollte sichergestellt sein, dass ein Krankenhaus im Erdbebenfall unversehrt und funktionstüchtig bleibt. Dies berücksichtigen aktuelle Normen zur Erdbebenbemessung wie z.B. EC 8, DIN 4149 und SIA 160, die bei der Bestimmung der Grenzzustände die Erdbebeneinwirkung über einen Bedeutungsbeiwert modifiziert werden, der abhängig von der Bedeutungsklasse des Bauwerks ist.

Bei Brücken ist dies auch der Fall. Es ist aber nicht nur das Bauwerk an sich zu betrachten, sondern auch seine Rolle im infrastrukturellen Netz. Denn Brücken haben die Funktion, Orte über sonst nicht überwindbaren Hindernissen wie Tälern und Flüssen zu verbinden. Die in Deutschland zukünftig geltende Norm Eurocode 8 - Teil 2 für Brücken

unter Erdbebenbelastung unterscheidet zwischen drei Bedeutungsklassen, die im nächsten Abschnitt näher erläutert werden. Problematisch sind hierbei die allgemein formulierten Hinweise zur Unterteilung, die die Einordung der Brücke letztendlich der Subjektivität des Ingenieurs überlassen.

Die Priorität einer Brücke bestimmt sich unter anderem anhand ihrer Bedeutung. Damit lässt sich z.B. die Reihenfolge der Sanierungsarbeiten bei mehreren Brücken mit ungefähr gleichem Beschädigungsgrad sinnvoll festlegen. Spätestens hier wird eine feinere Unterteilung als die im Eurocode 8 - Teil 2 vorgeschlagene erforderlich.

In diesem Kapitel wird zunächst ein Überblick über die Unterteilung von Brücken in Bedeutungsklassen nach verschiedenen Normen gegeben. Danach werden verschiedene Methoden der Bedeutung einer Brücke im Rahmen von seismischen Sanierungsprogrammen erläutert. Im Anschluss werden die erforderlichen Anforderungen an eine Bedeutungsklassifizierung aufgestellt, und es wird eine neue Bedeutungsklassifizierung von Brückenbauwerken vorgestellt.

5.2.2 Einblick in die Klassenunterteilung von Brücken in verschiedenen Normen

Zur besseren Übersicht fasst Tabelle 5.1 die in diesem Kapitel zum Vergleich herangezogenen Normen zusammen. Im Folgenden wird die in diesen Normen vorgenommene Bedeutungsklasseneinteilung kurz vorgestellt.

Tabelle 5.1: Überblick über die vorgestellten Normen

Norm	Land	Kapitel
Eurocode 8 - Teil 2	Europa	5.2.2.1
SIA 160	Schweiz	5.2.2.1
AFPS92	Frankreich	5.2.2.2
AASHTO	USA	5.2.2.3
CALTRANS	USA	5.2.2.4
CAN/CSA-S6-00	Kanada	5.2.2.5
JRA	Japan	5.2.2.6

5.2.2.1 Eurocode 8 - Teil 2

Im Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] werden die Brücken in drei Bedeutungsklassen aufgeteilt. Diese Einstufung erfolgt in Abhängigkeit der Folgen des Brückenversagens auf menschliches Leben, ihrer Wichtigkeit zur Aufrechterhaltung von Verkehrsverbindungen, besonders in der Zeit nach dem Erdbebenereignis, und der wirtschaftlichen Konsequenzen des Zusammenbruches des Bauwerks.

Jeder der drei Bedeutungsklassen wird ein Bedeutungsbeiwert γ_I zugewiesen, mit dem die Referenz-Erdbebeneinwirkung A_{Ek}, bezogen auf eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren

mit einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren, skaliert wird. Somit ergibt sich die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung A_{Ed} zu:

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek} \tag{5.1}$$

Diese Modifizierung berücksichtigt Einflüsse wie eine andere zu erwartende Wiederkehrperiode oder eine unter- oder überdurchschnittliche Lebensdauer. Die γ_I zugewiesenen Werte sind abhängig von der Bedeutungsklasse und können von jedem Land individuell in seinem nationalen Anhang festgelegt werden. Die Werte von γ_I dürfen für die verschiedenen Erdbebenzonen des Landes, abhängig von der Erdbebengefährdung und Überlegungen hinsichtlich der öffentlichen Sicherheit unterschiedlich sein. Verfügt das Land nicht über diese explizite Angabe, so können die vom Eurocode 8 - Teil 2 empfohlenen Werte für γ_I angenommen werden.

Folgende Einteilung wird empfohlen:

- Bedeutungsklasse I (geringer als durchschnittliche Bedeutung) mit $\gamma_I = 0,85$ für Brücken, bei denen folgende Bedingungen erfüllt werden
  - Die Brücke ist unkritisch hinsichtlich Verkehrsverbindungen, und
  - weder die Zugrundelegung der Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 50 Jahren für die Bemessungseinwirkung noch der Standard-Auslegungslebensdauer der Brücke von 50 Jahren sind ökonomisch gerechtfertigt.
- Bedeutungsklasse II (durchschnittliche Bedeutung) mit $\gamma_I = 1,0$ für:
  - Autobahnbrücken,
  - Bundes- bzw. Nationalstraßen,
  - Eisenbahnbrücken.
- Bedeutungsklasse III (überdurchschnittliche Bedeutung) mit $\gamma_I = 1,3$ für:
  - Brücken, die eine entscheidende Rolle bei der Aufrechterhaltung der Verkehrsverbindungen besonders in der Zeit nach dem Erdbebenereignis spielen,
  - Brücken, bei deren Einsturz mit einer grossen Anzahl von potentiellen Todesopfern zu rechnen ist,
  - Brücken, die für eine größere als die übliche Auslegungslebensdauer bemessen wurden.

Die Schweizer Norm [SIA 1998] besitzt eine analoge Einteilung für die drei Bauwerksklassen und wird daher an dieser Stelle nicht weiter erläutert.

5.2.2.2 AFPS 92

In der französischen Erdbebennorm für Brückenbauwerke [ENPC 1992] wird für neue Brückenbauwerke eine vierstufige Unterteilung vorgenommen. Jede Brücke wird in eine Klasse eingetragen, für die in Abhängigkeit der seismischen Zone der Wert für die nominelle Beschleunigung a_N aus der Tabelle 5.2 abgelesen wird. Die Klassen A-C können wie folgt unterschieden werden:

- Klasse A (untergeordnete Bedeutung):
  - nicht öffentliche Brücken
  - Brücken, die keine öffentlichen Gebäuden bedienen
- Klasse B (erhebliche Bedeutung):
  - Brücken, die nicht-öffentlich sind, aber Versorgungseinrichtungen infrastrukturell anbinden
  - öffentliche Brücken, die nicht zu den Brücken der Klasse C und D gehören
- Klasse C (lebenswichtige Brücken, sogenannte "lifelines"):
  - öffentliche Brücken, die mindestens eine der folgenden Verkehrsadern überqueren, tragen oder an diesen entlangführen:
    - Autobahnen,
    - Schnellstraßen,
    - Verbindungsstraßen, die die Funktionsfähigkeit des Verkehrsnetzes gewährleisten,
    - Straßen mit hoher Verkehrsdichte,
    - Hochgeschwindigkeitseisenbahntrassen,
    - Brücken, welche an einem Binnen- oder Seehafen liegen,
    - Brücken, die die Hauptverbindung zu Krankenhäusern, Feuerwachen, Kraftwerken sowie einem Tal oder zu einer Industriezone darstellen,
    - Brücken für Start- und Landebahnen die nicht in Klasse D eingeordnet sind.
- Klasse D (außerordentliche Brücken):
  - Brücken, deren Bedeutung wichtig für die zivile Sicherheit sowie für die nationale Verteidigung als auch für den Erhalt der öffentlichen Ordnung sind,
  - Brücken, die wichtig für die Durchführung von Rettungsmaßnahmen sind. Die für die Rettungsmaßnahmen relevanten Brückenbauwerke werden vom zuständigen Präfekten bestimmt.
  - Brücken für Start- und Landebahnen an ausgewählten Flughäfen

Tabelle 5.2: Nominelle Beschleuniungen a_N [m/s^2] der Belastungsklassen [ENPC 1992]

Zonen	Bedeutungsklasse		
	B	C	D
I_A	1,0	1,5	2,0
I_B	1,5	2,0	2,5
II	2,5	3,0	3,5
III	3,5	4,0	4,5

5.2.2.3 AASHTO

Im amerikanischen Regelwerk „Standard Specifications for Highway Bridges“ [AASHTO 1996], werden die Brücken in vier verschiedene Erdbebenklassen (A bis D) unterteilt. Es wird dabei zwischen zwei Bedeutungsklassen (engl. Importance Class, IC) unterschieden, mit denen in Abhängigkeit von der Beschleunigung a_g die Kategorie der seismisches Verhaltens (engl. Seismic Performance Class) bestimmt werden kann, die die Komplexität der Berechnungen und das Ausmaß der Anforderungen festlegt (Tab. 5.3).

- Essentielle Brücken, IC = I:
  - Brücken, die Teil einer Notfallroute sind, z.B. Brücken, die Wege zu lokalen Notfallzentren, wie Krankenhäuser, tragen.
  - Brücken, die lebensnotwendige Leitungen, wie Wasser oder Strom, tragen.
  - Brücken, deren Verlust schwere ökonomische Folgen hätte. Dies sind z.B. Brücken, die die Hauptverbindung zu Transportzentren wie Flughäfen darstellen.
  - Brücken, die formell Teil eines lokalen Notfallplanes sind und somit wichtig für die zivile Verteidigung sind, oder die das Arbeiten von Feuerwehr und anderen öffentlichen Notfalldiensten erlauben.
  - Brücken, die einen kritischen Verbindungspunkt im Sicherheits- oder Verteidigungsnetzwerk darstellen.
- Andere Brücken, IC = II: alle Brücken, die nicht in die Klasse I eingestuft werden.

5.2.2.4 CALTRANS

In den in Kalifornien anzuwendenden „Caltrans Seismic Design Criteria“ [CALTRANS 2004] werden die Mindestanforderungen an die seismische Bemessung einer Brücke festgelegt, um die nach dem „Memo to Designers (MTD 20-1)“ [CALTRANS 1999] erzielten Verformungsmöglichkeiten für übliche Standardbrücken zu erreichen.

In dem MTD 20-1 werden Brücken zuerst nach ihrer Bedeutung in „wichtige Brücken“ (engl. important bridges) und „übliche Brücken“ (engl. ordinary bridges) unterschieden.

Tabelle 5.3: AASHTO Seismic Performance Criteria [AASHTO 1996]

Beschleunigungs-koeffizient	Bedeutungsklassifizierung	
	essentielle Brücken	andere Brücken
$A \leq 0{,}09$	A	A
$0{,}09 < A \leq 0{,}19$	B	B
$0{,}19 < A \leq 0{,}29$	C	C
$0{,}29 \leq A$	D	C

Eine Brücke ist als „wichtig“ definiert, wenn eine oder mehrere der folgenden Aussagen zutreffen:

- Die Brücke wird benötigt, um die Sicherheit nach dem Erdbebenereignis zu gewährleisten. Dies ist z.B. der Fall bei Brücken, die die Verbindung zu Notfalleinrichtungen stellen.
- Brücken, deren Ausfall wegen Reparatur hohe ökonomische Folgen haben würde.
- Brücken, die als kritische Verbindungspunkte in lokalen Notfallplänen gelten.

Alle anderen Brücken werden als „übliche“ Brücken eingestuft.
Die Anforderungen je nach Kategorie lassen sich der Tabelle 5.4 entnehmen. Die der

Tabelle 5.4: CALTRANS Seismic Performance Criteria [CALTRANS 2004]

Bestimmung der Bodenbewegung	Gebrauchstauglichkeit		Schadenzustand	
	übl. Brücken	wicht. Brücken	übl. Brücken	wicht. Brücken
Funktionalität	sofort	sofort	reparierbar	minimal
Sicherheit	begrenzt	sofort	signifikant	reparierbar

Bestimmung der Sicherheit zugrundeliegende Bodenbewegung entspricht dem maximal zu erwartenden Erdbeben, mit einer Wiederkehrperiode über 1.000 Jahren. Der Auswertung der Funktionalität wird ein Erdbeben mit einer ca. 40% Überschreitungswahrscheinlichkeit während der Lebensdauer der Brücke zugrundegelegt. Schließlich wird die Kategorie der „üblichen Brücken“ in „Nicht-Standard“ und „Standard“ anhand der Regelmässigkeit der Brücke unterteilt. Die Regeln des „Caltrans Seismic Design Criteria“ sind nur bei der letzten Kategorie anzuwenden.

5.2.2.5 CHBDE

Von Mitchell u. a. [1998] wurden die neuen Bestimmungen der im Jahr 2001 eingeführten kanadischen Erdbebennorm CSA-06-00 für Autobahnbrücken (CHBDE, Canadian Highway Bridge Design Code) [CSA 2005] vorgestellt. Diese Erdbebennorm basiert weitestgehend auf dem ASSHTO LRFD [AASHTO 1998]. Die Einstufung der Brücken in Kategorien nach ihrer Wichtigkeit erfolgt allerdings in abgeänderter Form:

- Lebenswichtige Brücken („Lifelines Bridges“) sind Brücken, die sofort nach dem Erdbeben für die Rettungsmannschaften zugänglich sein müssen:
  - Brücken, die Straßen tragen oder Straßen überqueren, die nach dem Bemessungsbeben verkehrstüchtig bleiben sollen,
  - Brücken, die wichtig für die Verteidigung und die nationale Sicherheit sind.
- Brücken auf Notfallrouten:
  - Brücken, die auf Notfallrouten liegen oder eine Notfallroute überqueren, müssen die Mindestanforderung erfüllen, nach dem Erdbebenereignis offen für den Verkehr zu sein.
- Andere Brücken: alle Brücken, die in keine der beiden erstgenannten Kategorien eingestuft werden können.

Aus den Bedeutungsklassen ergeben sich die Anforderungen an das seismische Verhalten, die in der Tabelle 5.5 zusammengestellt sind.

Tabelle 5.5: Seismische Anforderungen nach Bedeutungsklassen für Kanada [Mitchell u. a. 1998]

Brückenkategorie	Lebenswichtig	Notfallrouten	Andere
Kleine bis mittlere Erdbeben	Benutzung nicht beeinträchtigt	Benutzung nicht beeinträchtigt	Benutzung nicht beeinträchtigt
Bemessungserdbeben (WKP = 475 J.)	Benutzung nicht beeinträchtigt	Funktionsfähig für Rettungsmaßnahmen	Reparierbare Schäden
Starkes Erdbeben	Funktionsfähig für Rettungsmaßnahmen	Reparierbare Schäden	Kein Einsturz

5.2.2.6 Japanische Norm

Das Hyogo-ken Erdbeben vom 17. Januar 1995 in Kobe, Japan, führte zum Einsturz bzw. beinahe Einsturz von 9 Brücken und zu schweren Schäden bei weiteren 16 Brücken [Kawashima 2000]. Weil die Bauwirtschaft strukturell wichtige Ersatzteile wie Lager und „cable- restrainers“ nicht vorrätig hatte, zogen sich die Wiederaufbauarbeiten über Monate hin, was den Wiederaufbau von Gebäuden verhinderte, welche auf Transportmöglichkeiten angewiesen waren. Nach dieser Erdbebenkatastrophe wurde man sich der Wichtigkeit von Brücken nach einem Erdbebenereignis bewusst. Der japanische Wegeverband überarbeitete daraufhin die „Design Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design“ [JRA 1998] und stellte höhere Anforderungen an wichtige Brücken für den Verkehr. Die letzte Überarbeitung der Norm erfolgte 2002 [Tamura 2002]. Darin werden Brücken nach ihrer Bedeutung in zwei Klassen eingeteilt:

- A-Brücken: übliche Brücken
  - Alle Brücken, die nicht in Klasse B eingeordnet werden können.
- B-Brücken: wichtige Brücken
  - Autobahnbrücken und Brücken, die wichtige Schnellstraßen tragen.
  - Doppelquerschnitt- und Hochstraßenbrücken innerhalb von Präfekturen.
  - andere Brücken und Viadukte, die im Hinblick auf regionale Notfallpläne, Verkehrsvolumen, etc. wichtig sind.

Als Erdbebeneinwirkung werden zwei Standard Antwortspektren für Level I und Level II Einwirkungen definiert, wobei die Level II Einwirkung in einen Typ I und Typ II aufteilt. Level I und II entsprechen den gestellten Anforderungen gemäß der Tabelle 5.6. Für das Antwortspektrum des Typs I wurden die gemessenen Akzelerogramme beim Kanto Erdbeben 1923 in Tokyo benutzt, während das Antwortspektrum Typ II auf den 1995 beim Kobe Erdbeben gemessenen Akzelerogrammen basiert.

Die Anforderungen an das seismische Verhalten sind anhand der Brückenklasse und der Bemessungseinwirkung zu bestimmen (Tab. 5.6).

Tabelle 5.6: Anforderungen an das seismische Verhalten von Brücken in Japan [Tamura 2002]

	Klasse A (übliche Brücken)	Klasse B (wichtige Brücken)
Level I Einwirkung	Intaktheit der Standsicherheit	Intaktheit der Standsicherheit
Level II Einwirkung - Typ I	Vermeidung schwerer Schäden	begrenzte Schäden und sicher
- Typ II		Schneller Wiederaufbau der Funktionsfähigkeit

5.2.3 Vorhandene Berechnungsmethoden für die Bedeutung einer Brücke

Allen oben genannten Regelwerken ist allerdings gemein, dass die Einteilung in eine Bedeutungsklasse der subjektiven Entscheidung des Sachbearbeiters überlassen wird. In Anbetracht der großen Anzahl an zu untersuchenden Brücken in Deutschland ist daher eine objektiver Algorithmus notwendig, der eine Priorisierung der Brücken in Abhängigkeit ihrer Bedeutung vornimmt.

5.2.3.1 MCEER Studie

Im Technischen Bericht „Methodologies for Evaluating the importance of Highway Bridges“ [Thomas u. a. 1998] wurde ein Vergleich der Methoden verschiedener Bundestaaten in

den USA durchgeführt, die die Wichtigkeit von Autobahnbrücken im Hinblick auf eine seismische Priorisierung bestimmen. Die Methoden, die sich daraus als die am besten geeigneten ergeben haben, wurden modifiziert und weiter untersucht. Schließlich wurde eine optimierte, einheitliche Methode für Brücken in den USA daraus abgeleitet. Dieser Bericht ist die einzige umfassende wissenschaftliche Untersuchung zur Beurteilung der Bedeutung einer Brücke. Die Ergebnisse basieren auf nachvollziehbaren Berechnungsformeln und beheben somit das in vielen Normen vorhandene Defizit, dass die Entscheidung über die Klasseneinteilung eher subjektiver Natur ist. Dies führte in der Vergangenheit in den USA zu erheblichen Problemen bei der Priorisierung von Sanierungsmaßnahmen, da die Beurteilung stark abhängig vom jeweiligen beurteilenden Ingenieur und dessen Expertise ist.

5.2.3.2 Vergleich der Methoden

Im ersten Schritt wurden die nachfolgend aufgelisteten zwölf Methoden untersucht:

- Babaei and Hawkins´91: Washington DOT
- Modified Babaei and Hawkins
- Buckle´95: New York DOT
- Modified Buckle´95
- Caltrans Method
- Montana
- Nevada
- IDOT (Illinois)
- Missouri
- Modified Missouri
- South Carolina
- Modified South Carolina

Das New York State Department of Transportation (NYSDOT) und das Pennsylvania Department of Transportation (PennDOT) stellten ihre Brückendatenbanken für die Counties Dauphin und Cumberland zur Verfügung. Die Datenbank der NYSDOT stellte sich dabei mit ihren 19.740 Brücken als zu unübersichtlich für einen ersten Vergleich heraus. Deshalb wurde entschieden, die Datenbank der PennDOT für die zwei Counties Dauphin und Cumberland mit jeweils 549 und 606 Brücken zu benutzen. Die Datenbank der NYSDOT wurde erst in der letzten Phase zur Abstimmung der endgültig vorgeschlagenen Berechnungsformel herangezogen.

Die Wahl der Datenbank zog den Ausschluss der Modified Missouri Methode nach sich, weil alle Brücken der PennDOT Datenbank kürzer als die Brückenlänge von 1.610 m waren, die in dieser Methode als Bezugswert für die Normierung benutzt wurde. Die South Carolina und Modified South Carolina Methoden wurden wegen ihrer groben und extrem subjektiven Klassifizierung verworfen und nur zu Vergleichszwecken genutzt.

Die Bedeutung aller Brücken wurde für jeden County und jede der Methoden, außer der Modified Missouri Methode, bestimmt. Somit ergeben sich 11 Rankings nach den verschieden Ansätzen für jede Datenbasis. Zur Absicherung der Ergebnisse führte PennDOT eine Umfrage zur Bedeutung der Brücken mit fünf staatlichen Ingenieuren durch und erstellte somit ein weiteres Ranking für jede Datenbasis. Zusätzlich wurde in einer dritten Umfrage die Meinung eines Experten für Notfallmanagement (engl. Emergency Management Specialist, EMS) herangezogen und ein weiteres Ranking je Datenbasis geschaffen.

Die Eignung der neun in Frage kommenden Methoden wird anhand der aufsummierten Mittelwerte der resultierenden Rankings ausgewertet. In der Abbildung 5.2 wird die Vorgehensweise exemplarisch für eine Methode gezeigt. Für die Bewertung werden jeweils immer nur die ersten 20 platzierten Brücken der untersuchten Methode betrachtet. Die Mittelwerte werden auf zwei verschiedene Weisen errechnet. Bei den analytischen Methoden werde die aus der betrachteten Methode sich ergebenden 20 wichtigsten Brücken dem jeweiligen Rang jeder Brücke nach den anderen 8 Methoden gegenübergestellt. Die 20 Werte werden für jede der 8 Methoden aufsummiert und schließlich der Gesamt-Mittelwert aus diesen 8 Werten ausgerechnet. Dies wurde getrennt für die Datenbanken des Dauphin (Datenbank A) und Cumberland County (Datenbank B) durchgeführt. Bei den drei Bewertungen der Umfrageergebnissen wird jeder der nach Expertenmeinung 20 wichtigsten Brücken der jeweilige Rang nach den 9 analytischen Methoden zugewiesen und der Mittelwert ausgerechnet. Somit ergeben sich wiederum drei Mittelwerte. Es ergeben sich letztendlich insgesamt fünf Mittelwerte für jede der 9 Methoden, die wiederum zu einem Gesamt-Mittelwert zusammengefasst werden. Je kleiner dieser endgültige Mittelwert für eine Methode ist, desto besser ist die Korrelation der Ergebnisse aus der untersuchten Methode mit den verglichenen Methoden. Die Wichtigkeit einer Brücke nach einer Methode wird sozusagen von den anderen Methoden sowie zusätzlich von der Expertenmeinung bestätigt. In Tabelle 5.7 sind die resultierenden Ergebnisse aufgeführt. Dabei sind die drei besten Methoden, die danach zur endgültigen optimierten Lösung modifiziert werden, hervorgehoben und werden im nächsten Abschnitt genauer vorgestellt.

5.2.3.3 Auswahl der Methoden zur weiteren Untersuchung

Wie bereits erläutert, werden im Technischen Bericht des MCEER die drei besten Methoden (in Tabelle 5.7 hervorgehoben) näher betrachtet und eine Reihe von Variationen daran durchgeführt, um eine höhere Korrelation der Werte zu erzielen. An dieser Stelle sollen die in Betracht gezogenen Berechungsformeln und ihre zugehörigen Eingangsparameter kurz vorgestellt werden.

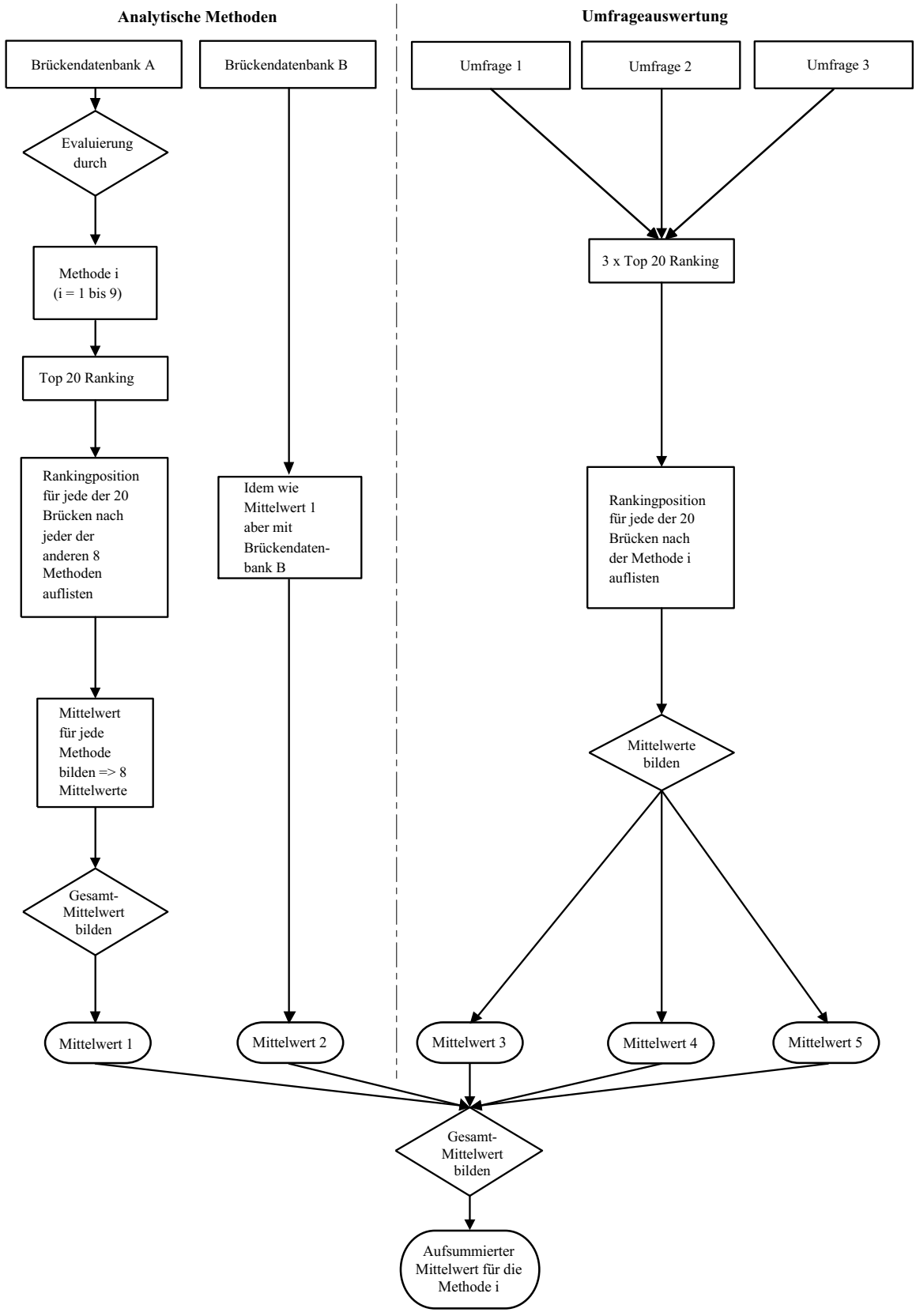


Abbildung 5.2: Bestimmung des aufsummierten Mittelwertes für eine Methode i

Tabelle 5.7: Vergleich der Klassifizierungsmethoden in der MCEER Studie

Bewertungsmethode	Methoden für Dauphins Brücken	Methoden für Cumberlands Brücken	PennDOT Umfrage für Dauphin	PennDOT Umfrage für Cumberland	EMS Umfrage für Dauphin	aufsummierter Mittelwert
Babaei and Hawkins	86,7	72,0	79,3	105,5	133,3	95,4
Modified B and H	79,2	69,0	67,0	75,7	135,0	**85,2**
Buckle	46,6	114,0	96,0	91,5	182,5	106,2
Modified Buckle	48,0	115,6	99,5	104,1	184,9	110,4
Caltrans	58,4	59,4	77,5	96,3	171,4	92,6
Montana	78,3	66,8	56,7	55,6	118,5	**75,2**
Nevada	52,9	66,4	73,2	89,8	164,2	89,3
Missouri	66,5	80,5	66,8	77,9	150,1	88,3
IDOT	54,3	65,1	66,9	68,0	108,0	**72,5**

- **Modified Babaei and Hawkins**

$$C = [RN_{carry}\,(DL_{carry} \cdot N_{carry})] + UT_{carry} + \frac{2}{3}\,[RN_{cross} \cdot\,(DL_{cross} \cdot N_{cross})] + \frac{1}{4}\left[\frac{ADT_{carry}}{6000} \cdot L\right]^{0,25} \tag{5.2}$$

mit:

C = Kritischer Faktor

RN_{carry} = Faktor für den Straßentyp:
1,0 : Bundesstraße oder bestätigte Notfallroute
0,8 : alle andere Straßen

DL_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung der Umleitungslänge für den Verkehr über die Brücke:
1,0 : Umleitungslänge $>$ 16,0 km
0,8 : 5 km $\leq$ Umleitungslänge $\leq$ 16 km
0,7 : Umleitungslänge $<$ 5 km

N_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung des kritische Verkehrsaufkommnens der Straße über die Brücke:
$\left(\frac{ADT_{carry}}{6000}\right)^{0,25}$
0,8 für Brücken mit Schienenverkehr

ADT_{carry} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr (DTV) auf der Brücke (engl. Average Daily Traffic)

UT_{carry} = Faktor für das Vorhandensein von Versorgungsleitungen (z.B. Wasser und Strom) auf der Brücke:
1,0 : Brücken mit wichtigen Versorgungsleitungen
0 : alle anderen Brücken

RN_{cross} = Faktor für den Straßentyp unterhalb der Brücke:
0,8 : alle Straßen
0 : wenn keine Straßen unter der Brücke hindurchlaufen

N_{cross} = Faktor zur Berücksichtigung des kritischen Verkehrsaufkommnens der Straße unter der Brücke:
$\left(\frac{ADT_{cross}}{6000}\right)^{0,25} > 1$

DL_{cross} = Faktor zur Berücksichtigung der Umleitungslänge für den Verkehr unter der Brücke:
1,0 : Umleitungslänge > 16,0 km
0,8 : 5 km ≤ Umleitungslänge ≤ 16 km

ADT_{cross} = DTV der Straße unter der Brücke

L = Länge der Brücke [m]

- **Montana**

$$C = [RT_{carry}(DL_{carry} \cdot N_{carry})] + \frac{2}{3}(RT_{cross} \cdot N_{cross}) + 0,34\left[\left(\frac{ADT_{carry}}{6000}\right) \cdot L\right]^{0,25} + RV_{cross} \tag{5.3}$$

mit:

C = Bedeutungswert der Brücke

RT_{carry} = Faktor für den Straßentyp:
1,1 : Bundesautobahnen
0,8 : alle anderen Straßen

DL_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung der Umweglänge für die Straße über die Brücke:
1,2 : Umweglänge > 155 km
1,0 : 80 km < Umweglänge ≤ 155 km
0,9 : 15 km < Umweglänge ≤ 80 km
0,8 : 5 km ≤ Umweglänge ≤ 15 km
0,7 : Umweglänge < 5 km

N_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung des kritischen Verkehrsaufkommnens der Straße über die Brücke:
$\left(\frac{ADT_{carry}}{6000}\right)^{0,25} \geq 1$

ADT_{carry} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr auf der Brücke

L = Länge der Brücke [m]

RT_{cross} = Faktor für den Straßentyp, der unter der Brücke hindurchführt:
1,0 : Bundesstraßen

0,8 : alle anderen Straßen

N_{cross} = Faktor zur Berücksichtigung des kritischen Verkehrsaufkommnens der Straße unter der Brücke: $\left(\frac{ADT_{cross}}{6000}\right)^{0,25} \geq 1$

DL_{cross} = Faktor zur Berücksichtigung der Umweglänge für die Straße unter der Brücke:
1,2 : Umweglänge $>$ 155 km
1,0 : 80 km $<$ Umweglänge $\leq$ 155 km
0,9 : 15 km $<$ Umweglänge $\leq$ 80 km
0,8 : 5 km $\leq$ Umweglänge $\leq$ 15 km
0,7 : Umweglänge $<$ 5 km

RV_{cross} = $3,28 \cdot 10^{-3} \cdot L$

L = Brückenlänge [m]

ADT_{cross} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr der Straße unter der Brücke

- **IDOT**

$$I = 0,69 \cdot Verkehrsaufkommmen + 0,15 \cdot Notfallroute + 0,10 \cdot Umweg + 0,05 \cdot Verteidigungsroute + 0,01 \cdot Versorgung \quad (5.4)$$

mit:

$Verkehrsaufkommen$ = $\frac{[ADT_{on} \cdot (L+72) + ADT_{under} \cdot (B+72)]}{1.546.400}$

$Umweg$ = $\frac{(ADT_{on} \cdot DetourLength_{on})}{100.000} + 0,39\frac{(ADT_{under} \cdot DetourLength_{under})}{100.000} + 15 \cdot I_{NW} + 5 \cdot I_{RR}$

ADT_{on} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr auf der Brücke,

ADT_{under} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr unter der Brücke,

I_{NW} = 1 : Brücken über befahrenen Gewässern,

I_{RR} = 1 : Brücken über Schienenverkehrstraßen,

$Notfallroute$ = Wurde vom Bericht nicht berücksichtigt und wird hier nur der Vollständigkeit halber angegeben,

$Verteidigungsroute$ = 0,8 : Prioritätsroute auf der Brücke,
0,2 : Prioritätsroute unter der Brücke,
0,7 : sekundäre Route auf der Brücke,
0,1 : sekundäre Route unter der Brücke,
0 : wenn nicht Teil einer Verteidigungsroute,

$Versorgung$ = 1 : wenn Versorgungsleitungen über die Brücke führen.

5.2.3.4 Von MCEER empfohlene Berechnungsweise der Brückenbedeutung

Die drei Methoden „Modified Babei & Hawkins“, „Montana“ und „IDOT“, die im ersten Vergleich die beste Näherung ergaben, wurden modifiziert, um den aufsummierten

Mittelwert zu minimieren. Dafür wurden sowohl die PennDOT wie die NYSDOT Datenbanken benutzt. Eine Modifizierung der „Montana Methode“ erwies sich als beste Lösung und wurde als Klassifizierungsmethode in allen Bundestaaten akzeptiert. Nur Illinois und Washington sprachen sich gegen den Wegfall eines Faktors, der eine Notfallroute berücksichtigt, aus. Da diese Information nicht in allen Brückendatenbanken der USA vorliegt, wurde empfohlen, dass diejenigen Staaten, die über sie verfügen, den Bedeutungswert der Brücke um 10% erhöhen. Weil es sich bei dieser Methode um eine relative Aussage des Brückenrangs bezüglich zum Rest der Brücken der Datenbank handelt, muss darauf geachtet werden, die Modifizierung einheitlich für alle Brücken in einer Datenbank durchzuführen. Die endgültige vorgeschlagene Berechnungsformel lautet:

$$\begin{aligned} C = {} & ER \cdot \left[RT_{carry}\left(DL_{carry} \cdot N_{carry}\right)\right] + 0,6\left(RT_{cross} \cdot N_{cross}\right) \\ & + 0,34\left[\left(\frac{ADT_{carry}}{AveADT}\right)L\right]^{0,25} + RV_{cross} \end{aligned} \tag{5.5}$$

mit:

C = Bedeutungswert der Brücke,

ER = 1,1: wenn es sich um eine Notfallroute handelt,
1,0: alle andere Fälle oder bei fehlenden Information,

RT_{carry} = Faktor für den Straßentyp:
1,1 : Bundesautobahnen
0,9 : alle anderen Straßen

DL_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung der Umweglänge der Straße über die Brücke:
1,2 : Umweglänge $>$ 155 km,
1,0 : 80 km $<$ Umweglänge $\leq$ 155 km,
0,9 : 15 km $<$ Umweglänge $\leq$ 80 km,
0,8 : 5 km $<$ Umweglänge $\leq$ 15 km,
0,7 : Umweglänge $\leq$ 5 km,
1,0 : Brücken, die Schienenverkehr tragen,

N_{carry} = Faktor zur Berücksichtigung des kritischen Verkehrsaufkommnens auf der Brücke:
$\left(\frac{ADT_{carry}}{AveADT}\right)^{0,25}$
0,8 für Brücken, die Schienenverkehr tragen,

ADT_{carry} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr auf der Brücke,

$AveADT$ = Durchschnittlicher DTV.

RT_{cross} = Faktor für den Straßentyp unterhalb der Brücke:
0,8 : alle Straßen,
0,0 : wenn keine Straßen unter der Brücke hindurchführen,

N_{cross} = Faktor zur Berücksichtigung des kritischen Verkehrsaufkommens unter der Brücke:
$\left(\frac{ADT_{cross}}{AveADT}\right)^{0,25}$,

ADT_{cross} = Durchschnittlicher täglicher Verkehr unter der Brücke,

L = Länge der Brücke [m],

RV_{cross} = Verhältnis der Brückenlänge zu der maximalen in der Datenbank auftretenden Brückenlänge $\frac{L}{L_{max}}$.

Für die Bedeutungsklassen wurde die dreistufige Einteilung der AASHTO LRFD in „Essentielle“, „Kritische“ und „Übliche“ Brücken gewählt. Da die Gleichung dieser Methode nur aus den gewichteten Daten der Brücke besteht, sind die Ergebnisse für den Bedeutungsfaktor C nicht nach oben beschränkt. Folglich ist eine globale Aussage über die zu dem errechneten Wert gehörende Bedeutungsklasse bei dieser Methode nicht möglich. Es kann lediglich auf einen relativen Wert über einen Vergleich mit allen Brücken der Datenbank geschlossen werden, indem dafür den prozentualen Rang

$$BRP = \frac{Gesamtanzahl\,der\,Brücken - Rang\,der\,zu\,untersuchenden\,Brücke}{Gesamtanzahl\,der\,Brücken} 100 \quad (5.6)$$

der zu untersuchenden Brücke bezüglich der Gesamtheit der Datenbank betrachtet wird. Die gewählten Grenzen ergeben folgende Klasseneinteilung in Anlehnung an AASHTO LRFD [AASHTO 1998]:

- “Esentielle” Brücke: Rang $\geq$ 95% Fraktile
- “Kritische” Brücken: Rang $\geq$ 65 % Fraktile
- “Übliche” Brücken : Rang $<$ 65% Fraktile

5.2.3.5 Kanadische Methode

Ein weiterer interessanter Ansatz soll an dieser Stelle noch ergänzend erwähnt werden. Im Rahmen der kanadischen Evaluierungsmethode der seismischen Vulnerabilität einer Brücke wird die Bedeutung der Brücke GIC_{NS} wie folgt errechnet [Filiatrault u. a. 1994]:

$$GIC_{NS} = 0,3 \cdot NSI_1 + 0,25 \cdot NSI_2 + 0,2 \cdot NSI_3 + 0,15 \cdot NSI_4 + 0,1 \cdot NSI_5 \quad (5.7)$$

Die Faktoren NIS_i sind der Tabelle 5.8 zu entnehmen. Die Bestimmung des Bedeutungsfaktors für Brücken erfolgt hierbei durch eine gewichtete Summenbildung. Die einzelnen Faktoren entsprechen denen aus den USA, wobei eine feinere Unterteilung nach Straßentyp erfolgt, was eine genauere Differenzierung und Klassifizierung der Brücken erlaubt.

5.2.3.6 Defizite der vorgestellten Methoden

Die im vorige Kapitel vorgestellten Bewertungsmethoden zur Ermittlung der Brückenbedeutung weisen einige Defizite in der Anwendbarkeit auf, die im Rahmen dieser Arbeit behoben wurden. Zum Einen ergibt die resultierende Berechnungsformel aus der MCEER Studie [Thomas u. a. 1998] immer nur eine relative Bedeutung im Vergleich zu den anderen in der Datenbank vorhandenen Brücken an. Damit lässt sich z.B. nicht eine einzelne Brücke hinsichtlich ihre infrastrukturellen Bedeutung auswerten und eine Einordnung in die drei Bedeutungsklassen nach Eurocode 8 - Teil 2 ist demnach auch nicht möglich. Zum Anderen ist die Unterscheidung nach Straßentyp nicht fein genug, um eine wirklich differenzierte Aussage zu erhalten. Ein weiterer fehlender Aspekt ist die Berücksichtigung

Tabelle 5.8: Bedeutung der Faktoren der kanadischen Formel

NSI_1	Brücken-Straßentyp Index: 2,5 : Kreis-, Gemeinde- oder Sammelstraße 5,0 : Landstraße 7,5 : Bundesstraße 10,0 : Bundesautobahn
NSI_2	Umweg Index: $\frac{Umweglaenge X_L}{200} \cdot 10 \leq 10$
NSI_3	Durchschnittlicher täglicher Verkehr (Autos/Tag): 0 : $<$ 10.000 2,0 : 10.001 - 30.000 3,5 : 30.001 - 50.000 5,0 : 50.001 - 70.000 6,5 : 70.001 - 90.000 7,5 : 90.001 - 110.000 8,5 : 110.001 - 130.000 9,0 : 130.001 - 150.000 9,5 : 150.001 - 170.000 9,9 : 170.001 - 190.000 10,0 : $>$ 190.000
NSI_4	Überquerter Straßentyp Index: 0 : Kreis-, Gemeinde- oder Wasserweg 3,0 : Sammelstraße 6,0 : Landstraße 8,0 : Bundestraße 10,0 : Bundesautobahn 10,0 : Aktive Bahnstrecke 10,0 : Aktive Wasserverkehrsstraße
NSI_5	Service Index. Gefahr der Unterbrechung einer wichtigen Versorgungsleitung: 0 : keine 2,0 : Telefonleitung 4,0 : Stromleitung 6,0 : Gasleitung 8,0 : Wasserleitung

der Umweglänge für die unter der Brücke verlaufende Straße. Darüber hinaus kam in den letzten Jahren in den USA auch zunehmend Kritik bezüglich der Wichtungsfaktoren auf, die sich als nicht ausgewogen genug herausgestellt haben. Dieser Aspekt ist auch bei der

kanadischen Methode zu berücksichtigen.

Der Term $0,34 \cdot \left(\frac{ADT_{carry}}{AveADT}\right)^{0,25}$ in der amerikanischen Bewertungsmethode gibt Auskunft über das durchschnittliche Verkehrsaufkommen über der Brücke bezogen auf das durchschnittliche Verkehrsaufkommen aus allen Brücken der Datenbank. Ziel ist es aber, eine Methode zu entwickeln, die eine globale Aussage für eine Brücke macht. Der Einfluss des DTV wird überdies über eine Modifizierung der Wichtigkeit der Straße berücksichtigt. Der Term RV_{cross}, der die Länge der Brücke bezogen auf die maximal in der Datenbank auftretenden Brückenlänge gibt, kann ebenfalls nicht für eine Einzelbetrachtung herangezogen werden. Diese Information sollte stattdessen über einen entsprechenden Faktor, der in die Umweglänge eingeht, berücksichtigt werden.

5.2.3.7 Identifizierung der relevanten Parameter

Basöz und Kiremidjian definieren konzeptuell in ihrer Arbeit [Basöz u. Kiremidjian 1995] das Wichtigkeitskriterium I als Funktion von sechs Primärfaktoren, die allerdings nicht weiter spezifiziert und quantifiziert werden:

$$I = (S, E, G, Q, L, H) \tag{5.8}$$

mit:

S = Öffentliche Sicherheit: Berücksichtigt den Verlust von Menschenleben auf der Brücke oder unter ihr in Folge eines Einsturzes.
E = Systemantwort im Notfall: Stellt das Ausmaß dar, das direkt nach dem Erdbebenereignis ein Brückenversagen für die Notfalldienste hat, deren Routen über bzw. unterhalb der Brücke verlaufen.
G = Langfristige ökonomische Folgen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit der Brücke.
Q = Verteidigungsroute: Gibt die Wichtigkeit der Brücke in einem Verteidigungsnetzplan an.
L = Interaktion mit anderen lebenswichtigen Verbindungen und den möglichen Ausfall von letzteren beim Brückenabsturz.
H = Berücksichtigt die historische Bedeutung der Brücke.

Folgend wird die Eignung dieser Primärfaktoren für die im nächsten Kapitel vorgestellte neue Bewertungsmethode und deren Anforderungen diskutiert, sowie die von der amerikanischen und kanadischen Methode benutzten Parameter hinsichtlich ihrer Tauglichkeit untersucht. In den Fällen, wo dies nicht der Fall ist, werden Vorschläge für Ergänzungen bzw. Modifizierungen gemacht.

Primärfaktor S: Die Erfassung des potentiellen Verlustes von Menschenleben als direkte Folge der Zerstörung der Brücke ist durch den durchschnittlichen täglichen Verkehr nur bedingt erfassbar, weil durch diesen nicht die während des Erdbebens tatsächlich vorhandene Anzahl von Menschen auf und unter der Brücke berücksichtigt werden. Die Bestimmung dieser genaueren Zahl stellt sich aber als eine zeitaufwändige, wenn nicht

unmögliche Aufgabe dar, die im Rahmen des Vulnerabilitätsbewertungssystems, in dem die Bedeutungsklassifizierung später implementiert wird, nicht möglich ist. Deshalb wird in der vorgestellten Methode vereinfachenderweise mit dem DTV bezogen auf den für den Straßentyp maximal gemessenen DTV gearbeitet.

An dieser Stelle wird dennoch der Entwurf eines Faktors geschildert, der die potentiellen Todesopfer als direkte Folge eines Brückeneinsturzes etwas genauer abschätzt. Da die Eingangsgrößen für diesen Faktor teilweise schwer zu ermitteln sind, wurde auf eine Integration des Vorgehens in die neue Bewertungsmethode hier verzichtet. Zuerst muss anhand der Erdbebenzone die mittlere Dauer eines Erdbebens, hier als T_{me} [s] definiert, festgestellt werden. Mit $DA_{Kfz} = \frac{DTV[Kfz/24\text{ h}] \cdot T_{me}[\text{s}]}{86.400\text{ s}}$ ergibt sich die durchschnittliche Anzahl der über die Brücke während des Erdbebens an einer imaginären oder tatsächlich vorhandenen Zählstelle vorbeifahrenden Autos. Das ergibt somit zunächst nur einen Punkt. Um die Anzahl der Autos festzulegen, die sich während der Dauer des Bebens auf der Brücke befinden, wird DA_{Kfz} durch die Nutzfläche der Brücke dividiert und mit der durchschnittlichen Grundfläche eines Kfz samt Abstandsflächen zum vorausfahrenden und hinterherfahrenden Kfz multipliziert. Wird dieser Wert mit dem durchschnittlichen Besetzungsgrad der Autos ϱ_{kfz} [Personen/Kfz] multipliziert, so ergibt sich eine durchschnittliche Anzahl von direkten Todesopfern infolge eines Brückeneinsturzes.

$$S_{oben} = \frac{DA_{Kfz} \cdot A_{Kfz}[\text{m}^2]}{A_{kfzSpuren}[\text{m}^2]} \cdot \varrho_{kfz} \tag{5.9}$$

Handelt es sich um eine Brücke, über die Schienenverkehr geführt wird, so ist die Gleichung 5.9 zu erweitern:

$$S^*_{oben} = \frac{DA_{Kfz} \cdot A_{Kfz}[\text{m}^2]}{A_{KfzSpuren}[\text{m}^2]} \cdot \varrho_{kfz} + \frac{DA_{Schf} \cdot A_{Schf}[\text{m}^2]}{A_{SchfSpuren}[\text{m}^2]} \cdot \varrho_{Schf} \tag{5.10}$$

mit:

DA_{Kfz} = Durchschnittliche Anzahl der Kraftfahrzeuge, die während der durchschnittlichen Dauer eines Erdbebens T_{me} über die Brücke fahren: $DA_{Kfz} = \frac{DTV[Kfz/24\text{h}] \cdot T_{me}[\text{s}]}{86.400\text{ s}}$,

A_{Kfz} = Durchschnittliche Fläche [m^2] eines Kraftfahrzeugs,

$A_{kfzSpuren}$ = Durchschnittliche Fläche [m^2] der gesamten Anzahl der Spuren auf der Brücke,

ϱ_{kfz} = Durchschnittliche Anzahl von Personen/Kfz,

DA_{Schf} = Durchschnittliche Anzahl der Schienenfahrzeuge, die während der durchschnittliche Dauer eines Erdbebens T_{me} über die Brücke fahren: $DA_{Schf} = \frac{DTV[Schf/24\text{h}] \cdot T_{me}[\text{s}]}{86400\text{ s}}$,

A_{Schf} = Durchschnittliche Fläche [m^2] eines Schienenfahrzeugs,

$A_{SchfSpuren}$ = Durchschnittliche Fläche der gesamten Anzahl der Spuren für Schienenverkehr auf der Brücke,

ϱ_{Schf} = Durchschnittliche Anzahl von Personen pro Schienenfahrzeug.

Bei dieser Berechnung wird fließender Verkehr während des Erdbebens vorausgesetzt. Ist dies z.B. bei Stoßzeiten mit Stau nicht der Fall, so wird über den DTV eine zu niedrige

Anzahl vorhandener Fahrzeuge auf der Brücke ermittelt. Ein geeigneter Sicherheitsfaktor zur Modifizierung der Gleichung 5.9, bzw. Gleichung 5.10 ist dann dementsprechend festzulegen. Die potenzielle Anzahl von Todesopfern auf der unter der Brücke verlaufenden Straße ist analog zu berechnen.

$$S = S_{oben} + S_{unten} \tag{5.11}$$

Primärfaktor E: Die Folgen des Brückeneinsturzes für die Rettungsmannschaften unmittelbar nach dem Erdbebenereignis wie z.B. Versperrung der Wege, wird über die Umweglängen erfassbar. Damit wird die Entfernung berücksichtigt, nicht aber die Zeit, welche ausschlaggebend für den Einsatz der Rettungsmannschaften ist. Z.B. wird ein Krankenwagen, der auf eine Bundesstraße fährt und über die Brücke fahren muss, bei derselben Umweglänge erheblich weniger behindert, wenn der Verkehr der Brücke über eine Autobahn umgeleitet wird, als wenn die Umleitung über eine Landstraße erfolgt. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit zwei Faktoren zu berücksichtigen, die folgende Größen erfassen:

- Umweglänge
- Verhältnis des Straßentyps über der Brücke zu dem Straßentyp, über den der Verkehr umgeleitet wird.

Die Zusammensetzung dieser beiden Faktoren wird im nächsten Kapitel bei der selbst entwickelten Klassifizierungsmethode erläutert.

Primärfaktor G: Die langfristigen sozioökonomischen Folgen der Zerstörung einer Brücke für den Verkehr lassen sich über die Umweglänge und das Verhältnis der Straßenkategorie über der Brücke zu der Straßenkategorie, auf die der Verkehr umgeleitet wird, berücksichtigen. Auf diese Weise können die ökonomischen Folgen von verspäteten Lieferungen oder verspätetem Ankommen am Arbeitsplatz abgeschätzt werden.

Die wirtschaftlichen Folgen der Brückenzerstörung selbst müssen über die Ersetzungskosten des Bauwerks erfasst werden. Diese sind abhängig von einer großen Anzahl von Parametern, wie z.B. der Abmessung der Brücke, dem benötigten Bauverfahren in Abhängigkeit vom Vorhandensein von unter der Brücke verlaufenden Infrastrukturen und den aktuellen Baustoffpreisen. Demzufolge stellt die Erfassung dieser Einflüsse einen enormen Aufwand dar, der im Rahmen dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden kann.

Primärfaktor Q: Die Berücksichtigung der Verteidigungsrouten durch diesen Primärfaktor ist in der Praxis nicht möglich, weil die notwendigen Informationen dem Ingenieur nicht vorliegen, da diese vom Militär wegen der nationalen Sicherheit streng geheim gehalten werden.

Primärfaktor L: Das Ausfallen von sogenannten „Lifelines“, wie Wasser- oder Stromleitungen wird im Eurocode 8 nicht berücksichtigt. Ein möglicher Ansatz und entsprechende Wichtungsfaktoren sind in der kanadischen Methode [Filiatrault u. a. 1994] zu finden. Im Rahmen des vorgestellten Konzeptes wird von genügend Rückfallebenen ausgegangen und dieser Faktor außer acht gelassen.

Primärfaktor H: Die historische Bedeutung wird im Eurocode 8 ebenfalls nicht berücksichtigt und dementsprechend auch hier außer acht gelassen.

5.2.4 Neue verbesserte Methode zur Bestimmung der Bedeutung von Brücken

5.2.4.1 Ziele und Anforderungen

Ziel ist es, eine Bewertungsmethode zu entwickeln, mit dem eine sichere Zuordnung der Brücken zu einer der drei Brückenklassen im Eurocode 8 - Teil 2 möglich ist. Dabei sollte die systematische Bewertung auf einem empirischen Ansatz basieren und nicht der subjektiven Entscheidung des Ingenieurs überlassen werden. Abbildung 5.3 zeigt die Merkmale, die die Bewertungsmethode aufweisen soll.

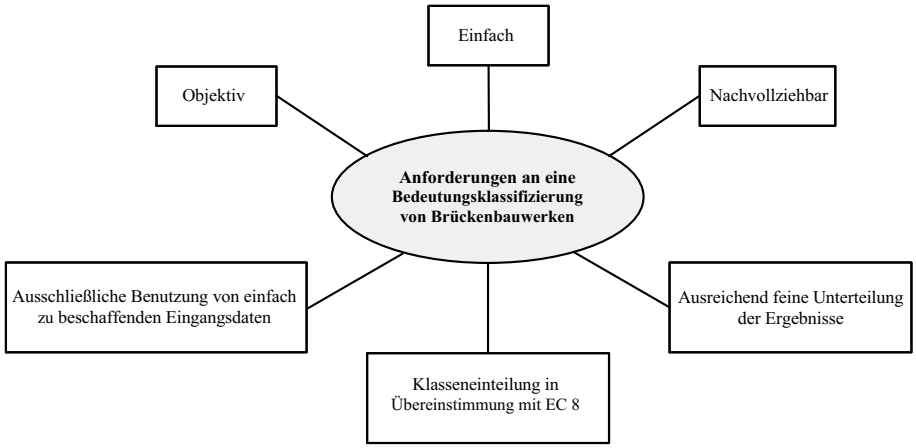


Abbildung 5.3: Anforderungen an die Bewertungsmethode

5.2.4.2 Vorgeschlagene Bewertungsmethode

Aufgrund einer modifizierte Version der Gleichung 5.5 und unter Berücksichtigung der im Abschnitt 5.2.4.1 dargestellten Anforderungen, sowie der im Abschnitt 5.2.3.7 erläuterten Faktoren wird folgende Methode zur Berechnung der Bedeutung einer Brücke vorgeschlagen. Die von einigen kritischen Gutachtern [Babaei u. Hawkins 1991] aufgezeigten Mängel in der für die USA vorgeschlagenen Methode wurden weitestgehend in der hier vorgestellten Methode berücksichtigt und die Defizite beseitigt. Das Ergebnis der Bedeutung I liegt zwischen 0 und 1, wobei 0 für die kleinste Bedeutung und 1 für die höchste steht.

$$\begin{aligned} I = 0,7 \cdot & \left[ST_{oben} \cdot \left(\frac{DTV_{oben}}{DTV_{maxoben}} \right)^{0,25} \cdot UL_{oben} \cdot ESU_{oben} \right] \\ + 0,3 \cdot & \left[ST_{unten} \cdot \left(\frac{DTV_{unten}}{DTV_{maxunten}} \right)^{0,25} \cdot UL_{unten} \cdot ESU_{unten} \right] \end{aligned} \tag{5.12}$$

Die Beiwerte für die Berechnungsformel sind in Tabelle 5.9 angegeben. Die Formel besteht aus zwei Termen, wobei der erste Term die Bedeutung der Straße und des Verkehrs auf der

Tabelle 5.9: Beiwerte für die Bedeutungsklassifizierung

ST_{oben}	Faktor für den Straßentyp über der Brücke:	
	Autobahn	1,0
	Aktive Bahnstrecke	1,0
	Bundesstraße	0,8
	Landstraße	0,6
	Sammelstraße	0,3
	Kreis- oder Gemeindestraße	0,1
DTV_{oben}	Durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen der Straße über der Brücke	Zählstelle [BASt 2005b]
$DTV_{maxoben}$	Maximal ermitteltes durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen für die Straßenart über der Brücke	siehe Tab. 5.11
UL_{oben}	Umweglänge für die Straße über der Brücke: $UL_{oben} = \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{x[\text{km}]}{150}\right)$, mit x = Entfernung	
ESU_{oben}	Einfluss des Verhältnisses des Straßentyps über der Brücke zum Straßentyp der Umleitung:	
	Autobahn über Autobahn umgeleitet	0,8
	Autobahn über alle anderen umgeleitet	1,0
	Bundestraße/Landstraße über Autobahn	0,8
	Bundestraße/Landstraße über Bundestraße/Landstraße	0,8
	Bundestraße/Landtraße über niedrigere Straßen	1,0
ST_{unten}	Faktor für den Straßentyp unter der Brücke:	
	Autobahn	1,0
	Aktive Bahnstrecke	1,0
	Aktive Wasserstrecke	1,0
	Bundesstraße	0,8
	Landstraße	0,6
	Sammelstraße	0,3
	Kreis- oder Gemeindestraße	0,1
DTV_{unten}	Durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen der Straße unterhalb der Brücke	Zählstelle [BASt 2005b]
$DTV_{maxunten}$	Maximal ermitteltes durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen für die Straßenart unter der Brücke	siehe Tab. 5.11
UL_{unten}	Umweglänge für die Straße unterhalb der Brücke: $UL_{unten} = \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{x[\text{km}]}{150}\right)$, mit x = Entfernung	
ESU_{unten}	Einfluss des Verhältnisses des Straßentyps unterhalb der Brücke zum Straßentyp der Umleitung:	
	Autobahn über Autobahn umgeleitet	0,8
	Autobahn über alle anderen umgeleitet	1,0
	Bundestraße/Landstraße über Autobahn	0,8
	Bundestraße/Landstraße über Bundestraße/Landstraße	0,8
	Bundestraße/Landtraße über niedrigere Straßen	1,0

Brücke beschreibt, und der zweite Term die Bedeutung und den Verkehr der überquerten Straße. Beide Terme werden getrennt betrachtet und addiert, weil keine direkte Beeinflussung zwischen ihnen existiert. Jeder der Terme bestimmt sich aus der Multiplikation von vier Faktoren, die jeweils Folgendes berücksichtigen:

- ST: Straßentyp
- $\frac{DTV}{DTV_{max}}$: DTV der untersuchten Straße bezogen auf den maximal ermittelten DTV der jeweiligen Straßenart
- UL: Umweglänge
- ESU: Einfluss des Straßentyps der Umleitung

Zuerst wird das Verhältnis der Bedeutung des Verkehrs auf der Brücke zu dem Verkehr der überquerten Straße bestimmt. Hierbei wird die Tatsache berücksichtigt, dass der Verkehr der Straße, die unter der Brücke hindurchläuft, im Falle eines Brückeneinsturzes nur für die Räumungszeit behindert wird, während der Verkehr der über die Brücke verlaufenden Straße bis zur Sanierung oder bis zum Wiederaufbau längere Zeit behindert wird. In der Arbeit von Thomas u. a. [1998] lässt sich das Verhältnis 1:0,6 finden. In einem dem Bericht von Babaei u. Hawkins [1991] beigefügten Brief, schlägt Priestley das Verhältnis 1:0,5 zwischen den beiden Verkehrsarten vor. Dies entspricht 66,66% zu 33,33% und beruht auf den Auswertungen von Expertenbefragungen in den USA. In der vorliegenden Arbeit wird die Bedeutung des Verkehrs über der Brücke zu dem Verkehr unterhalb auf 70% zu 30% aufgerundet, was einem Verhältnis von 1:0,43 entspricht.

Innerhalb beider Terme wird der Straßentyp als maßgebender Faktor gewählt, weil im Eurocode 8 - Teil 2 die Einstufung von Brücken in Kategorien hauptsächlich anhand der Straßenart erfolgt. Die zugewiesen Werte, die zwischen 0 und 1 liegen, werden dann mit den anderen Faktoren $\frac{DTV}{DTV_{max}}$, UL und ESU modifiziert, die ebenfalls zwischen 0 und 1 liegen. Die Bewertung der Wichtigkeit der Straße sowohl ober- wie unterhalb der Brücke wird aus der in der kanadischen Methode vorgenommenen Unterteilung übernommen, die eine viel feinere Differenzierung des Straßentyps als im Technischen Bericht des MCEER erlaubt. Der wichtigsten Straßenart wird hierbei die Punktzahl 1 gegeben.

Der tatsächliche DTV-Wert wird auf den für diesen Straßentyp maximal auftretenden DTV bezogen. Somit wird einerseits eine Normierung erreicht und anderseits werden unterschiedliche Verkehrsaufkommen bei demselben Straßentyp berücksichtigt, was sich auch in der Methode nach dem CALTRANS [1992] finden lässt. Das Verhältnis der DTVs wird mit $1/4$ potenziert. Damit wird der Einfluss des Faktors gesteuert, der sonst wegen Multiplikation sehr extrem ausfallen kann. Bis $x = 0,1$ steigt die Funktion schnell bis auf den Wert $y = 0,56$ um dann ab hier abgeflacht bis zum Wert 1 zu verlaufen. Dies bedeutet, dass bis zu einem Verhältnis vom $DTV/DTV_{max} > 10\%$ eine Modifizierung der Bedeutung von maximal (1-0,56)= 44% stattfindet und für kleinere Werte eine überproportionale Modifikation erfolgt. Um diesem unerwünschten Effekt entgegenzuwirken, wird der untere Grenzwert $(DTV/DTV_{max})^{0,25} \geq 0,6$ gesetzt. Dies erlaubt, eine Autobahnbrücke mit einem $DTV/DTV_{max} \leq 10\%$, einer minimalen Umweglänge und einer Umleitung auf eine

Autobahn, mit einem Bedeutungswert nach Gleichung 5.12 von $I = 0{,}201$ in Klasse II im Sinne des Eurocode 8 - Teil 2 einzuordnen.

In der Tabelle 5.11 werden die maximalen gemessenen Werte des täglichen Verkehrsaufkommens in Deutschland für jedes Bundesland nach Straßentyp aufgelistet. Es wird immer die Kennzeichnung der jeweiligen Straßen angegeben. Die Daten stammen aus aktuellen öffentlich zugänglichen Verkehrszählungen der Bundesanstalt für Straßenwesen [BASt 2003]. Zur Orientierung für die Entwicklung werden die Veränderungen zu der Verkehrsmessung von 1998 beigefügt. Es sei hier angemerkt, dass nicht für jedes Bundesland Daten über jeden Straßentyp vorliegen. Diese Daten werden hier für den Fall gegeben, dass dem berechnenden Ingenieur aktuellere Daten nicht vorliegen. Es wird empfohlen, diese nach Möglichkeit zu beschaffen, um Änderungen in den Verkehrsaufkommen infolge Erstellung neuer Straßen zu berücksichtigen.

Die Formel für die Umweglänge gliedert sich in zwei Terme. Mit dem ersten Term, der 0,6 lautet, wird ein Minimum des Einflusses gesichert, so dass bei kleinen Umwegen wegen Multiplikation der Faktoren die Aussage nicht verfälscht wird. Dieser Minimalwert basiert auf dem kleinsten möglichen Wert nach der MCEER Methode für die Umweglänge. Darin betragen die Werte für die Umweglänge minimal 0,7 für Umweglänge ≤ 5 km und maximal 1,2 für Umweglänge > 155 km. Durch eine Normierung des Maximalwertes von 1,2 auf 1,0 reduziert sich der korrespondierende Minimalwert von 0,7 auf 0,6. Der zweite Term ist von der kanadischen Formel für die Umweglänge übernommen worden [Filiatrault u. a. 1994]. Er wurde zudem für Deutschland skaliert, indem der Referenzwert von 200 km auf 150 km heruntergesetzt wurde. Diese Skalierung scheint in Anbetracht des Maximalwertes aus der MCEER Studie durchaus gerechtfertigt. Der Vorfaktor 0,4 des Quotienten ergibt sich aus der Normierung des Faktors für die Umweglänge zu 1.

Die Faktoren ESU_{oben} und ESU_{unten}, die das Verhältnis des betrachteten Straßentyps zu dem Straßentyp über den die betrachtete Straße umgeleitet wird, beschreiben, lassen sich aus den maximal erlaubten Geschwindigkeiten auf diesen Straßen errechnen. Wird eine deutsche Autobahn, auf der die Richtgeschwindigkeit 130 km/h gilt, über eine Bundesstraße umgeleitet, auf der nur 100 km/h gefahren wird, so ergibt sich eine Verlangsamung um 23%, die dem Geschwindigkeitsverhältnis 1:0,8 entspricht. Die Bewertung wird so angepasst, dass der größeren Wichtigkeit von höherrangigen Straßen über niederrrangige Straßen mit dem Maximalwert 1,0 ausgedrückt wird. Umleitungen über gleich- bzw. höherrangige Straßen werden auf der sicheren Seite mit dem Beiwert 0,8 bewertet. Somit wird das zeitliche Ausmaß der Behinderung infolge einer Umleitung pauschal erfasst. Durch Multiplikation mit der Umweglänge wird das Gesamtausmaß infolge einer Umleitung berücksichtigt.

Für den Schienenverkehr sind diese beiden letzten Werte samt der Faktoren für die Umweglänge gesondert zu untersuchen. Für ESU_{oben} und ESU_{unten} ergibt sich ein Wert von 0,8, weil Schienenverkehr zwingend über Schienen, und somit über die gleiche Verkehrswegeart, umgeleitet wird. Die Umleitung des Schienenverkehrs ist aber mit nicht vernachlässigbarem Aufwand verbunden, da es eine Beeinträchtigung des Betriebs der anderen Linien zur Folge hat. Dieser Fall bedarf einer gesonderten Untersuchung, die nicht Gegenstand dieser Arbeit ist, da der Schwerpunkt auf Straßenbrücken liegt.

Falls die Brücke keine Straße überquert, aber ein sonstiges unumgängliches, wichtiges Hindernis (wie z.B. Fluss, tiefes Tal, Bahnstrecke) ist der gesamte zweite Term in Gleichung 5.12 zu 0,3 zu setzen, indem $DTV_{unten} = DTV_{maxunten} = UL_{unten} = ESU_{unten} = 1$ eingesetzt wird.

5.2.4.3 Einordnung der Ergebnisse in die Bedeutungsklassen des Eurocode 8 - Teil 2

Die Ergebnisse der neuen Berechnungsformel 5.12 variieren zwischen 0 und 1. Um die untersuchte Brücke in eine der Bedeutungsklassen des Eurocode 8 - Teil 2 einzustufen, wird zunächst eine Unterteilung der Ergebnisspanne vorgenommen und anschließend die Erfüllung der Hinweise zur Einstufung in der erwähnten Norm überprüft.

Die gewählte Einordnung des Bedeutungsfaktors I in drei Wertebereiche ist in Tabelle 5.10 aufgeführt und wurde anhand der Auswertung des Faktors für zahlreiche Beispiele festgelegt.

Tabelle 5.10: Zuordnung des Bedeutungsfaktors zu den Bedeutungsklassen

Bedeutungsklasse	Faktor
I: weniger als durchschnittliche Bedeutung	$I \leq 0{,}2$
II: durchschnittliche Bedeutung	$0{,}2 < I \leq 0{,}7$
III: überdurchschnittliche Bedeutung	$0{,}7 < I \leq 1{,}0$

Die Unterteilung nach Eurocode 8 wurde bereits im Abschnitt 5.2.2.1 vorgestellt. Dabei ist zu erkennen, dass nur die Einteilung in Klasse II anhand objektiver Anhaltspunkte erfolgt, und darum hier zu Vergleichszwecken benutzt wird. Die Formel wird für vier fiktive Beispiele, für die im Eurocode angegebenen Straßentypen, angewendet. Für den Modifikationsfaktor ESU wird der untere Grenzwert angesetzt, der Quotient aus DTV/DTV_{max} wird mit 80% angenommen und der Modifikationsfaktor UL wird mit 0,76 angegeben, was einer Umweglänge von 60 km entspricht.

- Fall 1: Autobahnbrücke über einen Fluss
  - $ST = 1$
  - $DTV/DTV_{max} = 0,8$
  - $UL = 0,76$
  - $ESU = 0,8$

  $I = 0,7 \cdot (1 \cdot 0,8^{0,25} \cdot 0,76 \cdot 0,8) + 0,3 = 0{,}703 \rightarrow$ Klasse III

- Fall 2: Bundesstraße über einen Fluss
  - $ST = 0,8$
  - $DTV/DTV_{max} = 0,8$

  - $UL = 0,76$
  - $ESU = 0,8$

  $I = 0,7 \cdot (0,8 \cdot 0,8^{0,25} \cdot 0,76 \cdot 0,8) + 0,3 = 0{,}622 \rightarrow$ Klasse II

- Fall 3: Eisenbahnbrücke über einen Fluss
  Es gilt derselbe Wert für den Straßentyp wie im Fall 1.
  $I = 0,703 \rightarrow$ Klasse III

Ein sehr ungünstiger Fall für eine Autobahnbrücke soll ebenfalls überprüft werden. Hierfür wird angenommen, dass der Quotient aus DTV/DTV_{max} nur 10% beträgt und der Modifikationsfaktor UL wird mit 0,613 angesetzt, was einer Umweglänge von nur 5 km entspricht.

- Fall 4: Schwach befahrene Autobahnbrücke über eine Kreisstraße

  - $ST_{oben} = 1$
  - $ST_{unten} = 0,1$
  - $DTV/DTV_{max} = 0,1$
  - $UL = 0,613$
  - $ESU = 0,8$

  $I = 0,7 \cdot (1 \cdot 0,1^{0,25} \cdot 0,613 \cdot 0,8) + 0,3 \cdot (0,1 \cdot 0,1^{0,25} \cdot 0,613 \cdot 0,8) = 0{,}201$
  $\rightarrow$ Klasse II

Die letzten drei Fälle stimmen mit den Vorgaben des Eurocode 8 - Teil 2 überein. Im Fall 1 wird die Differenzierung zwischen Brücken, die eine Autobahn und eine Bundesstraße tragen, deutlich, was sich durch die Einstufung der stark befahrenen Autobahn in die höchste Bedeutungsklasse bemerkbar macht. Die allgemeine Anforderung des Eurocodes, dass alle Autobahnbrücken mindestens in Bedeutungsklasse II einzustufen ist, wird auch durch den Fall 4 erfüllt.

Tabelle 5.11: Maximaler DTV [BASt 2003]

Bundesland	Straßentyp	DTV	Veränderung zu 1998
Hamburg	Autobahn A7	115.121	+ 4,0
	Bundesstraße B4	126.265	+0,8
	Gemeindestraße G	51.044	+0,4
Niedersachsen	Autobahn A1	110.937	2,2
	Bundesstraße B6	22.890	+2,4
Bremen	Autobahn A1	116.206	+3,4
	Bundesstraße B	57.406	3,6
Nordrhein-Westfalen	Autobahn A3	154.936	-4,7
	Bundesstraße B66	37.817	+5,6
	Landstraße L608	42.962	+0,6
Hessen	Autobahn A5	122.000	k.A.
	Bundesstraße B3	36.332	+1,6
Rheinland-Pfalz	Autobahn A61	91.102	k.A.
	Bundesstraße B9	91.013	k.A.
Baden-Württemberg	Autobahn A8	130.948	+5,5
	Bundesstraße B27	79.560	0,7
	Landstraße L600A	37.024	+12,4
Bayern	Autobahn A9	143.573	+1,5
	Bundesstraße B13	37.932	2,4
	Sammelstraße S2078	22.403	+0,7
Saarland	Autobahn A6	44.076	+4,9
	Bundesstraße B51	18.818	-2,6
	Landstraße L167A	16.491	+3,2
Berlin	Autobahn A 20	207.165	+0,7
	Bundesstraße B1	43.012	1,6
Brandenburg	Autobahn A10	80.452	+2,8
	Bundesstraße B1	26.916	-3,4
	Landstraße L50A	10.366	+6,0
Mecklenburg	Autobahn A19	23.121	k.A.
	Bundesstraße B105	163.756	+4,4
	Landstraße L	10.137	+8,0
Sachsen	Autobahn A4	63.431	+2,2
	Bundesstraße B2	40.931	k.A.
	Sammelstraße S38	19.117	+2,9
Sachsen-Anhalt	Autobahn A9	69.411	+24,8
	Bundesstraße B100	23.659	+2,0
	Landstraße L51	12.927	2
Thüringen	Autobahn A4	59.848	+1,3
	Bundesstraße B88	17.659	k.A.

Kapitel 6

Implementierungen zur Durchführung der Untersuchungsstufen

Bevor die einzelnen Untersuchungsstufen detailliert vorgestellt werden, werden im Folgenden die Implementierungen erläutert, die in der zweiten und dritten Untersuchungsstufe Anwendung finden. Es handelt sich dabei im Wesentlichen um die Bausteine Modellkalibrierung, nichtlineares Materialmodell für Stahlbetonpfeiler und Boden-Bauwerk Interaktion.

6.1 Modellkalibrierung

Durch die Anpassung eines Finite-Element Modells an die Ergebnisse der dynamischen in-situ Messung durch sogenanntes Model-Updating, kann ein realistisches Modell erstellt werden, dass den aktuellen Brückenzustand gut abbildet. Die Berechnung ist dabei zu jedem Zeitpunkt innerhalb des Lebenszyklus möglich. Grundsätzlich können Messungen des Bauwerksverhaltens (Verformungen, Schwingungen) periodisch oder kontinuierlich erfolgen. Bei der periodischen Überwachung wird in regelmäßigen Intervallen eine weitere Messung durchgeführt, während bei der kontinuierlichen Überwachung Sensoren dauerhaft im Tragwerk installiert werden und permanent Daten liefern. In dieser Betriebsart ist es möglich, von der präventiven zeitabhängigen (deterministischen) Untersuchung zu einer zustandsabhängigen (probabilistischen) Überwachungs- und Erhaltungsstrategie zu wechseln. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte allerdings nur eine einmalige Messung, da nicht eine Bauwerksüberwachung, sondern eine Systemidentifikation der Brücke unter ihrem aktuellen Zustand von Interesse war.

Die dynamische Messung der Brücken erfolgten unter laufendem Verkehr, da bei den untersuchten Brücken eine Vollsperrung aufgrund der hohen Verkehrsbelastung unmöglich war. Die Anregung der Brücke infolge Mikroseismik (engl. ambient vibration), Wind und Verkehr reicht in der Regel aus um die ersten dominanten Eigenfrequenzen zu identifizieren. Das Bauwerk nimmt dabei diejenigen Frequenzanteile der Anregung auf, die sich in der Nähe der Bauwerkseigenfrequenzen befinden und setzt diese Energie in Bewegungsenergie um. Die Strukturantwort wird üblicherweise durch eine größere Anzahl von hochsensiblen

Sensoren aufgezeichnet, und die Daten werden im Fall von Schwingungsmessungen aus dem Zeitbereich (Schwinggeschwindigkeit, Beschleunigung) in den Frequenzbereich übertragen. Dazu existieren zahlreiche Methoden, wobei im einfachsten Fall eine sogenannte Fast-Fourier-Transformation (FFT) oder Wavelet-Transformation angewendet wird. Weitere Analyseschritte führen neben den Eigenfrequenzen auch zu Eigenschwingungsformen und Dämpfungskoeffizienten, die als modale Parameter bezeichnet werden. Dieser Vorgang stellt die sogenannte Systemidentifikation dar.

Üblicherweise werten die Standardalgorithmen in Auswerteprogrammen nur die Maximalwerte im Histogramm aus, was oftmals aufgrund des Vorhandenseins von Nebenpeaks fehlerhaft ist. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher zur Identifikation der Eigenfrequenzen im Frequenzband eine statistische Herangehensweise gewählt. Nach dem Aufspüren der signifikanten Frequenzbereiche im Histogramm durch Überprüfung des Überschreitens einer Mindestamplitude, werden die Unter- und Obergrenze des 90% Konfidenzintervalls der signifikanten Frequenzen bestimmt. Anschließend wird durch statistische Berechnung des gewichteten Mittelwertes der Messwerte in diesem Intervall der repräsentative mittlere Frequenzwert $\bar{f}$ berechnet (Abb. 6.1).

$$\bar{f} = \frac{\sum_{i=1}^{m} k_i \cdot f_i}{\sum_{i=1}^{m} k_i} = \sum_{i=1}^{m} h(f_i, \Delta f) \cdot f_i \tag{6.1}$$

mit:

k_i:	Amplitude der Frequenz f_i,
$h(f_i, \Delta f) = \frac{k_i}{n}$:	Relative Häufigkeit der Messwerte,
m:	Anzahl der Klassen,
n:	Gesamtanzahl der Messwerte f_i im Intervall.

Diese Herangehensweise hat sich im Laufe der zahlreichen durchgeführten Brückenmessungen als äußerst robust und zuverlässig erwiesen.

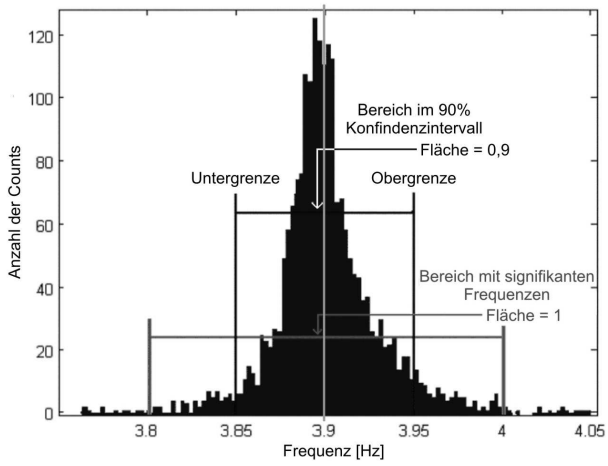


Abbildung 6.1: Identifikation der signifikanten Frequenzen im Histogramm

Im zweiten Schritt wird ein Finite-Elemente Modell des Bauwerks zur Berechnung der modalen Parameter erstellt. Die modalen Parameter des Rechenmodells werden durch

einen Optimierungsalgorithmus an die Messergebnisse angepasst, in dem die Differenzen zwischen den gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen und Eigenvektoren minimiert werden. Dieses angepasste Rechenmodell stellt letztendlich eine sehr gute Näherung des tatsächlichen Bauwerksverhaltens dar. Bei der Kalibrierung werden die Steifigkeiten, die Vorspannungen und die Masseverteilung so lange variiert, bis eine gute Übereinstimmung von Messung und Berechnung vorliegt. Dies kann auf Materialebene wie z.B. dem Elastizitätsmodul oder auf der Substrukturebene z.B. durch Adaption der einzelnen Element-Steifigkeitsmatrizen geschehen. Dieser Vorgang wird als Modellanpassung oder Model-Updating bezeichnet (Abb. 6.2).

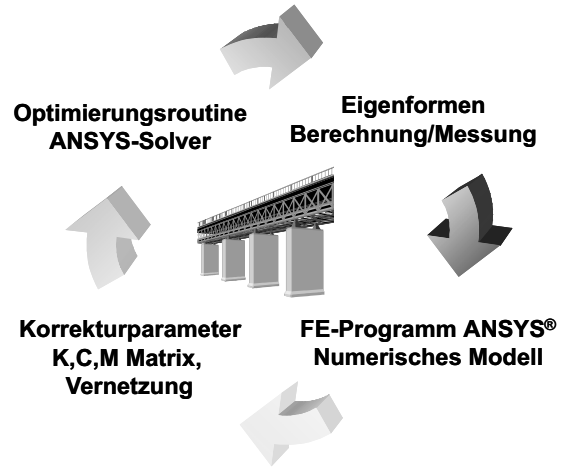


Abbildung 6.2: Ablauf einer Modellkalibrierung

Eine gute Übersicht über weitere und auch komplexere Verfahren zur Systemidentifikation ist im Bericht von Ghanem u. a. [1991] zu finden. Allen gemein sind aber drei grundlegende Annahmen. Es wird ein lineares Strukturverhalten und somit das Vorhandensein von Transferfunktionen vorausgesetzt, die zeitliche Invarianz der modalen Parameter muss gewährleistet sein und eine ausreichende Quantität an Daten während der Identifikation wird benötigt. Die Systemidentifikation mit Hilfe von fortgeschrittenen Algorithmen ist nicht Gegenstand dieser Arbeit, da diese ein enges Sensornetz voraussetzten, dass in der praktischen Anwendung in der Regel unter Verkehr nicht realisierbar ist. In diesem Zusammenhang sollen der Vollständigkeit halber daher nur die wichtigsten genannt werden:

- Method of Random Decrements [Cole 1973] und Ibrahim Time Domain Method [Ibrahim 1977],
- Auto-Regressive Moving Average Method [Cremona 1990],
- Adaptive Recursive Methods [Cremona u. Brandon 1992],
- Subspace Identification Method [Van Overschee u. De Moor 1995].

6.2 Nichtlineares Materialmodell für Stahlbetonpfeiler

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein nichtlineares Materialmodell für Balkenelemente in das FE-Programm ANSYS® [ANSYS Inc. 2005] implementiert. Im Folgenden wird das implementierte Modell vorgestellt.

6.2.1 Fasermodell für ein Timoshenko Balkenelement

Das Fasermodell wird benutzt, um das Materialmodell für ein zweiknotiges Balkenelement nach der Theorie von Timoshenko zu beschreiben. Die geometrische Beschreibung des Balkenquerschnitts geschieht durch bidimensionale Elemente und einaxialen Materialgesetzen für Beton und Stahl. In ANSYS® wurden hierfür das eindimensionale Element BEAM188 mit 6 Freiheitsgraden an jedem Knoten gewählt und für die Abbildung der Querschnittsfläche das 8-knotige PLANE82 Element (Abb. 6.3).

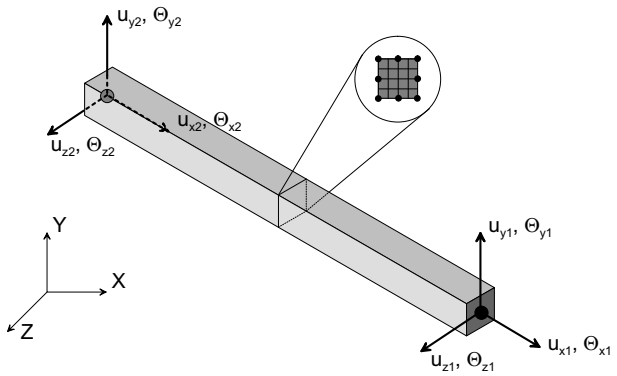


Abbildung 6.3: Balkenelement mit 6 Freiheitsgraden

Die Verzerrungen in axialer und transversaler Richtung in der Faser n berechnen sich wie folgt:

$$(\varepsilon_x)_n = \varepsilon_x - y_n \cdot \phi_z + z_n \cdot \phi_y \tag{6.2}$$

$$(\gamma_y)_n = \gamma_y - z_n \cdot \phi_x \tag{6.3}$$

$$(\gamma_z)_n = \gamma_z + y_n \cdot \phi_x \tag{6.4}$$

mit:

ε_x: Mittlere axiale Dehnung,
y_n und z_n: Abstand zwischen der Faser n und der Mittelfaser,
ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z: Krümmungen ($\phi_x = \frac{d\theta_x}{dx}$, $\phi_y = \frac{d\theta_y}{dx}$ und $\phi_z = \frac{d\theta_z}{dx}$),
γ_y und γ_z: Mittlere Schubverzerrung.

Die Biegemomente M_y,M_z und die Normalkraft N_x werden durch Integration der axialen

Spannungen $(\sigma_x)_n$, die zur Dehnung $(\varepsilon_x)_n$ korrespondieren, berechnet.

$$N_x = \int_S \sigma_x \, dS, \tag{6.5}$$

$$M_y = \int_S z \cdot \sigma_x \, dS, \tag{6.6}$$

$$M_z = -\int_S y \cdot \sigma_x \, dS. \tag{6.7}$$

Die Querkräfte V_y, V_z und das Torsionsmoment M_x werden durch Integration der Schubspannungen $(\tau_y)_n$ und $(\tau_z)_n$ ermittelt, die aus $(\gamma_y)_n$ und $(\gamma_z)_n$ abgeleitet werden:

$$V_y = \int_S \tau_y \, dS, \tag{6.8}$$

$$V_z = \int_S \tau_z \, dS, \tag{6.9}$$

$$M_x = \int_S (y \cdot \tau_z - z \cdot \tau_y) \, dS. \tag{6.10}$$

Für Baustoffe mit einem elastischen Schubverhalten gilt:

$$(\tau_y)_n = \alpha_y \cdot G \cdot (\gamma_y)_n, \tag{6.11}$$

$$(\tau_z)_n = \alpha_z \cdot G \cdot (\gamma_z)_n. \tag{6.12}$$

Dabei ist G der Schubmodul mit $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ und α_y, α_z sind Korrekturfaktoren, um die ungleichmäßige Verteilung der Schubspannungen zu berücksichtigen. Wenn α_y und α_z zu Null gesetzt werden, wird die Faser bei der Berechnung der Momente und Normalkraft berücksichtigt, nicht aber bei den Querkräften.

Das Werkstoffgesetz wird in allen Gausspunkten des Scheibenelementes, welches den Querschnitt abbildet, integriert. Es ist anzumerken, dass die kinematische Hypothese die Krümmung vernachlässigt, und im Falle von Torsion die Verteilung der Schubspannungen nur für Kreisquerschnitte exakt ist. Im elastischen Fall ist diese Verteilung nicht kompatibel mit der Saint-Venant Theorie.

6.2.1.1 Nichtlineares Betongesetz

Das implementierte nichtlineare Materialgesetz beruht auf dem Modell von Hognestad [1951]. Das Modell ermöglicht die Abbildung der Steifigkeitsabnahme nach erfolgter Rissbildung, des unilateralen Verhaltens des Betons bei der Rissschließung und des Steifigkeitsverlustes nach Erreichen der Druckfestigkeit und der Begrenzung des Steifigkeits- und Druckfestigkeitsverlustes. Eine flexible Formulierung für die Öffnungs- und Schließungsfunktion der Risse wurde nach dem Modell von Guedes [1997] integriert.

Für eine monotone Belastung folgt das Materialgesetz einer Parabel mit anschließender linearer Steifigkeitsabnahme. Daran schließt sich ein Plateau mit einer Restdruckfestigkeit (Abb. 6.5) an.

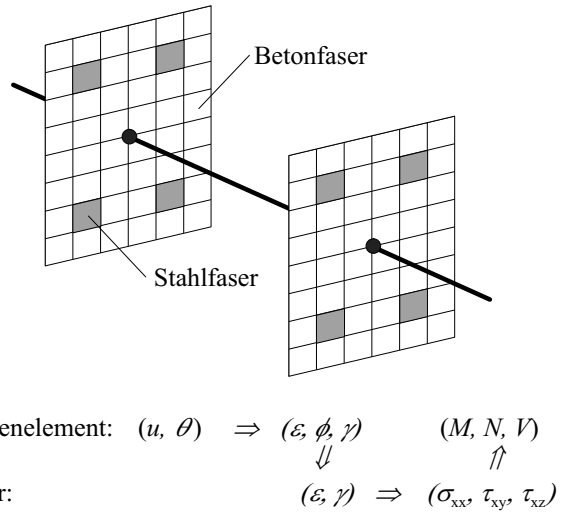


Abbildung 6.4: Stahlbeton-Fasermodell

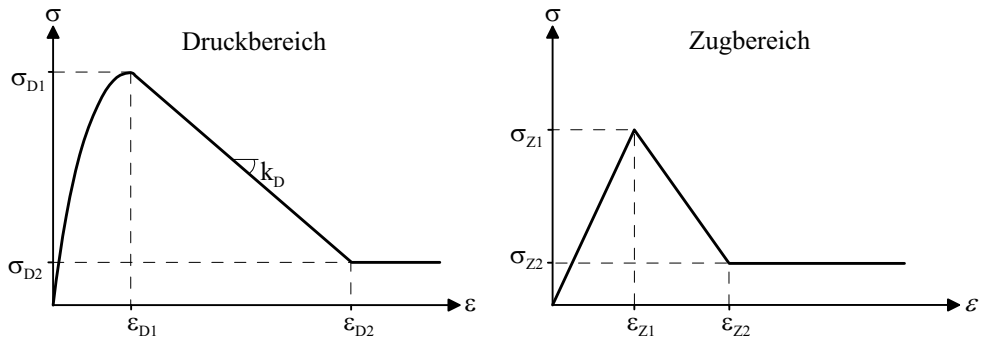


Abbildung 6.5: Nichtlineares Betongesetz für den Druck- und Zugbereich

$$\text{Für } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{D1}: \quad \sigma = \sigma_{D1}\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{D1}}\left(2 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{D1}}\right) \tag{6.13}$$

$$\text{Für } \varepsilon_{D1} < \varepsilon < \varepsilon_{D2}: \quad \sigma = \sigma_{D1} \cdot \left(1 + k_D(\varepsilon - \varepsilon_{D1})\right) \tag{6.14}$$

$$\text{Für } \varepsilon_{D2} < \varepsilon: \quad \sigma = \sigma_{D2} \tag{6.15}$$

mit:

σ_{D1}: Maximale Druckfestigkeitsspannung,
ε_{D1}: Zur maximalen Druckfestigkeit zugehörige Dehnung,
σ_{D2}: Verbleibende Restdruckfestigkeitsspannung (sollte ca. 20% von σ_{D1} betragen),
ε_{D2}: Dehnung beim Übergang zur Restdruckspannung,
k_D: Neigung des abfallenden Astes im Druckbereich.

Der Anfangs E-Modul im FE-Programm sollte folgende Beziehung erfüllen, um konsistente Parameter zu erhalten:

$$\varepsilon_{D1} = 2\frac{\sigma_{D1}}{E} \tag{6.16}$$

Die Duktilität eines Stahlbetonquerschnitts und somit auch das seismische Tragverhalten der Brückenpfeiler hängen stark von der Druckfestigkeit bei behinderter Querdehnung ab, die durch den Parameter k_D beschrieben wird und direkt von der vorhandenen Bügelbewehrung abhängig ist. Werte für k_D können durch Versuche ermittelt oder in der gängigen Literatur nachgeschlagen werden.

Die Steifigkeitsabhnahme im nichtlinearen Druckbereich wird durch folgende Beziehung beschrieben:

$$E_D = E\left(1 - \frac{{\varepsilon^*_{max}}^2}{1 + \varepsilon^*_{max} + {\varepsilon^*_{max}}^2}\right) \tag{6.17}$$

mit:

E: Elastizitätsmodul des Betons,
$\varepsilon^*_{max} = \frac{\varepsilon_{Dmax}}{\varepsilon_{D1}}$,
ε_{Dmax}: Während der Belastungsgeschichte maximal erreichte Druckdehnung.

Die plastische Dehnung beträgt somit:

$$\varepsilon_{pla} = \varepsilon_{Dmax}\frac{\sigma_{Dmax}}{E_D} \tag{6.18}$$

mit:
σ_{Dmax}: Druckspannung, die zur maximal erreichten Dehnung im Druckbereich gehört.

Im Zugbereich besitzt das Materialgesetz drei lineare Bereiche. Der Beton hat eine gewisse Zugfestigkeit σ_{Z1}, bevor er aufreißt. Bis zur Zugfestigkeitsgrenze ist das Verhalten linear, und die zugehörige Dehnung ist ε_{Z1}. Der Festigkeitsabfall nach Überschreiten der Zugfestigkeit wird durch eine Gerade angenähert. Die maximale Dehnung wird dabei proportional zur Zugfestigkeit definiert:

$$\varepsilon_{Z2} = f_Z\frac{\sigma_{Z1}}{E} \tag{6.19}$$

mit:

f_Z: Proportionalitätsfaktor für die maximale Dehnung im Zugbereich.

Das verbleibende Plateau besitzt eine konstante Spannung σ_{Z2}, die zu 30% von σ_{Z1} angenommen werden kann.

Es wurden zwei verschiedene Gesetze für das Öffnungs- und Schließverhalten von Rissen in das Materialmodell integriert (Abb. 6.6).

- „Steife Rissschließung“
  Für ein „steifes“ Schließverhalten ist ein bilineares Gesetz implementiert worden. Vor dem Schließen findet die Entlastung mit dem „gerissenen“ Elastizitätsmodul statt. Nach der Schließung des Risses besitzt der Beton wieder seine Ausgangssteifigkeit.

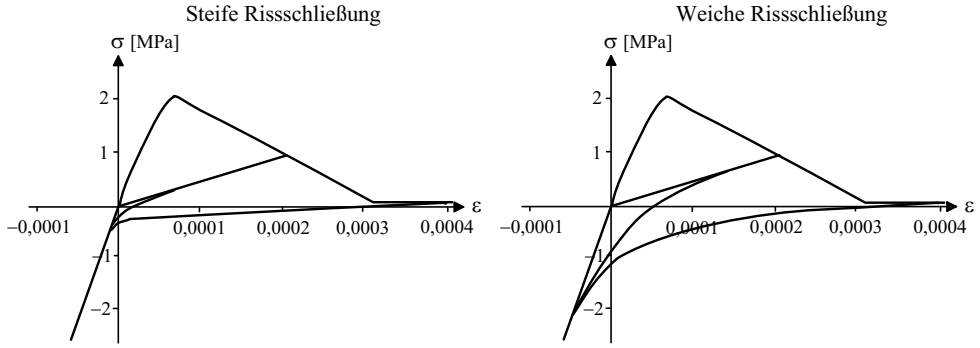


Abbildung 6.6: „Steifes“ und „weiches“ Schließen eines Risses

- „Weiche Rissschließung“
  Das gewählte Werkstoffgesetz [Guedes 1997] für das Öffnen und Schließen der Risse ist in diesem Fall hyperbolisch und geht durch die Punkte (ε_Z, σ_Z) und (ε_D, σ_D) mit einer Steigung von σ'_Z und σ'_D. Die Gleichung der gewählten Kurve lautet:

$$\sigma(\varepsilon) = (\sigma^* - \sigma'_Z \cdot \varepsilon^*) \cdot \left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_Z}{\varepsilon^*}\right]^{\left((\sigma'_D - \sigma'_Z)\frac{\varepsilon^*}{\sigma^* - \sigma'_Z \cdot \varepsilon^*}\right)} + \sigma'_Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_Z) + \sigma_Z \quad (6.20)$$

  mit:

  $\sigma^* = \sigma_D - \sigma_Z$,
  $\varepsilon^* = \varepsilon_D - \varepsilon_Z$.

  Die Steigungen im Druck- und Zugbereich können hierbei mit den Parametern A' und B' modifiziert werden:

$$\sigma'_D = \frac{\sigma_D}{(\varepsilon_D - \varepsilon_Z)/A'} \quad (6.21)$$

$$\sigma'_Z = \frac{\sigma_D}{(\varepsilon_D - \varepsilon_Z)/B'} \quad (6.22)$$

  Die Punkte (ε_Z, σ_Z) und (ε_D, σ_D) sind abhängig von den maximalen Dehnungen und den zugehörigen Spannungen, die im Zugbereich ($\varepsilon_{Zmax}, \sigma_{Zmax}$) und Druckbereich ($\varepsilon_{Dmax}, \sigma_{Dmax}$) bereits erreicht werden. Des Weiteren fließen noch die Modifikationsparameter A und B mit ein.

  Im Druckbereich gilt somit:

$$\sigma_D = \frac{\sigma_{Dmax}}{A}, \quad (6.23)$$

$$\varepsilon_D = \varepsilon_{Dmax} \cdot \frac{\sigma_{Dmax} - \sigma_D}{E_D}. \quad (6.24)$$

  Im Zugbereich ist:

$$\sigma_Z = \sigma_{Zmax} \quad (6.25)$$

– vor dem vollständigen Öffnen des Risses ($\sigma_{Zmax} \neq 0$):

$$\varepsilon_Z = \varepsilon_{Zmax} \tag{6.26}$$

– nach vollständiger Öffnung des Risses ($\sigma_{Zmax} = 0$)

$$\varepsilon_{Zmax} = \varepsilon_{pla} + \frac{B}{2} \cdot (\varepsilon_{Zmax} - \varepsilon_{pla}) \quad \text{für Entlastung,} \tag{6.27}$$

$$\varepsilon_{Zmax} = \varepsilon_{pla} + B \cdot (\varepsilon_{Zmax} - \varepsilon_{pla}) \quad \text{für Wiederbelastung.} \tag{6.28}$$

Wenn dem Parameter A ein negativer Wert zugewiesen wird, wird der erste Ausdruck für das Öffnen und Schließen benutzt, und die anderen drei werden außer Acht gelassen. Wird für A ein positiver Wert angesetzt, werden alle vier Parameter zur Beschreibung der Steifigkeitswiederaufnahme während dem Schließvorgang des Risses benutzt.

Die Parameter A, A', B und B' sind aus Versuchen zu bestimmen. Für die beiden exemplarisch dargestellt Konfigurationen in Abbildung 6.6, wurden folgende übliche Werte verwendet:

Tabelle 6.1: Wertepaare für die Parameter A, A', B und B'

Konfiguration	A	B	A'	B'
Weich	1	1	10	10
Steif	10	1	1	10

6.2.1.2 Nichtlineares Stahlgesetz

Als Materialgesetz für Stahl wurde ein bilineares isotrop verfestigendes verwendet. Es benutzt die von Mises Fließbedingungen gekoppelt mit einem isotropen Werkstoffverfestigungsansatz. Das Material wird durch eine positive lineare Spannungs-Dehnungs Beziehung im Ursprung beschrieben. Die Anfangssteigung der Kurve wird aus dem angegebenen Elastizitätsmodul für Stahl berechnet. Bei einer vorgegebenen Streckgrenze σ_{S1} beginnt der zweite lineare Kurvenabschnitt mit einer Steigung, die durch den angegebenen Tangentenmodul E_{S2} angegeben wird.

Das bilineare kinematische Verfestigungsgesetz beinhaltet die Annahme, dass der gesamte Spannungsbereich gleich zwei mal der Fließspannung ist, damit der Bauschinger Effekt abgebildet werden kann. Dieser Beziehung ist gut geeignet für den Bereich der kleinen Dehnungen bei Baustoffen, die der von Mises Fließbedingung, wie die meisten Stahlsorten es tun, unterliegen. Abbildung 6.7 zeigt das für den Bewehrungsstahl angesetzte bilineare Stoffgesetz.

6.2.2 Modellvalidierung

Die Validierung des implementierten Materialmodells wurde an Laborversuchen an einem Modellbrückenpfeiler durchgeführt. Hierzu wurden die Messergebnisse eines Modellpfeilers am „Laboratory of Strength of Materials, Department of Civil Engineering“ an der

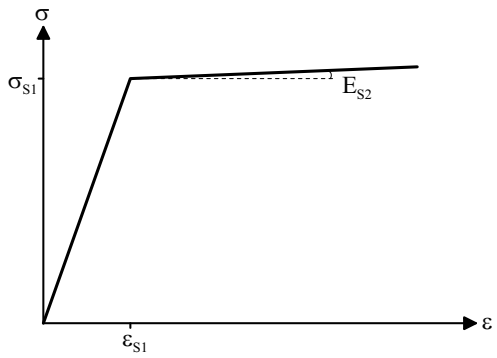


Abbildung 6.7: Nichtlineares Stahlgesetz

Aristotle Universität von Thessaloniki in Griechenland benutzt. Der Modellpfeiler besitzt das Verhältnis 1:5 im Vergleich zum echten Brückenpfeiler. Die wichtigsten Materialparameter für den Laborversuch sind in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Weitere Details und die Lage der Bewehrung sind der Veröffentlichung von Manos u. a. [2004] zu entnehmen.

Tabelle 6.2: Materialkennwerte des Modellbrückenpfeilers

Beton		Stahl	
Elastizitätsmodul	$29 \cdot 10^9$ N/m^2	Elastizitätsmodul	$2 \cdot 10^{11}$ N/m^2
Druckfestigkeit	$30 \cdot 10^6$ N/m^2	Streckgrenze	$345 \cdot 10^6$ N/m^2
Dehnung ε_{c1}	0,22%	Zugfestigkeit	$470 \cdot 10^6$ N/m^2
Zugfestigkeit	$1 \cdot 10^6$ N/m^2		

Der Versuch erfolgte unter einer konstanten axialen Drucklast von 95 kN auf den Pfeilerkopf und einer weggesteuerten horizontalen Belastung mit steigender Amplitude (Abb. 6.9). Die Frequenz während des zyklischen Versuches betrug 1 Hz und die maximale aufgebrachte Verschiebung betrug 1, 8 cm. Die zyklische Verschiebungsbelastung ist in Abbildung 6.8 dargestellt.

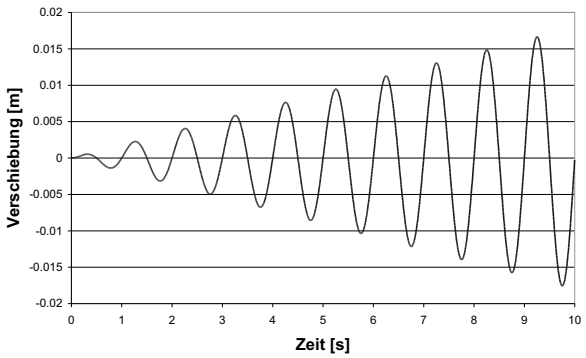
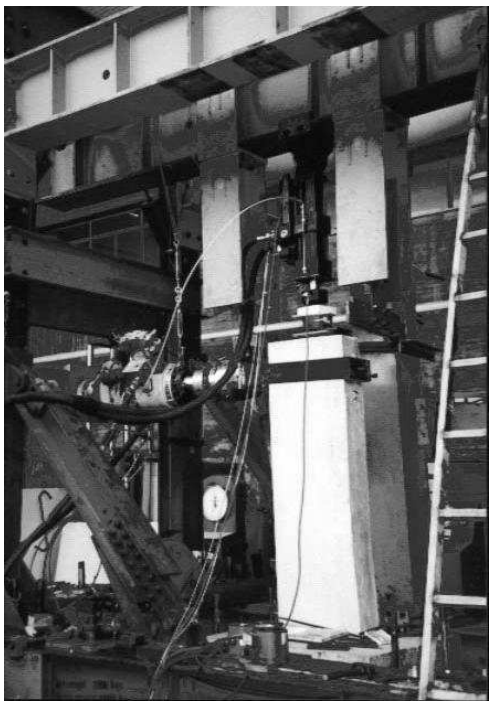
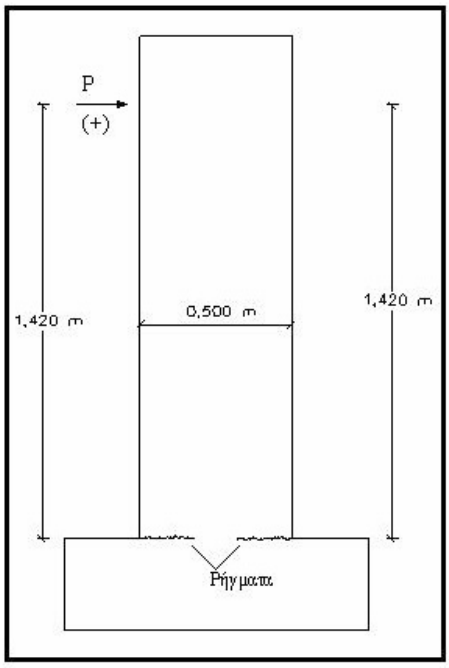


Abbildung 6.8: Zyklisch aufgebrachte Belastung mit 1 Hz

Exemplarisch für die Validierung des Materialgesetzes sind in Abbildung 6.10 die Messergebnisse der Kraft-Verschiebungs-Beziehung den berechneten Ergebnissen gegenübergestellt. Es lässt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse feststellen. Die Ausrundungen in der gemessenen Versuchskurve sind wahrscheinlich durch viskose Effekte zu erklären, die mit dem implementieren Materialgesetz nicht erfasst werden können.

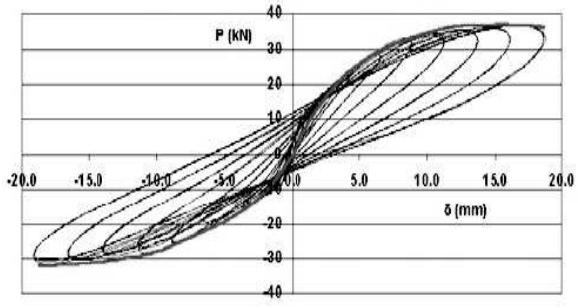


(a) Laborpfeiler in der Messapparatur

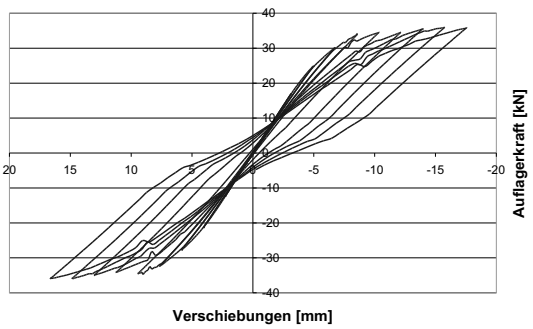


(b) Versuchskonfiguration und Rissbildung

Abbildung 6.9: Laborpfeiler A2 [Manos u. a. 2004]



(a) Messwerte aus dem Laborversuch [Manos u.a. 2004]



(b) Berechnungsergebnis

Abbildung 6.10: Vergleich der gemessenen und berechneten Kraft-Verschiebungs-Beziehung

6.3 Boden-Bauwerk Interaktion

Die Verformbarkeit des Baugrunds muss im Rechenmodell immer dann berücksichtigt werden, wenn sie das Verhalten des Tragwerks ungünstig beeinflussen kann. Auch der Eurocode 8 - Teil 2 weist auf die ungünstigen Effekte der Boden-Bauwerk Interaktion (BBI) (eng. Soil-Structure Interaction, SSI) hin, enthält aber keinerlei Angaben über eine praktische Umsetzung. An dieser Stelle wird daher ein vereinfachter Ansatz über Feder-Dämpfer Modelle vorgestellt und anschließend ein genauerer Ansatz mit Hilfe der Randelementmethode (engl. Boundary Element Method, BEM).

Die Zahl der Einflussfaktoren ist bei der Analyse der Boden-Bauwerk Interaktion immens. Um die Komplexität des Themas zu verdeutlichen, sind z.B. zu nennen: die Form der Bauwerke, die Art der Gründung der Bauwerke, die Heterogenität der Bodeneigenschaften, das Geländeprofil und die Art der Belastung über die Zeit gesehen. Für Untersuchungen, die ein Ingenieur anstrebt, ist die Vereinfachung, den Baugrund als ein (halb-) unendliches Medium aufzufassen, zweckmäßig und ausreichend. Ein unendliches Medium besitzt die Eigenschaft, die Wellenausbreitung ins Unendliche, die sogenannte Energieabstrahlung, exakt darstellen zu können. Je nach Formulierung des Problems kann es aber bei der Erfüllung dieser sogenannten (Sommerfeldschen) Ausstrahlungsbedingungen zu erheblichen Schwierigkeiten kommen. Die Komplexität des Problems und die räumliche Ausdehnung des zu untersuchenden Bereiches führt zu einem beträchtlichen analytischen wie auch numerischen Aufwand. Auch bei der heutzutage ständig steigenden Rechnerleistung und Speicherkapazität bleibt die Analyse der Boden-Bauwerk-Interaktion deshalb nur speziellen Fragestellungen vorbehalten.

Das Ziel der Untersuchung der Boden-Bauwerk Interaktion ist in Abbildung 6.11 dargestellt. Ein Bauwerk mit endlichen Abmessungen ist auf oder in einem weichen Boden gelagert, dessen Abmessung gegen Unendlich strebt. Das Bauwerk kann durch den Boden durch seismische Wellen angeregt werden oder umgekehrt kann z.B. eine sich auf oder in dem Bauwerk befindliche rotierende Maschine über das Bauwerk den Boden anregen. Die daraus resultierende dynamische Antwort des Tragwerks, die mit dem Boden eine Wechselwirkung erfährt, gilt es zu bestimmen.

6.3.1 Theoretische Grundlagen

Die gekoppelte dynamische Interaktion zwischen Bauwerken kann nur unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion realistisch abgebildet werden. Die Fundamente und der umgebende Boden beeinflussen das aktuelle Tragverhalten des Bauwerks deutlich beim Vorhandensein eines weichen Untergrundes im Vergleich zu einer Untersuchung des Bauwerks ohne Boden. Vereinfachte Methoden können einige wichtige BBI Effekte wie z.B. die Beeinflussung benachbarter Strukturen nicht erfassen. Ein Vertreter dieser vereinfachten Modelle ist z.B. das Kegelstumpfmodell nach Wolf [1994].

Die im Rahmen der dritten Untersuchungsstufe vorgeschlagene Alternative mit Hilfe der Randelementmethode zur Durchführung von nichtlinearen Berechnungen von Brücken im Zeitbereich vereint die Vorteile der FEM und BEM. Die gekoppelte Formulierung erlaubt

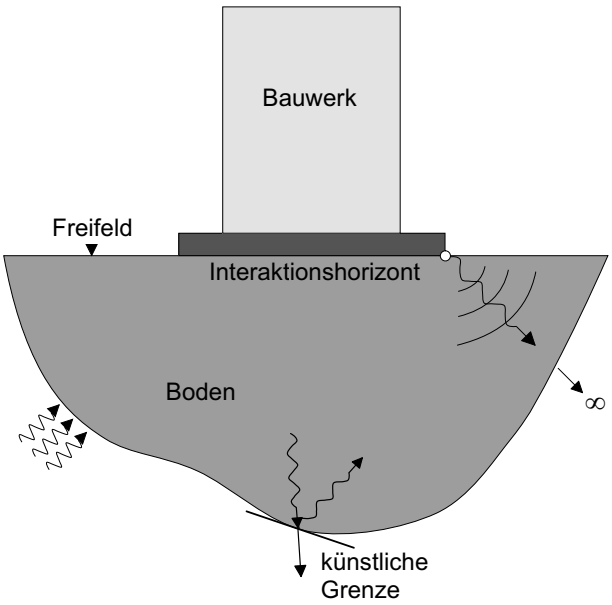


Abbildung 6.11: Boden-Bauwerk Interaktion

es auch die Wellenausbreitung im Boden und ihre Effekte auf nebeneinanderliegenden Strukturen zu berechnen.

Die numerische Berechnung von beliebig berandeten Körpern, die dynamischen Lasten ausgesetzt sind, verlangt nach diskreten Berechnungsverfahren wie die Finite Elemente Methode (FEM) oder der Randelementmethode (BEM). Beide Verfahren haben Vor- und Nachteile und können sowohl im Frequenz- als auch Zeitbereich aufgestellt werden. Die Finite Elemente Methode wird üblicherweise benutzt um inhomogene und anisotrope Materialien zu modellieren. Die Möglichkeit, das nichtlineare Verhalten von Materialien einfach abzubilden, ist dabei eines der wichtigsten Argumente zur Benutzung der FEM. Für homogene Systeme mit einer unendlichen Ausbreitung ist die BEM aber weitaus effektiver.

Um die Vorteile beider Verfahren auszunutzen und ihre Nachteile zu umgehen, scheint es daher das Beste zu sein, beide Formulierungen zu kombinieren. Eine der ersten Veröffentlichungen zu diesem Thema ist von Zienkiewicz u. a. [1977]. Manolis u. Beskos [1988]; Banerjee u. Kobayashi [1992]; Dominguez [1993] und Rego Silva [1994] sind Autoren von einigen neueren Veröffentlichungen bezüglich elastodynamischer Problemstellungen.

Im Falle von Randelement-Problemen, die eine Diskretisierung des unendlichen Gebiets (z.B. die freie Oberfläche eines Halbraumes) voraussetzt, ist im Allgemeinen ein Abbruch des Diskretiesierungsgebiets notwendig. Dies führt zu fehlerhaften Ergebnissen an der Abbruchgrenze, aber mit steigender Entfernung von diesen Punkten wird der Fehler vernachlässigbar. Greensche Funktionen für den Halbraum oder unendliche Randelemente können auch verwendet werden. Letztere basieren auf Ansatzfunktionen, die mit zunehmender Entfernung abnehmen [Manolis u. Beskos 1988]. Eine weitere Lösungsmöglichkeit ergibt sich durch die Verwendung von infiniten Elementen [Plassmann u. a. 1999] und absorbierenden Elementen, auf die aber in diesem Kapitel nicht weiter eingegangen wird.

Neben der klassischen Randelementmethode sind auch noch einige unkonventionelle Methoden zu finden. Eine detaillierte Diskussion der indirekten Randelementmethode im Zeitbereich findet sich im Buch „Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain“ [Wolf 1988]. Andere Methoden für die Untersuchung von unendlichen Medien haben oft einige Einschränkungen. Zum Beispiel kann die sogenannte „Layer Method“, wie sie von Lysmer [1969] und Waas [1972] vorgeschlagen wird, nur auf horizontale Schichten angewendet werden. Ein interessanter neuer Ansatz hat sich aus der „Layer Method“ entwickelt. Die sogenannte „Methode der dünnen Schichten (eng. Thin Layer Method)“ ist sehr effektiv bei der Modellierung eines inhomogenen Halbraums. Diese Methode wird in einem Artikel von Kausel [1994] beschrieben und wurde berteits erfolgreich angewandt [Savidis u. Hirschauer 1998; Savidis u. a. 2000]. Zwei neue vielversprechende BEM Ansätze sind die „Dual Recirocity Method“ [Partridge u. Brebbia 1991] und die „Scaled Boundary Element Method“ [Wolf 2003].

6.3.1.1 Substrukturmethode und direkte Methode

Eine zentrale Frage in dynamischen Boden-Bauwerk Interaktions Analysen ist die Frage, wie das Verhalten im Unendlichen des unbegrenzten Bodens numerisch berücksichtigt werden kann. Wie in Abbildung 6.11 abgebildet, werden sich Wellen, die von einer vibrierenden Struktur ausgehen, im Boden bis ins Unendliche ausbreiten. Es wird also ein unendlicher Energieaufbau verhindert. D.h. es gibt in diesem Falle keine Wellen, die sich vom Unendlichen in Richtung des Bauwerks ausbreiten. Genau genommen wird es nie eine Abstrahlung der Energie, die den Wellen zugehörig ist, in das Boden-Bauwerk System geben. Es gibt zwei Ansätze um BBI Untersuchungen durchzuführen: die direkte Methode und die Substrukturmethode.

Der wohl üblichste Ansatz zur Behandlung von BBI Problemen ist die Substrukturmethode. Diese teilt das System in kleinere Teile auf und macht es somit möglich viele unabhängige Probleme zu untersuchen, die nur durch die Freiheitsgrade am gemeinsamen Interaktionshorizont gekoppelt sind (Abb. 6.12). Wenn die Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingungen an allen Grenzflächen erfüllt werden, lässt sich eine Lösung des Gesamtsystems bestimmen. Der Vorteil des Substrukturansatzes ist, dass die unterschiedlichen physikalischen Eigenschaften jedes einzelnen Gebiets separat mit der geeignetsten Technik modelliert werden kann. Am Besten ist es also die Verfahren zu kombinieren um die Vorteile eines jeden benutzen zu können. Ein weiterer Vorteil der Substrukturmethode ist die Reduzierung der CPU Anforderungen während der Berechnung, da nur kleinere Systeme berechnet werden.

Bei der direkten Methode dagegen wird der Bereich des umliegenden Bodens explizit bis zu den künstlichen Rändern mitmodelliert (z.B. mit der Finiten Elemente Methode, mit der meistens auch das Bauwerk abgebildet wird). Ein offensichtliche Nachteil bei dieser Herangehensweise ist, dass immer künstliche Ränder eingeführt werden, da es unmöglich ist, den unbegrenzten Boden mit einer endlichen Anzahl von Elementen mit finiten Abmessungen abzubilden (Abb. 6.13). Adäquate Randbedingungen, die den fehlenden Boden darstellen, müssen demzufolge formuliert werden. Insbesondere bei dynamischen Berechnungen können ansonsten Wellenreflektionen an den künstlichen Modellrändern zu

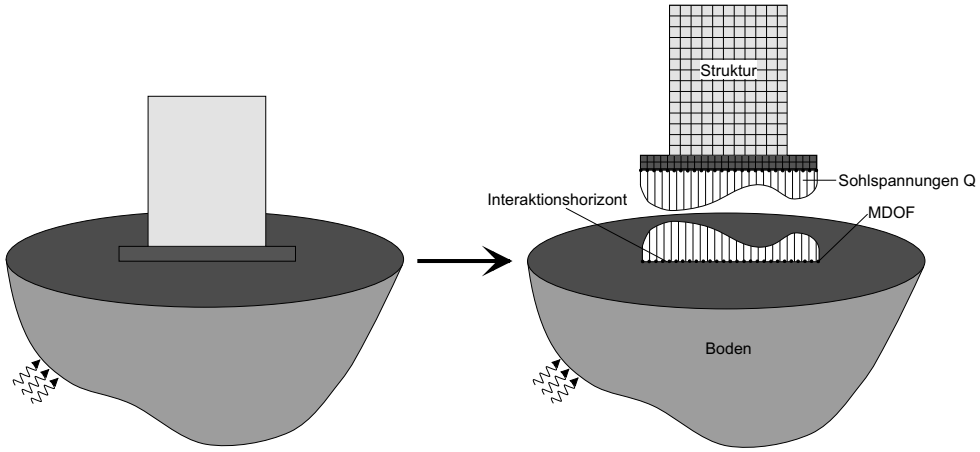


Abbildung 6.12: Substruktur Technik für die BBI Analyse

erheblichen Verfälschungen des Schwingungsverhaltens führen.

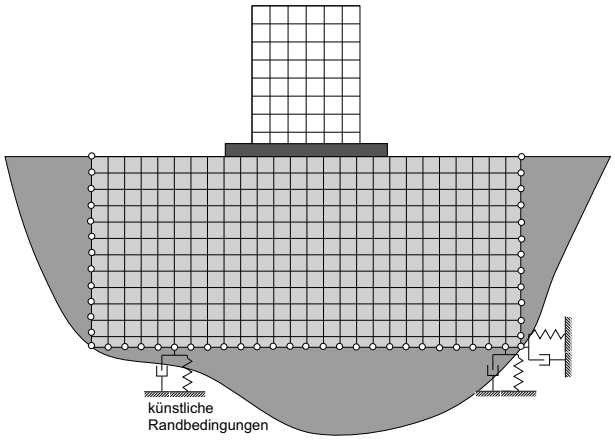


Abbildung 6.13: Direkte Methode für die BBI Analyse

6.3.1.2 Näherungslösung mit einfachen physikalischen Modellen

Wie bereits erwähnt, liegt das Hauptaugenmerk einer dynamischen Boden-Bauwerk-Interaktions Analyse mit der Substrukturmethode auf der Berechnung der gekoppelten Kraft-Verschiebungs Beziehung in den sich im Interaktionshorizont befindlichen Knoten. Diese dynamische Steifigkeit des unbegrenzten viskoelastischen Bodens kann sehr genau mit der Randelementmethode oder mit komplizierten Finite Elemente Methoden bestimmt werden. Die Randelementmethode ist ein semi-analytisches Verfahren, das die Diskretisierung der Boden-Bauwerk Schnittstelle enthält und geschlossene analytische Lösungen benutzt, die die Randbedingungen im Unendlichen enthalten. Allerdings müssen auch Singularitäten ausgewertet werden. Die Randelementmethode, mit ihrer mathematischen Komplexität gehört eher zum Bereich der Angewandten Rechnergestützten Mechanik als zum Bauingenieurwesen. Nichtsdestotrotz ist es ein mächtiges Werkzeug, um

Boden-Bauwerk Interaktions Probleme „exakt“ und in vertretbarer Rechenzeit zu lösen.

Für viele Untersuchungen allerdings reichen wahrscheinlich einfachere physikalische Modelle aus, um die unbegrenzte Ausdehnung des Bodens abzubilden. Diese gehen meistens mit einem Verlust an Genauigkeit einher, haben aber einige Vorteile, wie z.B. die einfache Handhabung und Umsetzung und ihre Schnelligkeit. An dieser Stelle sei noch einmal auf die Ungenauigkeit der Eingangsparameter hingewiesen, die den Einsatz solcher einfachen Modelle u.a. rechtfertigt. Natürlich können einfache Modelle nicht alle Fragestellungen abdecken, die die allgemein gültige Randelementmethode erfassen kann.

Kegelstumpfmodell nach Wolf

Für auf der Oberfläche eines homogenen Boden gelagerte Fundamente hat Wolf [1994] einfache Kegelstumpfmodelle entwickelt, die auf der Randelementmethode basieren. Es gibt schon seit langem halb-unendliche Kegelstumpfmodelle für Translationen aber erst in jüngster Zeit auch für die Rotation. Als erste Näherung des Modells wird nicht geschichteter Boden als ein homogenes, linear-elastisches und halb-unendliches Medium mit Massendichte idealisiert. Des Weiteren wird angenommen, dass der Boden keine Materialdämpfung besitzt. Für jeden der 6 Freiheitsgrade wird ein halb-unendlicher Kegelstumpf angenommen, wobei in Translations- und Rotationskegel unterschieden wird (Abb. 6.14).

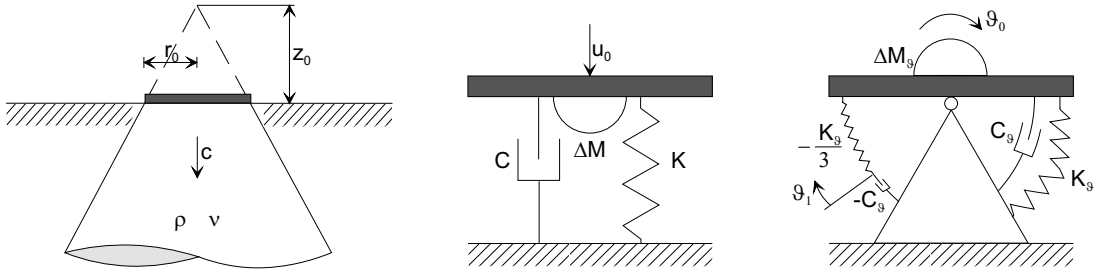


Abbildung 6.14: Kegelstumpfmodel und Diskrete-Elemente Modelle für Translation und Rotation [Wolf 1994]

Für alle Bewegungskomponenten wird ein starres Fundament mit der Fläche A_0 und einem Trägheitsmoment I_0 auf der Oberfläche eines homogenen Bodens mit Querdehnungszahl ν, Scherwellengeschwindigkeit c_S, Kompressionswellengeschwindigkeit c_P und Dichte ρ als halb-unendlicher Kegelstumpf mit äquivalentem Radius r_0 modelliert. Bei Wolf entspricht der translatorische Kegel für die Verschiebungen u_0 einem Feder-Dämpfer Modell mit einer eventuellen zusätzlichen Masse. Das Kegelmodell für die Rotationen ϑ_0 entspricht genau dem Model mit einem internen Freiheitsgrad ϑ_1 und einigen Federn und Dämpfern. Alle Steifigkeits- und Dämpfungskoeffizienten sind frequenzunabhängig. Für die vertikale Bewegung und die Kippbewegung werden für den Fall eines nahezu inkompressiblen Bodens ($1/3 < \nu \leq 1/2$) die Wellengeschwindigkeiten begrenzt. Zudem wird in diesem Fall ersatzweise eine festsitzende Masse ΔM und ein Masseträgheitsmoment ΔM_ϑ an das Fundament angebracht. Das Anbringen der zusätzlichen Massen an das Fundament erlaubt den Kegelmodellen und ihren Diskreten-Element Modellen auf die gleiche Art und

Weise für alle ν aufgebaut zu werden. Für die horizontalen Bewegungskomponenten wird keine Zusatzmasse angebracht. Nur für die vertikale Bewegung ist für den Bereich von $1/3 < \nu \leq 1/2$ eine Zusatzmasse ΔM vorgesehen:

$$\Delta M = 2,4 \left(\nu - \frac{1}{3}\right) \rho A_0 r_0. \tag{6.29}$$

Für die Kippbewegungen ist ebenfalls bei $1/3 < \nu \leq 1/2$ eine Zusatzmasse ΔM_ϑ im Ersatzmodell anzubringen:

$$\Delta M = 1,2 \left(\nu - \frac{1}{3}\right) \rho I_0 r_0. \tag{6.30}$$

Alle Eigenschaften der Kegel und diskreten Modelle, die für die Modellierung eines Kreisfundamentes auf der Bodenoberfläche nötig sind, sind in der Tabelle 6.3 zusammengefasst.

Tabelle 6.3: Parameter zur Modellierung eines Kreisfundaments bzw. quadratischen Fundaments auf einem homogenen Halbraum [Wolf 1994]

Bewegungs-richtung	Horizontal	Vertikal		Kippen		Torsion
Äquivalenter Radius r_0	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$		$\sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$		$\sqrt[4]{\frac{2I_0}{\pi}}$
Längen-verhältnis $\frac{z_0}{r_0}$	$\frac{\pi}{8}(2-\nu)$	$\frac{\pi}{4}(1-\nu)\left(\frac{c}{c_S}\right)^2$		$\frac{9\pi}{32}(1-\nu)\left(\frac{c}{c_S}\right)^2$		$\frac{9\pi}{32}$
Querdehnungs-zahl ν	alle ν	$\leq \frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	$\leq \frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	alle ν
Wellengesch-windigkeit c	c_S	c_P	$2c_S$	c_P	$2c_S$	c_S
Masse ΔM, ΔM_η	0	0	$2,4\left(\nu - \frac{1}{3}\right)\rho A_0 r_0$	0	$1,2\left(\nu - \frac{1}{3}\right)\rho I_0 r_0$	0
Diskrete Formulierung	$K = \rho c^2 A_0 / z_0$ $C = \rho c A_0$			$K_\vartheta = 3\rho c^2 I_0 / z_0$ $C_\vartheta = \rho c I_0$		

Da in den meisten Fällen kein Kreisfundament vorliegt sind in Tabelle 6.4 die statischen Steifigkeiten für rechteckige und beliebig berandete Fundamente angegeben. Dabei ist der äquivalente Radius aus Tabelle 6.3 durch den entsprechenden Ausdruck in Tabelle 6.4 zu ersetzten. Des Weiteren ist die in der Tabelle 6.3 in der letzten Zeile angegebene Gleichung für die Steifigkeit K mit der aus Tabelle 6.4 zu ersetzen. Die Steifigkeiten für rechteckige Fundamente, mit einer Länge $2a$ und Breite $2b$ ($2b \leq 2a$), stammen aus Pais u. Kausel [1988] und die für beliebig berandete Fundamente aus Gazetas [1991]. Bei den nichtrechteckigen, beliebig berandeten Fundamente wird ein umrandendes Ersatzrechteck mit einer Länge $2a$ und Breite $2b$ definiert. Die Koeffizienten für eingebettete Kreis- und Rechteckfundamente sind in Wolf u. Somaini [1986] zu finden.

Tabelle 6.4: Steifigkeiten für Fundamente auf einem homogenen Halbraum

		Horizontal	Vertikal	Kippen	Torsion
Äquival. Radius r_0		$\frac{2-\nu}{8G} \cdot K$	$\frac{1-\nu}{4G} \cdot K$	$\frac{3(1-\nu)}{8G} \cdot \sqrt[3]{K_\vartheta}$	$\frac{3}{16G} \cdot \sqrt[3]{K_\vartheta}$
Rechteck $(2b \leq 2a)$	Achse b	$\frac{Gb}{2-\nu}\left[6,8\left(\frac{a}{b}\right)^{0,65} + 0,8\frac{a}{b} + 1,6\right]$	$\frac{Gb}{1-\nu}\left[3,1\left(\frac{a}{b}\right)^{0,75} + 1,6\right]$	$\frac{Gb^3}{1-\nu}\left[3,73\left(\frac{a}{b}\right)^{2,4} + 0,27\right]$	$Gb^3\left[4,25\left(\frac{a}{b}\right)^{2,45} + 4,06\right]$
	Achse a	$\frac{Gb}{2-\nu}\left[6,8\left(\frac{a}{b}\right)^{0,65} + 2,4\right]$	$\frac{Gb}{1-\nu}\left[3,1\left(\frac{a}{b}\right)^{0,75} + 1,6\right]$	$\frac{Gb^3}{1-\nu}\left[3,2\frac{a}{b} + 0,8\right]$	$Gb^3\left[4,25\left(\frac{a}{b}\right)^{2,45} + 4,06\right]$
Beliebige Form $(2b \leq 2a)$	Achse b	$\frac{2Ga}{2-\nu}\left[2 + 2,5\left(\frac{A_0}{4a^2}\right)^{0,85}\right] (= K_h)$	$\frac{2Ga}{1-\nu}\left[0,73 + 1,54\left(\frac{A_0}{4a^2}\right)^{0,75}\right]$	$\frac{2,9G}{1-\nu} I_{0b}^{0,75}\left(\frac{a}{b}\right)^{0,15}$	$3,5GI_0^{0,75}\left(\frac{b}{a}\right)^{0,4}\left(\frac{I_0}{b^4}\right)^{0,2}$
	Achse a	$K_h - \frac{0,2Ga}{0,75-\nu}\left[1 - \frac{b}{a}\right]$	$\frac{2Ga}{1-\nu}\left[0,73 + 1,54\left(\frac{A_0}{4a^2}\right)^{0,75}\right]$	$\frac{G}{1-\nu} I_{0a}^{0,75}\left(\frac{a}{b}\right)^{0,25}\left[2,4 + 0,5\frac{b}{a}\right]$	$3,5GI_0^{0,75}\left(\frac{b}{a}\right)^{0,4}\left(\frac{I_0}{b^4}\right)^{0,2}$

Das oben genannte diskrete Rotationsmodell ist physikalisch nicht interpretierbar, da dieses Modell negative Federsteifigkeiten und Dämpferkonstanten enthält. Dieses Modell eignet sich somit nicht direkt für eine programmtechnische Umsetzung. Daher wurde ein erweitertes Modell, aufbauend auf dem bereits beschriebenen Rotationsmodell, entwickelt, welches sich für eine Implementierung in ein Computerprogramm eignet und zudem keinen zusätzlichen Freiheitsgrad enthält. Diese in Abbildung 6.15 dargestellte Modell beinhaltet statt der Dämpfungskonstanten C_ϑ die veränderte Dämpfungskonstante C^*_ϑ und ein zusätzliches Moment M^*_{0n}, welches aus den vorangegangenen Zeitschritten, im Verlauf einer transienten Berechnung, bekannt ist.

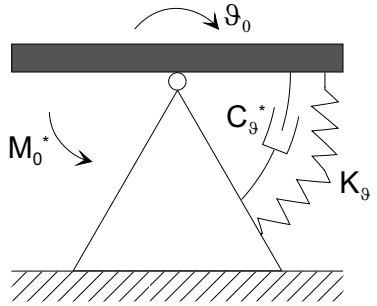


Abbildung 6.15: Alternatives Diskrete-Element Modell mit verändertem Dämpfer und äußerem Moment [Wolf 1994]

Das zusätzliche Moment M^*_0 und der veränderte Dämpfungswert C^*_ϑ werden nach folgenden Gleichungen berechnet.

$$M^*_{0n} = aM^*_{0n-1} - b^*_1 C_\vartheta \dot{\vartheta}_{0n-1} \tag{6.31}$$

$$C^*_\vartheta = (1-b_0)C_\vartheta \tag{6.32}$$

mit:

$$b^*_1 = a\,b_0 + b_1, \tag{6.33}$$

$$a = e^{-\frac{c\Delta t}{z_0}}, \tag{6.34}$$

$$b_0 = 1 + \frac{e^{-\frac{c\Delta t}{z_0}} - 1}{\frac{c\Delta t}{z_0}}, \tag{6.35}$$

$$b_1 = \frac{-e^{-\frac{c\Delta t}{z_0}} + 1}{\frac{c\Delta t}{z_0}} - e^{-\frac{c\Delta t}{z_0}}. \tag{6.36}$$

Die Feder K_ϑ und der modifizierte Dämpfer C^*_ϑ werden als physikalische Komponenten in das alternative Diskrete-Element Model eingebaut. Das zusätzliche äußere Moment M^*_{0n} beinhaltet nur die bekannten vorangegangenen Werte M^*_{0n-1} und $\dot{\vartheta}_{0n-1}$. Auch bei diesem Modell wird, wenn nötig, für die Kippbewegung ein Masseträgheitsmoment ΔM_ϑ am Fußpunktknoten angebracht. Zu jedem Zeitinkrement Δt muss nur das äußere Moment M^*_{0n} aktualisiert werden, was wie eine, am Fußpunkt angebrachte, äußere Last behandelt wird. Diese Formulierung wurde im Rahmen der zweiten Untersuchungsstufe in das verwendete FE-Programm implementiert. Zum Schluss sollte noch erwähnt werden, dass die Kegelstumpfmodelle von Wolf die Ausbreitung von Rayleigh Wellen nicht darstellen können.

Allerdings kann die durch die Rayleigh Wellen übertragene Energie in den meisten Fällen vernachlässigt werden.

6.3.1.3 Randelementemethode

Finite Elemente Formulierung

Der theoretische Hintergrund der Finite Elemente Methode is bekannt und daher werden nur die grundlegenden Zusammenhänge, die für die Kopplung der Randelemente und Finite Elemente benötigt werden, hier wiederholt.

Die dynamische Gleichgewichtsbedingung kann kann unter Berücksichtigung aller Randbedingungen in jedem Punkt zum Zeitpunkt t durch folgenden Zusammenhang ausgedrückt werden:

$$W^{int} - W^{ext} + W^{dyn} = 0, \tag{6.37}$$

mit:

W^{int}: Innere Virtuelle Arbeit,
W^{dyn}: Integral über die dynamische Virtuelle Arbeit,
W^{ext}: Äußere Virtuelle Arbeit infolge der äußeren Lasten.

In der Referenzkonfiguration können diese Terme wie folgt ausgedrückt werden:

$$W^{int} = \int_{\mathbb{B}_0} \mathbf{S} : \delta\mathbf{E}\, dV \tag{6.38}$$

$$W^{dyn} = \int_{\mathbb{B}_0} \delta\mathbf{u}\rho_0\ddot{\mathbf{u}}\, dV \tag{6.39}$$

$$W^{ext} = \int_{\mathbb{B}_0} \delta\mathbf{u}\rho_0\mathbf{b}\, dV + \int_{\partial\mathbb{B}_0^t} \partial\mathbf{u}\,\mathbf{t}_0\, dA \tag{6.40}$$

mit $\mathbf{S}$ als zweiter Piola-Kirchhoff Spannungstensor und $\delta\mathbf{E}$ als Variation des Green-Lagrange Verzerrungstensors als Funktion von $\delta\mathbf{u}$.

$$\delta\mathbf{E} = \frac{1}{2}\left(Grad^T\delta\mathbf{u}\tilde{\mathbf{F}} + (Grad^T\delta\mathbf{u}\tilde{\mathbf{F}})^T\right) \tag{6.41}$$

Hierbei ist:

$\tilde{\mathbf{F}}$: Deformationsgradient,
$\mathbf{t}$: Vektor der Zugspannungen auf der Fläche,
$\mathbf{b}$: Volumenkraft und
ρ: Dichte des Körpers $\mathbb{B}$ mit den Grenzen $\partial\mathbb{B}$.

Nach Elimination der Virtuellen Verschiebungen $\delta\mathbf{u}$ in der diskretisierten Form der Gleichungen (6.38), (6.39) und (6.40), kann die „schwache“ Formulierung des Gleichgewichts in seiner nichtlinearen Form ausgedrückt werden durch:

$$\int_{B_0} \mathbf{B}_i^T\hat{\mathbf{S}}\, dV - \left(\int_{\partial B_0} N_i\mathbf{t}_0\, dA + \int_{B_0} N_i\rho_0\mathbf{b}\, dV\right) + \sum_j^{enod}\int_{B_0} N_i\rho_0 N_j\, dV\ddot{\mathbf{u}}_j = 0 \tag{6.42}$$

mit:

$\mathbf{B}_i$: Verzerrungs-Verschiebungs Transformationsmatrix,
N_i: Ansatzfunktionen.

Nach Durchführung der Diskretisierung und unter Benutzung der Newmark Methode zur Integration können die unbekannten Geschwindigkeiten und Beschleunigungen zur Zeit $t+\Delta t$ als Funktion der Knotenverschiebungen und ihrer anderen kinematischen Variablen zum Zeitpunkt t ausgedrückt werden.

Gleichung (6.42) kann nach dem Sortieren der Unbekannten wie folgt ausgedrückt werden:

$$\mathbf{R} - \mathbf{F} = 0 \tag{6.43}$$

mit:

$$\mathbf{R} = \mathbf{F}^{int} + a_0\mathbf{M}\mathbf{u}^{t+\Delta t} \qquad \text{und} \qquad \mathbf{F} = \mathbf{F}^{ext} - \mathbf{M}(a_0\mathbf{u}^t - a_1\dot{\mathbf{u}}^t - a_2\ddot{\mathbf{u}}^t) \tag{6.44}$$

mit:

$\mathbf{M}$: Massematrix,
a_0, a_1, a_2: Koeffizienten der NEWMARK Methode and
$\mathbf{F}^{int}$, $\mathbf{F}^{ext}$: Erster und zweiter Term der Gleichung (6.42).

Zur Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems (6.43) unter Benutzung des Newton-Raphson Iterationsverfahrens, muss der Gradient von $\mathbf{F}^{int}$ bestimmt werden. Dies ist die globale Steifigkeitsmatrix $\mathbf{K}$, die durch Assemblieren aller Elementsteifigkeitsmatrizen erhalten wird.

Randelemente-Formulierung

Nur sehr wenige Arbeiten beschäftigen sich mit der Formulierung der Randelementmethode im Zeitbereich. Formulierungen im Frequenzbereich oder hybride Methoden sind dagegen weit verbreitet. Das liegt daran, dass es sehr einfach ist die Systemantwort mit Hilfe einer Berechnung im Frequenzbereich und einer anschließenden Fouriertransformation zu bestimmen. Es erfordert hingegen einen sehr großen Aufwand, eine Formulierung und Implementierung der Randelementmethode im Zeitbereich durchzuführen. Trotzdem ist die Randelementmethode im Zeitbereich die einzige Möglichkeit die dynamische Antwort eines nichtlinearen Systems zu jedem Zeitpunkt zu berechnen.

Bei der Formulierung der Randelementmethode im Zeitbereich treten allerdings zwei Einschränkungen auf.

- Die physikalischen Eigenschaften des unendlichen Bereiches müssen konstant sein, was bedeutet, dass nur homogene Bereiche modelliert werden können.
- Es sind nur kleine Verformungen zugelassen, die infolge der Einschränkungen des Graffi Theorems [Graffi 1954] resultieren, welches für die Formulierung des dynamischen Problems benutzt wird.

Beide Einschränkungen sind aber akzeptabel, da Nichtlinearitäten und große Verformungen nur in unmittelbarer Nähe der Fundamente zu erwarten sind. Für diesen Fall sollte der Boden in der Nähe des Bauwerks mit einem FE Netz abgebildet werden. Der Hauptunterschied zwischen der Finite Elemente Methode und der Randelementmethode liegt in der Diskretisierung von dreidimensionalen Strukturen. Bei der Randelementmethode wird bei dreidimensionalen Körpern nur die Oberfläche und im zweidimensionalen Fall nur die Grenzen diskretisiert. Dies führt zu einer erheblichen Reduzierung des Gleichungssystems, da die Rangordnung um eine Dimension reduziert wird.

Die unbekannten Randbedingungen in den Elementknoten werden mit der Kollokationsmethode berechnet. Falls die Ergebnisgrößen innerhalb des Körpers auch von Interesse sind, muss eine Nachlaufrechnung für diese Punkte durchgeführt werden. Die Bestimmung der Fundamentallösung für die Navier-Stokes Differentialgleichung ist die Hauptschwierigkeit bei der Berechnung des elastodynamischen Wellenausbreitungsproblems mit Hilfe der Randelementmethode. Die Bewegungsgleichung eines elastischen Kontinuums ist wie folgt definiert:

$$(v_p^2 - v_s^2)u_{j,ji} + v_s^2 u_{i,jj} + b_i = \ddot{u}_i. \tag{6.45}$$

mit:

b_i: Komponenten des äußeren Lastvektors,
v_s: Scherwellengeschwindigkeit,
v_p: Kompressionswellengeschwindigkeit.

Der zugehörige Spannungstensor T wird mit v_s und v_p ausgedrückt und lautet:

$$T_{ij} = \rho \left[\delta_{ij}(v_p^2 - v_s^2)u_{k,k} + v_s^2(u_{i,j} + u_{j,i})\right]. \tag{6.46}$$

Die Fundamentallösung der Verschiebungen u eines dreidimensionalen elastischen Mediums sind nach Steinfeld [1993]:

$$\begin{aligned} u^*_{ki}(r,t') = &\frac{1}{4\pi\rho}\left\{\frac{3r_{,i}r_{,k} - \delta_{ik}}{r}\frac{t'}{r^2}\left[H(t' - \frac{r}{v_p}) - H(t' - \frac{r}{v_s})\right]\right. \\ &\left. + \frac{r_{,i}r_{,k}}{r}\frac{\delta(t' - r/v_p)}{v_s^2} + \frac{\delta_{ik} - r_{,i}r_{,k}}{r}\frac{\delta(t' - r/v_s)}{v_s^2}\right\}. \end{aligned} \tag{6.47}$$

mit:

r: Abstand zwischen dem Lasteinleitungspunkt und der Position, an dem die Reaktion beobachtet wird,
t': Zeitabstand zwischen der Lasteinleitung und der Reaktion,
δ: Dirac-Verteilung,
H: Heaviside-Funktion.

Die Fundamentallösung für die Spannungen t auf dem Rand kann aus der Fundamentallösung für die Verschiebungen (6.47) mit Hilfe der Gleichung (6.46) abgeleitet werden.

Nach Steinfeld [1993] führt dies zu:

$$\begin{aligned} t^*_{ki}(r,t') =& \frac{1}{4\pi}\Bigg\{ 6v_s^2(r_{,k}n_i + r_{,i}n_k + \delta_{ik}r_{,n} - 5r_{,i}r_{,k}r_{,n}\frac{t'}{r^4}\Big[H(t'-\frac{r}{v_p}) - H(t'-\frac{r}{v_s})\Big] \\ & -(r_{,k}n_i + r_{,i}n_k + \delta_{ik}r_{,n} - 6r_{,i}r_{,k}r_{,n})\frac{2}{r^2}\left[\delta(t'-\frac{r}{v_s} - \frac{v_s^2}{v_p^2}\delta(t'-\frac{r}{v_p})\right] \\ & -(r_{,i}n_k + \delta_{ik}r_{,n})\frac{1}{r^2}\left[\delta(t'-\frac{r}{v_s}) - \frac{r}{v_s}\dot{\delta}(t'-\frac{r}{v_s})\right] \\ & -(r_{,i}r_{,k}r_{,n})\frac{2}{rv_s}\left[\dot{\delta}(t'-\frac{r}{v_s}) - \frac{v_s^3}{v_p^3}\dot{\delta}(t'-\frac{r}{v_p})\right] \\ & -\left(1-2\frac{v_s^2}{v_p^2}\right)\left[\delta(t'-\frac{r}{v_p}) - \frac{r}{v_p}\dot{\delta}(t'-\frac{r}{v_p})\right]\Bigg\} \end{aligned} \tag{6.48}$$

mit:

n_i: Komponenten des Normalenvektors auf dem Rand,
$\dot{\delta}$: Zeitableitung der Dirac Verteilung.

Die Lamé-Navier Differentialgleichung (6.45) kann durch Benutzung der Methode der gewichteten Residuen in eine Randintegralgleichung transformiert werden, was der Ausgangspunkt für die Randelementmethode ist. Die Herleitung der Randintegralgleichungen basiert auf dem Graffi Theorem, welches aus dem Betti Theorem für dynamische Probleme abgeleitet ist [Antes 1988; Gaul u. Fiedler 1997]. Durch Vernachlässigung der Gebietsintegrale und Durchführung von Limit Tests an den Singularitäten, kann die Randelement-Formulierung für den Randfaktor c ermittelt werden.

$$c_{ki}(\xi)u_i(\xi,t) = \int_0^{t^+}\int_{\partial B} u^*_{ki}t_i \; dA \; d\tau - \int_0^{t^+}\oint_{\partial B} t^*_{ki}u_i \; dA \; d\tau \tag{6.49}$$

Worin u_i und t_i die unbekannten Verschiebungen und Spannungen des Bodens darstellen. u_{ki} und t_{ki} sind die Fundamentallösungen bezüglich der Verschiebungen und Spannungen in i-Richtung, hervorgerufen durch eine Einheitslast im Punkt ξ in k-Richtung. Die Größe c_{ki} beschreibt die Diskontinuitäts-Sprungfunktion.

Zur Bestimmung der unbekannten Randwerte u_i und t_i in den Randknoten ∂B für alle diskreten Zeitschritte, muss die Gleichung (6.49) in Zeit und Raum diskretisiert werden. Nach einigen Unformungen und der Einführung der Einflußmatrizen $\mathbf{T}^{nm}$ und $\mathbf{U}^{nm}$ führt dies zur folgenden Beziehung:

$$\hat{\mathbf{T}}^1\mathbf{u}^m = \mathbf{U}^1\mathbf{t}^m + \sum_{\eta=2}^{\bar{m}}\left[\mathbf{U}^\eta\mathbf{t}^{m-\eta+1} - \mathbf{T}^\eta\mathbf{u}^{m-\eta+1}\right]. \tag{6.50}$$

Mit der Kollokationsmethode kann diese diskrete Anzahl von Gleichungen gelöst werden und die Unbekannten können für jeden Zeitschritt berechnet werden. Der Nachteil dieser Lösung ist allerdings, dass die Oberfläche des untersuchten Halbraumes vollständig diskretisiert werden muss und als Randbedingung vorgegeben werden muss, dass alle Knoten an der Oberfläche keine Spannungen orthogonal zur Fläche besitzen. Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit auf die Halbraumlösung zurückgegriffen, die den Vorteil bietet, dass nur die Kontaktfläche im Interaktionshorizont diskretisiert werden muss.

Halbraumlösung

Durch Benutzung der GREENschen Funktionen für den geschichteten Halbraum lässt sich eine Lösung für Gleichung 6.49 im Frequenzereich finden. Das zweite Integral auf der rechten Seite verschwindet in allen nichtsingulären Punkten. Des Weiteren lässt sich die linke Seite umformen in $\delta_{ij}u_j(\xi) = u_i(\xi)$. So kann nach der Diskretisierung mit Randelementen ein lineares Gleichungssystem mit

$$\mathbf{u} = \mathbf{F} \cdot \mathbf{q} \tag{6.51}$$

erhalten werden. $\mathbf{F}$ repräsentiert die Bodensteifigkeitsmatrix, $\mathbf{u}$ die Verschiebungen und $\mathbf{q}$ die Sohlspannungen im Interaktionshorizont. Die Steifigkeitsmatrix $\mathbf{F}$ des Bodens ist im Allgemeinen nicht quadratisch und auch nicht symmetrisch. Alle Einträge in $\mathbf{F}$ sind frequenzabhängig. Um eine Ankopplung an die Finite Elemente Struktur zu erreichen muss die Matrix aber invertierbar sein. Dies kann z.B. erreicht werden indem gleiche Ansatzfunktionen für die Verschiebungen und die Spannungen gewählt werden.

Die Kopplung von Randelementen mit Finiten Elementen erfordert, dass die Gleichgewichtsbedingung und Kompatibilitätsbedingungen im Interaktionshorizont erfüllt werden. Nach Anwendung von Transformationsmatrizen und Kombination mit Gleichung 6.51 führt dies zu

$$\mathbf{Q} = \mathbf{T}_q \cdot \mathbf{F}^{-1} \cdot \mathbf{T}_u \cdot \mathbf{u} = \mathbf{S}_{Boden} \cdot \mathbf{u} \tag{6.52}$$

mit $\mathbf{S}_{Boden}$ als komplexe Steifigkeitsmatrix des Bodens. Gleichung 6.52 lässt sich in die im Frequenzbereich formulierte Bewegungsgleichung

$$(-\omega^2\mathbf{M} + i\omega\mathbf{C} + \mathbf{K}) \cdot \mathbf{u} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{P} - \mathbf{Q} \tag{6.53}$$

einsetzen. Das daraus entstandene lineare Gleichungssystem lässt sich nun mit Standardlösungsverfahren lösen.

Im Zeitbereich kann die Bewegungsgleichung in Abhängigkeit der Knotenverschiebungen $\mathbf{u}^{i+1}$ zur Zeit t^{i+1} folgendermaßen formuliert werden:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}^{i+1} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}^{i+1} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}^{i+1} = \mathbf{P}^{i+1} - \mathbf{Q}^{i+1}(\mathbf{u}^{i+1}). \tag{6.54}$$

Im Vergleich zur Frequenzbereichformulierung stellt es ein Problem dar, im Zeitbereich eine geeignete Fundamentallösung zu finden. Die Lösung gestaltet sich wesentlich komplizierter, und es wird deshalb an dieser Stelle auf die Herleitung verzichtet. Weitere Erläuterungen sind in der Literatur zu finden, z.B. [Gaul u. Fiedler 1997].

$$\mathbf{w}(t) = \int_0^t \mathbf{F}(t-\tau) \cdot \mathbf{q}\tau \; d\tau. \tag{6.55}$$

Der Zusammenhang zwischen den Spannungen und Verschiebungen ist jetzt ein Faltungsintegral mit $\mathbf{w}$ als Verschiebungen an den Knoten des Interaktionshorizontes, $\mathbf{q}$ den Spannungen im Interaktionshorizont und $\mathbf{F}(t)$ der Bodensteifigkeitsmatrix gegeben durch eine Impuls-Antwortmatrix. $\mathbf{F}(t)$ kann durch Inverse Fourier-Transformation aus dem im

Frequenzbereich formulierten Gegenstück $\mathbf{F}(\omega)$ berechnet werden. Nach Berechnung des Faltungsintegrals kann folgende Beziehung für die Verschiebungen erhalten werden

$$\mathbf{w}^{i+1} = \mathbf{w}^{hist} + \mathbf{F}^{akt} \cdot \mathbf{q}^{i+1}. \tag{6.56}$$

Hierbei sind $\mathbf{w}^{i+1}$ und $\mathbf{q}^{i+1}$ der Verschiebungsvektor und Sohlspannungsvektor im Zeitschritt $(i+1)$. $\mathbf{F}^{akt}$ ist die aktuelle Steifigkeitsmatrix und $\mathbf{w}^{hist}$ ist der Verschiebungsvektor infolge der vorangegangenen Belastung durch die Sohlspannungen. Das oben beschriebene Vorgehen ist eine Hybride Zeitbereichsformulierung, da die im Frequenzbereich formulierten GREENschen Funktionen verwendet wurden. Darüber hinaus gibt es noch reine im Zeitbereich formulierte GREENsche Funktionen [Bode 2000]. Mit der gleichen Vorgehensweise wie im vorangegangenen Abschnitt ergibt sich für die Bodenreaktionslasten $\mathbf{Q}^{i+1}$

$$\mathbf{Q}^{i+1} = \mathbf{T}_q(\mathbf{F}^{akt})^{-1} \cdot \mathbf{T}_u \cdot \mathbf{u}^{i+1} - \mathbf{T}_q(\mathbf{F}^{akt})^{-1} \cdot \mathbf{w}^{hist} = \mathbf{K}_{Boden}^{akt} \cdot \mathbf{u}^{i+1} - \mathbf{Q}^{hist} \tag{6.57}$$

mit $\mathbf{K}_{Boden}^{akt}$, als aktuelle Steifigkeitsmatrix des Bodens kondensiert auf die Knoten im Interaktionshorizont.

Dem interessierten Leser wird an dieser Stelle empfohlen, die Arbeiten von Bode [2000] und Hirschauer [2001] zum detaillierteren Verständnis der Lösung der Randelementmethode mit GREENschen Funktionen und der Ankopplung der BEM an die FEM hinzuzuziehen.

Kopplung der Randelementmethode und Finite Elemente Methode

Die Kopplung der Randelemente und Finite Elemente setzt voraus, dass sowohl die Gleichgewichts- als auch die Kompatibilitätsbedingungen am Interaktionshorizont zwischen Struktur und Boden erfüllt sein müssen. Die Implementierung der Randelementmethode in eine Finite Elemente Umgebung geschieht durch Einfügen eines Superelementes in die FE Formulierung, welches die mittels Randelementmethode berechnete Bodensteifigkeit enthält.

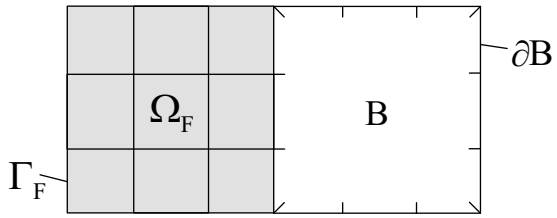


Abbildung 6.16: Diskretisiertes Gebiet mit gekoppeltem FEM und BEM Ansatz

Durch Transformation der Randzugspannungen in äquivalente Knotenkräfte, wird der Kraftvektor des Superelementes berechnet.

$$\mathbf{F}^m = \mathbf{G}\,\mathbf{t}^m \tag{6.58}$$

Die Knotenkräfte $\mathbf{F}$ über das komplette Randelemente-Gebiet im Zeitschritt m wird über die Transformationsmatrix $\mathbf{G}$ in Verbindung zu den Zugspannungen $\mathbf{t}$ gebracht. Mit dieser Beziehung kann die Gleichung (6.50) umgewandelt werden zu:

$$\mathbf{F}^m = \mathbf{K}_{BE}\mathbf{u}^m + \sum_{\eta=2}^{\bar{m}} \mathbf{Q}_\eta^m. \tag{6.59}$$

In dieser Form sind die äquivalenten Knotenkräfte als Funktion der Knotenverschiebungen und der Summe der Einflüsse der vorherigen Zeitschritte η gegeben. $\mathbf{K}_{BE}$ ist die äquivalente Steifigkeitsmatrix des Randelemente-Gebiets und die Vektoren $\mathbf{Q}$ beschreiben die Geschichte der Einflüsse der vergangenen Knotenkräfte. Die globale Steifigkeitsmatrix des gekoppelten Randelemente und Finite Elemente Systems wird durch Zusammenfügen der Beiträge von $\mathbf{K}_{FE}$ und $\mathbf{K}_{BE}$ erhalten. Die gekoppelte Formulierung kann in matrizieller Form folgendermaßen geschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{RR} & \mathbf{M}_{RI} \\ \mathbf{M}_{IR} & \mathbf{M}_{II} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_R^{i+1} \\ \ddot{\mathbf{u}}_I^{i+1} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{RR} & \mathbf{C}_{RI} \\ \mathbf{C}_{IR} & \mathbf{C}_{II} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_R^{i+1} \\ \dot{\mathbf{u}}_I^{i+1} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{RR} & \mathbf{K}_{RI} \\ \mathbf{K}_{IR} & \mathbf{K}_{II} + \mathbf{K}_{Boden}^{akt} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_R^{i+1} \\ \mathbf{u}_I^{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_R^{i+1} \\ \mathbf{F}_I^{i+1} + \mathbf{Q}^{seis} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{Q} \end{Bmatrix} \tag{6.60}$$

mit:

$\mathbf{M}$:	(Unter)matrizen der Massematrix,
$\mathbf{C}$:	Dämpfungsmatrizen,
$\mathbf{K}$:	Steifigkeitsmatrizen,
$\mathbf{K}_{Boden}^{akt}$:	Aktuelle Steifigkeitsmatrix des Bodens,
$\mathbf{F}$:	Vektor der äußeren Kräfte,
$\mathbf{Q}$:	Resultierende Knotenkräfte der Kontaktspannungen im Interaktionshorizont.

Die Freiheitsgrade der Bewegungsgleichung (6.60) werden in die Freiheitsgrade im Interaktionshorizont (Index I) und die restlichen Freiheitsgrade außerhalb des Interaktionshorizonts (Index R) aufgeteilt.

6.3.2 Implementierung in ANSYS®

Die im vorherigen Kapitel beschriebenen Randelement-Formulierung wurde im Rahmen dieser Arbeit in das komerzielle Finite Elemente Programm ANSYS® [ANSYS Inc. 2005] implementiert. Das Programm bietet die Möglichkeit selbst entwickelte Routinten über die „User Programmable Features (UPF)“ Schnittstelle einzubinden. Die Substruktur Formulierungen werden ebenfalls ermöglicht, worüber eine einfache Diskretisierung des Systems über die Substrukturmethode möglich ist. Die zu untersuchende Struktur wie z.B. eine Brücke kann bequem mit dem programminternen Preprozessor aufgebaut werden. Anschließend werden von ANSYS® alle zum Interaktionshorizont zugehörigen Parameter extrahiert und an die Randelementmethode Routine übergeben. Nach der Berechnung der Bodensteifigkeitsmatrix wird der Boden als Superelement an die Knoten des Interaktionshorizonts der Struktur angekoppelt. Hierfür wurde das Superelement MATRIX50

benutzt. Diese Schritte werden für jeden Zeitschritt durchgeführt, damit die Bodensteifigkeitsmatrix in jeder Interaktion aktualisiert wird.

6.3.3 Validierung

Als erstes Beispiel zur Validierung dient ein Vergleich der BEM-Lösung mit anderen analytischen und numerischen Verfahren. Hierfür wird der in Kapitel 6.2.2 bereits kurz vorgestellte Modellbrückenpfeiler herangezogen. Der an der Aristotle Universität von Thessaloniki gebaute Modellpfeiler wurde zum Zwecke der Untersuchung von BBI Effekten auf das griechisch-europäische Testgelände in der Nähe von Volvi gebracht, um ihn dort unter verschiedenen Konfigurationen zu testen. Der Modellpfeiler wurde mit einem Verhältnis von 1:5 im Vergleich zu einem echten Brückenpfeiler gebaut. Abbildung 6.17 zeigt den endgültigen Modellpfeiler mitsamt Überbau, wie er auf einem Testgelände errichtet wurde.

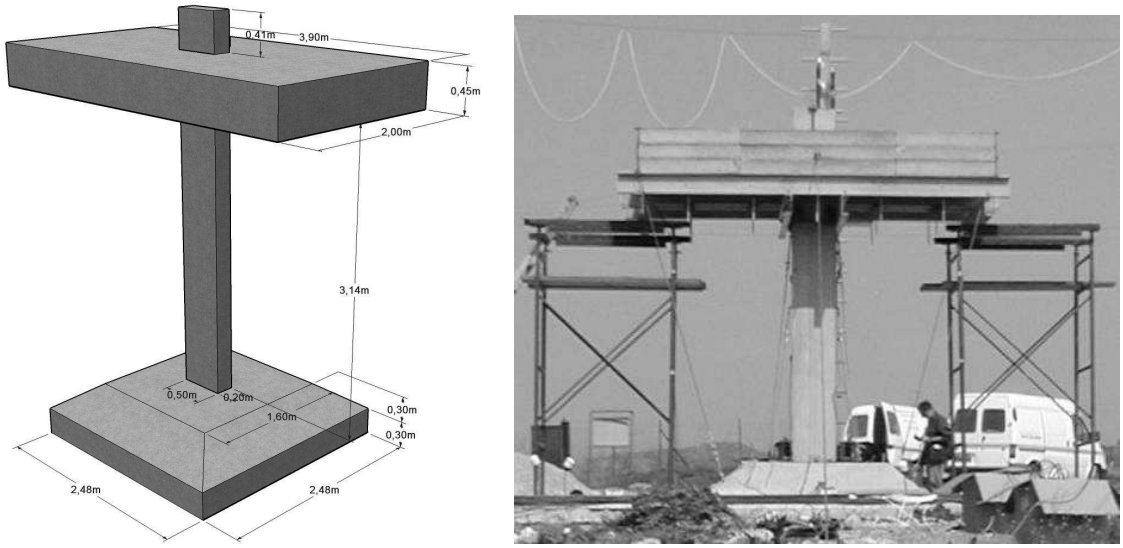


Abbildung 6.17: Modellbrückenpfeiler

6.3.3.1 Brückenpfeiler unter Vertikalbelastung

Vor der Durchführung der Tests unter Horizontalbelastung wurde die Montage des Überbaus dazu genutzt, die unter dem Fundament installierten Druckplatten zu testen. Das Platzieren des Überbaus auf dem Pfeiler wurde anhand von numerischen Berechnungen mit Hilfe von verschiedenen Rechenverfahren analysiert, um eine Überlastung der Druckplatten zu vermeiden. In-situ wurde der 10 t schwere Überbau ($3{,}9 \times 2{,}0 \times 0{,}45$ m) mit Hilfe eines Krans über den Pfeiler gebracht und nach Einführen des Pfeilers in die Aussparung der Überbau vom Kran entkoppelt. Zum Einsatz kamen hierbei ein vereinfachter Ansatz mit einer Winkler Bettung, das Kegelstumpfmodell nach Wolf, eine Diskretisierung des Bodens mit Hilfe der FEM und als vierte Variante die Abbildung des Bodens

durch die BEM. In der Tabelle 6.5 sind die unterschiedlichen Parameter für die Abbildung des Bodens angegeben.

Tabelle 6.5: Parameter des Bodens und der unterschiedlichen numerischen Modelle

Boden	$G = 21 \cdot 10^6$ N/m^2, $E = 54,6 \cdot 10^6$ N/m^2, $v_S = 100$ m/s, $v_P = 187,1$ m/s, $\nu = 0,3$, $\rho = 2.100$ kg/m^3, $\xi = 0,01 - 0,02$
Winker Bettung	$K = 170$ MN/m
Kegelstumpfmodell	$r_{eq} = 1,41$ m, $I_0 = 3,26$ m^4, $v_s = 100$ m/s, $\rho = 2,1$ t/m^3
FEM	$E = 54,6$ MN/m^2, $\rho = 2,1$ t/m^3
BEM	$G = 21$ MN/m^2, $v_s = 100$ m/s

In Abbildung 6.18 ist die zeitliche Entwicklung der vertikalen Verschiebungen des Fundaments infolge der Stoßbelastung dargestellt. Es ist zu erkennen, dass alle vier Ansätze die tatsächlich gemessene Endsetzung von 0,61 mm sehr gut abbilden. Was aus Abbildung 6.18 ebenfalls zu erkennen ist, ist dass die Oszillation des Fundamentes unter der vertikalen Stoßbelastung beim Modell mit Winkler Bettung nicht schnell genug gedämpft wird und die Amplitude der vertikalen Verschiebung deutlich überschätzt wird. Das Kegelstumpfmodell nach Wolf und der Ansatz über FEM Volumenelemente weisen dagegen ein sehr steifes Verhalten des Bodens auf. Die Randelementmethode hingegen weist ein realitätsnahes Bodenverhalten auf. Der Anfangspeak ist moderat und das Schwingungsverhalten klingt rasch ab.

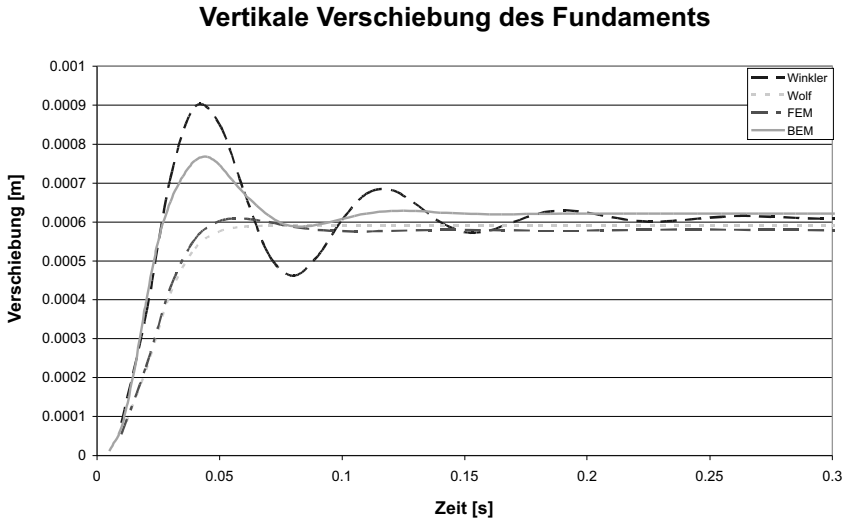


Abbildung 6.18: Vergleich der verschiedenen Ansätze für das Platzieren des Überbaus

6.3.3.2 Brückenpfeiler unter Horizontalbelastung

Als zweites Untersuchungsbeispiel sollen die in-situ gemessenen Beschleunigungen einer freien Schwingung des Brückenpfeilers auf dem Testgelände mit den berechneten vergli-

chen werden. Hierzu wurde der Pfeilerkopf mit Hilfe einer horizontalen Abspannung mit einer Kraft von 1950 N ausgelenkt und die Abspannung schlagartig gelöst. Die durch die am Brückenpfeiler angebrachten Sensoren registrierte freie Schwingung in Richtung der starken Achse des Pfeilers ist in Abbildungen 6.19 und 6.20 als blaue, durchgezogene Linie dargestellt. Das hier dargestellte Ergebnis stammt von einem triaxialen Sensor am kurzen Rand des Überbaus auf der gegenüberliegenden Seite des Krafteinleitungspunktes. Während des Versuchs war aufgrund des weichen Untergrundes eine deutliche Kippbewegung des Fundamentes zu verzeichnen.

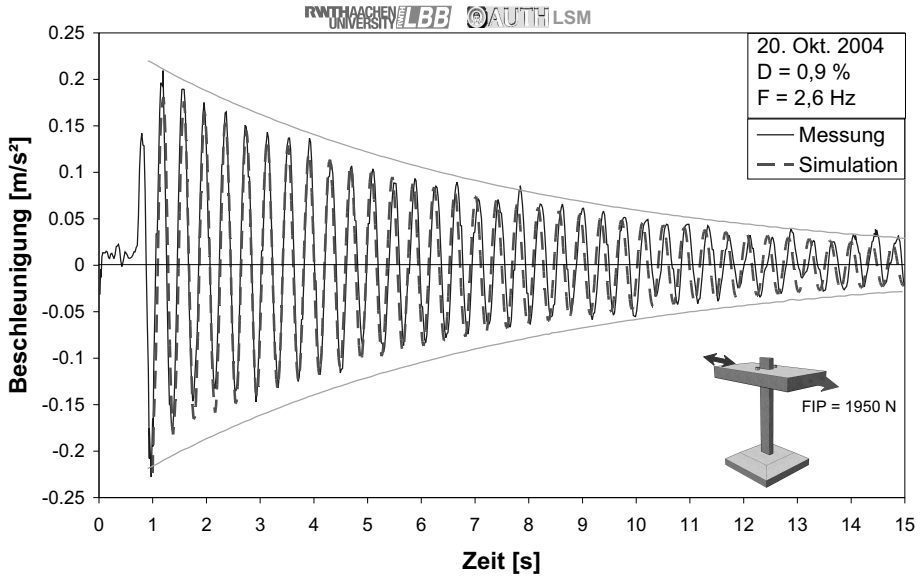


Abbildung 6.19: Vergleich der Messung und Berechnung der horizontalen Beschleunigung des Überbaus

Der Vergleich der mit der Randelementmethode vorhergesagten Schwingung (rote, gestrichelte Kurve) des gekoppelten BBI-Problems weist eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten auf. Für den hier dargestellten Versuch wurde für den Brückenpfeiler ein linear elastisches Materialverhalten angenommen, da der Pfeiler für dieses Belastungsniveau vollständig im ungerissen Zustand verblieb. Aus der Schwingung ließ sich der Dämpfungsgrad des Systems berechnen, der je nach Anregungsrichtung und -amplitude zwischen 0,9% und 1,6% für diese Art der künstlichen Erregung lag.

Weitere Vergleiche der hier vorgestellten Randelementmethode zur Untersuchung von BBI Effekten finden sich im Endbericht des EU-Projektes „EUROSEIS-RISK: Seismic Hazard Assessment, Site Effects and Soil Structure Interaction Studies in an Instrumented Basin“ [Pitilakis 2005]. Dass eine Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion insbesondere bei langen Brücken von Bedeutung ist, wurde auch in der Veröffentlichung von Renault u. Meskouris [2005] nachgewiesen, in der die Einflüsse verschiedener Untergrundkonfigurationen untersucht wurden.

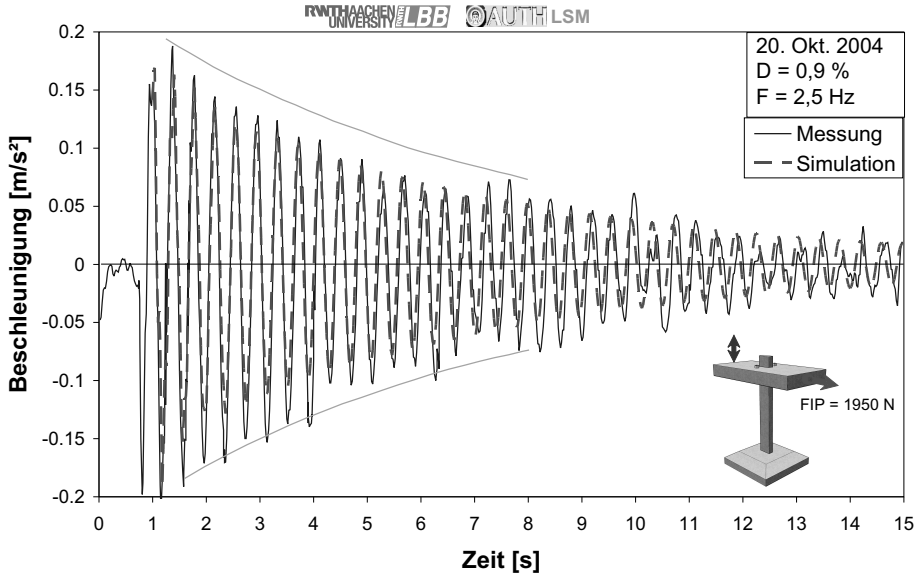


Abbildung 6.20: Vergleich der Messung und Berechnung der vertikalen Beschleunigung des Überbaus

Kapitel 7

Untersuchungsstufe I – Vereinfachte Verfahren

Die erste Untersuchungsstufe beinhaltet zwei Bausteine. Der erste Baustein ist die Bewertung der Erdbebensicherheit eines Brückenbauwerks anhand von Fragilitätskurven bzw. Vulnerabilitätsfunktionen mit nur wenigen Eingangswerten (Kap. 7.2 - 7.4). Der zweite Baustein, nämlich die Auswertung eines Bewertungssystems, stellt eine Ergänzung des ersten Verfahrens dar und ermöglicht bereits die Berücksichtigung individueller Merkmale der Brücke (Kap. 7.5 - 7.6).

7.1 Risiko, Gefährdung und Vulnerabilität

Vulnerabilitätsanalysen können sowohl für eine große Gruppe von Objekten als auch für Einzelbauwerke durchgeführt werden und sind wichtige Grundlage für eine Erdbebenrisikobewertung. Das Risiko ist an die zukünftigen zu erwartenden Schäden gekoppelt und ist von der Vulnerabilität, der Gefährdung und dem Expositionsgrad (der den „Wert“ eines Objektes oder die möglichen Konsequenzen auf Menschenleben bewertet) gekoppelt. Die Auswertung der Vulnerabilität ist im Bezug auf eine seismische Risikoabschätzung sehr wichtig, da dieser Faktor meistens der ausschlaggebende unter den drei genannten ist. Viele alte Bauwerke incl. Brücken in Europa unterliegen hauptsächlich einem Erdbebenrisiko, weil die Bauwerke sehr vulnerabel sind und nicht, weil die seismische Gefährdung so hoch ist.

Für die Angabe des Erdbebenrisikos ist die Kenntnis der lokalen Erdbebengefährdung notwendig. Der Begriff Risiko (engl. risk) ist oft nicht klar abgegrenzt gegenüber der Gefährdung (engl. hazard). Im Jahre 1980 wurden vom OUNDRC (Office of the United Nations Disasters Relief Coordinator) Definitionen dieser Begriffe augearbeitet. Die im Rahmen dieser Arbeit benutzte und wohl üblichste Definition von Risiko lautet:

$$Risiko = Gefährdung \times Vulnerabilität \times Wert \tag{7.1}$$

Das Risiko ist dabei als die Summe der erwarteten Schäden in einem Zeitraum von zum Beispiel 100 Jahren zu verstehen. Hierbei ist die Gefährdung als Wahrscheinlichkeit (engl.

probability) des Auftretens eines physikalischen Ereignisses (z.B. Erdbeben) und dessen Stärke definiert. Die Wahrscheinlichkeit ist bei einem Erdbeben die jährliche Wiederkehrperiode der Erdbebenintensität infolge eines möglichen Bebens. Die Vulnerabilität bzw. Verletzbarkeit ist als die (bedingte) Wahrscheinlichkeit zu verstehen, dass das Untersuchungsobjekt durch das gefährliche Ereignis beschädigt wird. Die Verletzbarkeit der Bauwerke ist abhängig von der Bauweise und den für die Erdbebensicherheit getroffenen baulichen Maßnahmen. Der Wert ist meistens als materielle Kosten (z.B. ökonomische Verluste, Anzahl der Bauwerke, o.a.) bzw. als Gefahr für Leib und Leben (z.B. Verlust von Menschenleben) definiert.

7.2 Vulnerabilität

Die Vulnerabilität wird im Allgemeinen durch Funktionen oder Matrizen dargestellt, die entweder durch statistische Untersuchungen von beschädigten Brücken in Erdbebengebieten oder durch probabilistische Simulationen unter Verwendung von numerischen oder analytischen Modellen erhalten werden. Da in den letzten Jahrzehnten keine große Anzahl von bedeutenden Erdbeben in Deutschland aufgetreten sind, existieren für Deutschland keine Vulnerabilitätsfunktionen oder -matrizen aus beobachteten Schäden.

Eine Vulnerabilitätsbeziehung definiert die Abhängigkeit zwischen der seismischen Anregung und dem zu erwartenden Schaden an einer Struktur. Ein Schaden ist hierbei meistens definiert als eine Reduzierung der Stabilität und Gebrauchstauglichkeit der Struktur, was Personenschäden, monetäre Verluste und Beschädigung von Bauwerken mit sich ziehen kann. Um eine Vulnerabilitätsbeziehung zwischen Intensität und Schaden aufzustellen, sind eine Vielzahl von dokumentierten Schäden notwendig, die bisher nur in Amerika und Japan in einem repräsentativen Umfang gesammelt worden sind.

Daher muss in den meisten Fällen die Struktur anhand von numerischen Methoden simuliert und analysiert werden. Normalerweise sind die aus verschiedenen Zeitverlaufsberechnungen zu einer bestimmten Spektralbeschleunigung ermittelten Ergebnisse für den Schadensindikator unterschiedlich. Durch Ermittlung des Mittelwerts und der Standardabweichung lässt sich somit ein Schadensindikator für jede Spektralbeschleunigung durch eine Normalverteilung darstellen. Die in der Literatur angegebenen Schadenszustände sind meistens klar voneinander abgegrenzt. Es gibt keinen Übergangsbereich, sondern eine scharfe Trennlinie, die zur Folge hat, dass eine minimale Änderung der Eingangsgröße sofort zu einem anderen Schadenszustand führt. Durch Anwendung der Fuzzy-Methode auf die Zugehörigkeitsfunktionen der Schadensindikatoren, die durch Expertenmeinungen und vorhandene Daten ermittelt worden sind, lässt sich ein fuzzy-verteilte Funktion für die Schadensindikatoren aufstellen, die einen Übergang definiert, bei dem sowohl ein Teil des vorherigen als auch des folgenden Schadenszustandes anteilig angerechnet wird.

Es gibt unterschiedliche Methoden zur Vulnerabilitätsuntersuchung. Sie unterscheiden sich in Hinblick auf Aufwand und Genauigkeit. Der zu wählende Untersuchungstyp hängt insbesondere vom verfolgten Untersuchungsziel und der Verfügbarkeit von Daten ab. Im Folgenden sind die verschiedenen Ansätze dargestellt. Zu Beginn stehen die statistische

Auswertung von beobachteten Schäden und die Expertenbefragungen. Anschließend finden sich vereinfachte analytische Modelle und Bewertungssysteme, bis hin zu den detaillieren Untersuchungsmethoden, welche die aufwändigste Untersuchungsart darstellen (Tab. 7.1).

Tabelle 7.1: Methoden zur Abschätzung der seismischen Vulnerabilität von Brücken unter Erdbebenbelastung

Aufwand	→ steigender Berechnungsaufwand →				
Anwendung	Brückenbestand				individuelles Bauwerk
Methode	beobachtete Vulnerabilität	Experten-wissen	einfache analytische Modelle	Bewertungs-system	detaillierte Untersuchungs-methode

Beobachtete Vulnerabilität: Beobachtete Vulnerabilität bezieht sich auf statistische Auswertungen von Erdbebenschäden. Oft zu finden sind sogenannte Schadenswahrscheinlichkeitsmatrizen (engl. damage probability matrices, DPM) die daraus je nach Bauwerkstyp abgeleitet werden. Die allgemeine Form einer solchen DPM zeigt Tabelle 7.2. Jede Zahl in der Matrix (dargestellt durch $\cdots$) gibt die Wahrscheinlichkeit an, dass ein Bauwerk einer bestimmten Bauwerksklasse ein bestimmtes Schadensniveau infolge einer definierten Erdbebenintensität erreichen wird. Die Schadensrate (engl. Damage ratio) ist hierbei meistens definiert als das Verhältnis der Reparaturkosten zu den Herstellungskosten zum Zeitpunkt des Erdbebens.

Tabelle 7.2: Exemplarische Schadenswahrscheinlichkeitsmatrizen [Whitman u. a. 1974]

Damage state	Structural damage	Non-structural damage	Damage ratio (%)	Earthquake Intensity V	VI	VII	VIII	X
0	None	None	0-0.05	···	···	···	···	···
1	None	Minor	0.05-0.3	···	···	···	···	···
2	None	Localized	0.3-1.25	···	···	···	···	···
3	Not noticable	Widespread	1.25-3.5	···	···	···	···	···
4	Minor	Substantial	3.5-4.5	···	···	···	···	···
5	Substantial	Extensive	7.5-20	···	···	···	···	···
6	Major	Nearly total	20-65	···	···	···	···	···
7	Building Condemned		100	···	···	···	···	···
8	Collapse		100	···	···	···	···	···

Diese Form der Schadenswahrscheinlichkeitsmatrix ist die am weitesten verbreitete Form zur Darstellung der Schadenswahrscheinlichkeiten. Die Anzahl der Schadenszustände (engl. Damage states) ist oft geringer, meist nur vier bis sechs, da es je nach Problemstellung schwierig ist zwischen den einzelnen Schadenszuständen zu differenzieren. Meist wird

angenommen, dass für jeden Bauwerkstyp die Streuung der Intensität, ab der eine Überschreitung des Schadenszustandes stattfindet normalverteilt ist. Die Schadensverteilung wird grafisch durch Auftragen der Überschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten Schädigungsgrades gegenüber der seismischen Eingangsgröße, meist als parameterlose Intensitätsskala dargestellt, aufgetragen.

Die Definition des Zusammenhanges zwischen Schaden und Erdbebenintensität auf der Basis von beobachteten Vulnerabilitäten benötigt eine große Anzahl von Daten und ist genau genommen eigentlich nur für die Region gültig, die für die Erstellung des Zusammenhangs herangezogen wurde. Eine direkte Übertragbarkeit ist nur auf Regionen mit ähnlichen seismischen Untergrundbedingungen zulässig. Wenn keine Daten oder nicht ausreichend vorhanden sind, müssen andere Methoden benutzt werden um Aussagen über die notwendigen Zusammenhänge treffen zu können.

7.2.1 Vulnerabilitätsfunktionen auf Grundlage von Expertenwissen

Der durch die Federal Emergency Management Agency (FEMA) gegründete Applied Technologie Council (ATC) hat im Jahre 1985 die erste umfassende Untersuchung veröffentlicht (ATC 13 [ATC 1985]), bei der die seismische Vulnerabilität von Brücken anhand von Expertenbefragungen systematisch aufbereitet worden ist. Im ATC 13 werden die Brücken in zwei Klassen unterteilt: Konventionelle und große Brücken (Feldlänge $>$ 150 m). Die konventionellen Brücken werden nochmals unterteilt in Brücken aus Einfeldträgersystemen und Durchlaufträger (beinhaltet den einfachen Einfeldträger). Es wurden fünf Experten befragt, den zu erwartenden Schadensprotzentsatz abzuschätzen, der bei einer gegebenen Intensität, auftreten würde. Anhand ihrer persönlichen Erfahrungen und ihrer Expertise, mussten die Experten Formularbögen ausfüllen. Die Bögen wurden anschließend statistisch ausgewertet und daraus die im ATC 13 angegebenen Schadensmatrizen für Brücken abgeleitet. Der offensichtliche Nachteil dieses Ansatzes ist die Subjektivität der Bewertung, die sehr geringe Anzahl an Befragungen und die Standortandortabhängigkeit, da die Bewertung für Brücken in Kalifornien durchgeführt wurde.

Im Jahr 1991 wurden im ATC 25 [ATC 1991] die Daten aus dem ATC 13 einer systematischen Auswertung unterzogen und Regressionskurven anstelle der Schadenswahrscheinlichkeitsmatrizen definiert. Des Weiteren wurde versucht, die eigentlich nur für Kalifornien gültigen Schadensverteilungen für die gesamten USA anzupassen. Hierzu wurden die Intensitätsklassen in Abhängigkeit des Brückenstandorts verschoben. Ziel war die landesweite Bestimmung der möglichen Schäden aller Bauwerke und den damit verbundenen monetären Verlusten. Diese Schadensverteilungen finden noch immer große Anwendung, sowohl in den USA als auch weltweit, obwohl sie eigentlich nicht mehr dem Stand der Technik entprechen.

Zur Bestimmung der Vulnerabilitätsfunktionen aus den ATC 13 Daten wurden im Rahmen dieser Arbeit aus den Schädigungsmatrizen Fragilitätskurven ermittelt und diese anschließend in Vulnerabilitätsfunktionen für die drei Brückenklassen umgerechnet. Im Anhang sind in den Abbildungen D.1, D.2 und D.3 die aus den Schadenswahrscheinlich-

keitsmatrizen abgeleiteten Vulnerabilitätsfunktionen aus dem ATC 13 und ATC 25 gegenübergestellt. Zur Anwendung der Funktionen auf andere Länder wurden die Vorschläge aus dem ATC 25 berücksichtigt und eine Regressionsanalyse der im ATC 25 enthaltenen Daten durchgeführt. Daraus wurden folgende allgemeine Vulnerabilitätsfunktionen für konventionelle und große Brücken ableitet:

$$DR_{FC24} = \exp(-10,084) \cdot MMI^{4,7603} \tag{7.2a}$$

$$DR_{FC25} = \exp(-14,913) \cdot MMI^{7,0404} \tag{7.2b}$$

$$DR_{FC30} = \exp(-21,083) \cdot MMI^{8,9881} \tag{7.2c}$$

mit:

DR_{FC24} = Schädigung von konventionellen Brücken mit mehreren Einfeldträgern und Feldlängen kleiner als 150 m,
SR_{FC25} = Schädigung von konventionellen Brücken ausgebildet als Durchlaufträger oder Einfeldträger und Feldlängen kleiner als 150 m,
DR_{FC30} = Schädigung von großen Brücken aller Art mit einer Feldlänge größer als 150m.

In Tabelle 7.3 sind die Vulnerabilitätsfunktionen für die Intensitäten V bis X für die drei im ATC definierten Brückenklassen ausgewertet und in Abbildung 7.1 dargestellt. Es wurden hierzu vier Schadenszustände festgelegt:

- Leichter Schaden (1-10% Schädigung)
- Mittlerer Schaden (10-30% Schädigung)
- Starker Schaden (30-60% Schädigung)
- Vollkommene Zerstörung (60-100% Schädigung)

Tabelle 7.3: Vulnerabilitätsfunktionen für Brücken auf Grundlage des ATC 25

MMI	Schaden [%]		
	FC24	FC25	FC30
5	8,87	2,78	0,13
6	21,13	10,04	0,69
7	44,00	29,73	2,75
8	83,09	76,12	9,14
9	100,00	100,00	26,34
10	100,00	100,00	67,90

Abschließend sei angemerkt, dass die Vulnerabilitätsfunktionen sehr grob und wenig detailliert sind, da keine brückenspezifischen Charakteristika berücksichtigt werden. Für eine flächendeckende Auswertung der Brückenschäden infolge eines speziellen Erdbebenszenarios sind die hier berechneten Funktionen zwar gut geeignet, aber es wird auch ein Ansatz benötigt, um einzelne Bauwerke zu untersuchen. Im folgenden Kapitel wird deshalb ein erweiterter Lösungsansatz für diese Situation vorgestellt.

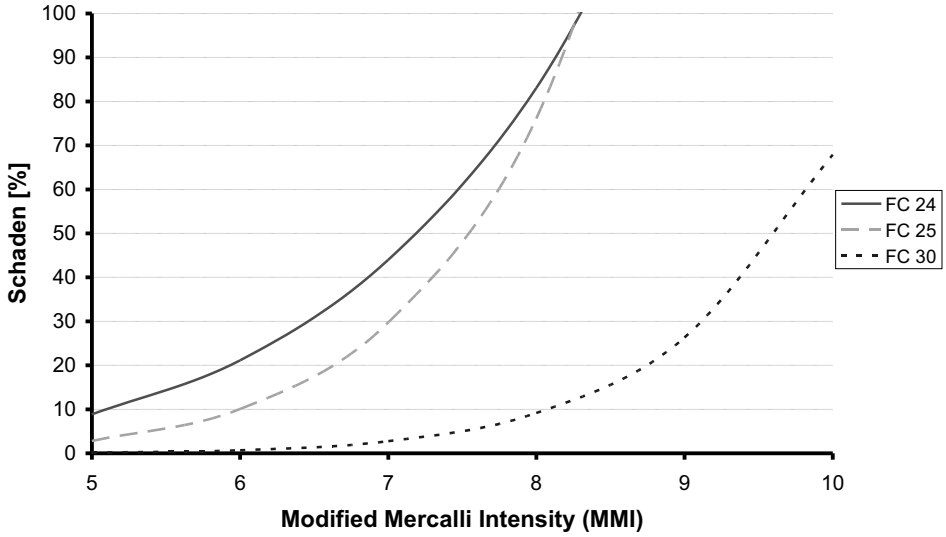


Abbildung 7.1: Vulnerabilitätsfunktion für Brücken (Facility Class 24, 25 und 30)

7.3 Fragilitätskurven

7.3.1 Zusammenhang zwischen Schadensmatrizen, Fragilitätskurven und Vulnerabilitäsfunktionen

In Schadensmatrizen wird die prozentuale Wahrscheinlichkeit eines Schadenszustands für einen gegebenen Parameter, der die Stärke des Erdbebens charakterisiert, in matrizieller Form angegeben. Korrelieren die Werte unterschiedlicher Datenmengen, so erkennt man, dass die Werte der Matrix sich einer lognormalen Verteilung anpassen. Die Tendenz der Ergebnisse lässt sich somit durch eine lognormale Funktion ausdrücken, die die Abweichungen vom Mittelwert über die Standardabweichung berücksichtigt. Diese Funktionen sind die so sogenannten Fragilitätskurven, die für jeden definierten Schadenszustand bestimmt werden können. Die Kurve gibt die Wahrscheinlichkeit an, dass für einen gegeben Parameter das Bauwerk den Schadenszustand erreicht, für den die Kurve ausgelegt wurde. Die Fläche unter der Kurve gibt die Wahrscheinlichkeit an, dass das Bauwerk einen größeren Schadenszustand erreicht, als der von der Kurve ausgedrückt wird. Die Vulnerabilätskurve wird aus den Fragilitätskurven errechnet und gibt den Schadenszustand für einen gegebenen Parameter. Abbildung 7.2 zeigt den Zusammenhang zwischen Schadensmatrizen, Wahrscheinlichkeitsverteilung und Fragilitätskurven.

7.3.1.1 Bildung von empirischen Fragilitätskurven

Empirische Fragilitätskurven werden aus aufgezeichneten Schadensdokumentationen vergangener Erdbeben entwickelt. Die Vorgehensweise der Konstruktion von empirischen Fragilitätskurven ist für alle im Folgenden erwähnten Publikationen konzeptuell gleich

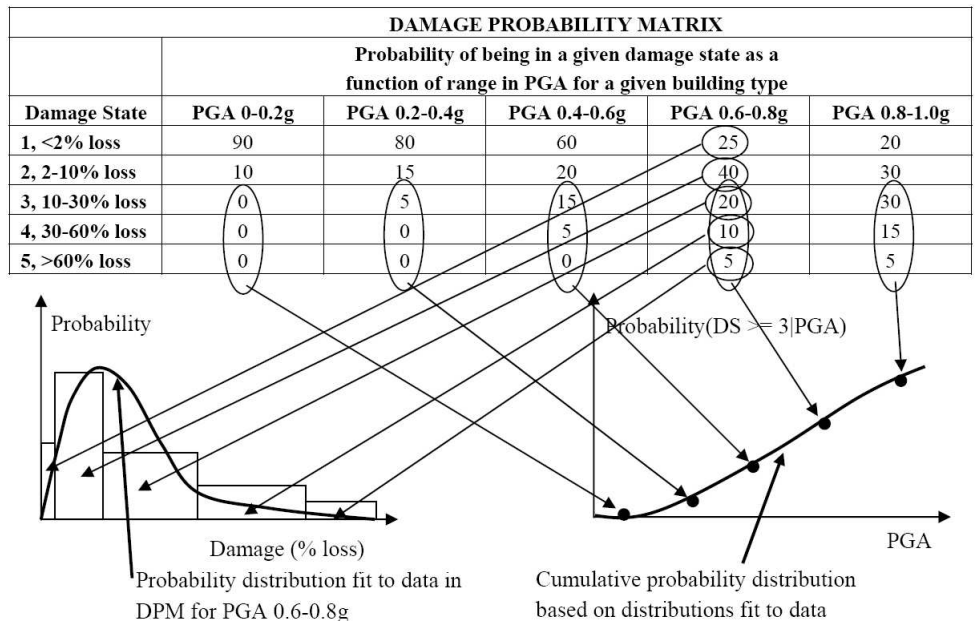


Abbildung 7.2: Zusammenhang zwischen Schadensmatrizen, Wahrscheinlichkeitsverteilung und Fragilitätskurven [King u. a. 2004]

und lässt sich anhand folgender Schritte verallgemeinert erklären:

- Es wird ein Datensatz von Brücken gewählt, die alle im selben Erdbebenereignis beschädigt wurden. Die Brücken müssen möglichst in der selben Erdbebenzone liegen, damit bei allen die selben tektonischen Ereignisse sowie Baugrundverhältnisse vorausgesetzt werden können.

- Wahl eines Parameter der Erdbebeneinwirkung, mit dem später die Schadenszustände korreliert werden. Zusammenstellen der entsprechenden Daten für den gewählten Parameter. Hierbei ist besonders auf eine einheitliche Generierung der Daten zu achten. Basöz u. Kiremidjian [1998] stellten Unterschiede in den Intensitätskarten für die Loma Prieta und Northridge Erdbeben je nach Quelle fest.

- Klare Definition und Differenzierung der Schadenszustände. Es wurde beobachtet, dass hierbei sehr oft Probleme auftreten, da ein Schadensbild oft zu mehreren Schadenszuständen passt.

- Brücken mit etwa gleichen strukturellen Merkmalen werden ein ähnliches Verhalten im Erdbebenfall zeigen und sollten daher in gemeinsame Klassen eingeordnet werden.

- Jeder Brücke, bzw. jedem Bauteil (für den Falle einer Definition von Fragilitätskurven für einzelne Bauteile) muss ein Schadenszustand zugewiesen werden. Dies soll, um Streuungen auszuschließen, von der selben Person oder der selben Bearbeitungsgruppe durchgeführt werden.

- Erstellung von Schadensmatrizen anhand der ermittelten Schadensdaten im vorangehenden Schritt. Hier wird die Anzahl der betroffenen Brücken für jeden Schadenszustand und jeden Schritt des gewählten Parameter für die Erdbebeneinwirkung aufgetragen.
- Darstellung der Schadensmatrizen als Fragilitätskurven über:
  - Logistische Regression [Basöz u. Kiremidjian 1998]
  - Maximum Likelihood Method [Shinozuka 1998]
  - Baysian Method [Gardoni u. a. 2003]

Theoretische Grundlage für die Herleitung der Fragilitätskurven ist die Annahme, dass die strukturelle Kapazität und die seismische Beanspruchung Zufallsgrößen sind, die grob einer Normal- oder Lognormalverteilung entsprechen. Mit dem zentralen Grenzwertsatz der Statistik kann dann gezeigt werden, dass das gemeinsame Ergebnis Lognormal verteilt ist. Hierfür kann die probabilistische Verteilung durch eine Fragilitätskurve beschrieben werden, die sich aus der lognormalen kumulativen Wahrscheinlichkeits-Dichtefunktion ergibt. Der Vorteil dabei ist, dass nur zwei Parameter für diese Kurve definiert werden müssen: Ein Median und eine normierte logarithmische Standardabweichung. Die kumulierte Wahrscheinlichkeitsfunktion ist gegeben durch:

$$F(S_a) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_c}\ln\left(\frac{S_a}{A_i}\right)\right] \tag{7.3}$$

mit:

Φ: Standard lognormale kumulative Verteilungsfunktion,
S_a: Spektralbeschleunigungsamplitude,
A_i: Median der notwendigen Spektralbeschleunigung um den i-ten Schadenszustand hervorzurufen,
β_c: Gemeinsame normierte lognormal Standardabweichung, die die Unsicherheiten und Zufälligkeit der Kapazität und Beanspruchung enthält.

7.3.1.2 Empirische Fragilitätskurven

Empirische Fragilitätskurven führen zu realitätsnahen Vorhersagen von Brückenschäden durch Erdbeben, mit Bezug auf die charakteristischen Bodenverhältnisse und tektonischen Merkmale der untersuchten Region. Eine einfache Übertragbarkeit auf andere Regionen ist deshalb nicht möglich. Ein weiterer Grund für die lokale Anwendung der empirischen Fragilitätskurven liegt in dem Stand der Technik und den unterschiedlichen Bauarten. Es ist nicht möglich, Fragilitätskurven die auf untersuchten Erdbebenschäden in Japan beruhen, wo bekanntlich hohe Anforderungen an die Erdbebensicherung gestellt werden und technisch sehr ausgereifte Systeme bei der Auslegung von Brücken angewendet werden, auf Brücken in anderen Ländern mit geringeren Standards anzusetzen. Empirisch gewonnene Fragilitätskurven eignen sich aber gut zur Kalibrierung analytischer Modelle, wie sie z.B. von Shinozuka u. a. [2000] durchgeführt wurden.

Basöz u. Kiremidjian [1998] untersuchten die Schäden an Brücken nach den Erdbeben in Loma Prieta 1989 und Northridge 1994 und entwickelten anhand dieser Untersuchung empirische Fragilitätskurven, um den Zusammenhang zwischen den strukturellen Merkmalen einer Brücke und den Schäden, die sie für eine bestimmte Erdbebeneinwirkung erleidet, zu bestimmen. Als Parameter der Erdbebeneinwirkung wurde die maximale Beschleunigung PGA gewählt. Die untersuchten Brücken wurden anhand des statischen Systems (Durchlaufträger oder Gelenkträger), des Widerlagertyps und der Pfeilerart in drei generische Klassen unterteilt. Für jede dieser Klassen wurden die Schäden bezüglich vordefinierter Schadenszustände quantifiziert. Daraus ergaben sich Schadensmatrizen aus denen mittels logistischer Regression auf die Fragilitätskurven der Brückenklasse zurückgeschlossen wurde. Zum Vergleich wurden für die untersuchten Brücken die Fragilitätskurven nach NIBS [1997] berechnet. Ein Vergleich von Basöz u. Kiremidjian [1998] von beiden Vorgehensweisen weist auf eine Überschätzung der Fragilitätskurven nach NIBS [1997] für alle PGA Bereiche und alle Brückenklassen hin. Die Kurven nach Basöz und Kiremidjan hingegen bilden die Schadenswahrscheinlichkeiten sehr gut ab.

Anhand der seismologischen Daten und der Schadensberichte vom Kobe Erdbeben (1995) wurden von Yamazaki u. a. [1999] empirische Fragilitätskurven für Autobahnbrücken in Japan entwickelt. Ziel war es, ein Hilfsmittel zur Optimierung der Regelung des Verkehrs direkt nach einem Erdbeben zu finden. Zum Zeitpunkt der Publikation gehörten der Japan Highway Public Corporation (JHPC) 6.456 km des Autobahnnetzes. Alle 20 km befindet sich ein Seismometer, der die Intensität des Spektrums SI, die instrumentelle Intensität JMA (Japan Meteorological Agency) und die maximale Beschleunigung PGA misst. Anhand dieser gelieferten Informationen schließt die JHPC bei einem PGA ≥ 80 cm/s^2 die Autobahn oder reduziert die maximal erlaubte Geschwindigkeit bei PGA Werten ≥ 50 cm/s^2. Als Parameter der Erdbebeneinwirkung wurden hier die maximale Beschleunigung PGA und die maximale Geschwindigkeit PGV benutzt. Auf die strukturellen Merkmale, die berücksichtigt wurden, wird in der erwähnten Publikation nicht eingegangen.

Shinozuka [1998] entwickelte basierend auf den Schadensberichten des Northridge Erdbebens von 1994 empirische Fragilitätskurven für Brücken und benutzte dabei die maximale Beschleunigung PGA als Parameter für die Erdbebeneinwirkung. Die Anpassung der lognormalen Verteilungskurve an die Schadensdaten bestimmte er durch die Maximum Likelihood Method.

7.3.1.3 Analytische Fragilitätskurven

Liegen keine Schadensberichte vergangener Erdbeben vor, so ist es möglich Angaben zum Schadenspotential eines Erdbebens für ein Bauwerk durch Fragilitätskurven zu machen, die auf Computersimulationen basieren. Das seismische Verhalten, das sich aus diesen Ergebnissen für ein Bauwerk ergibt, ist sehr empfindlich gegenüber der Genauigkeit der Modellierung. Ein Vorteil der numerischen Simulationen ist, dass sie eine Analyse eines einzelnen Brückenbauwerks erlauben, ohne dass zuvor eine Beschädigung infolge eines Erdbebens auftreten muss. Im Gegensatz dazu müssen bei empirischen und auf Expertenmeinung basierenden Fragilitätskurven zur Gewinnung genügender Daten die Bauwerke in Klassen unterteilt werden, wodurch die Genauigkeit vermindert wird. Autoren,

die sowohl für ganze Bauwerke, wie auch getrennt für jedes maßgebendes Bauteil eines Brückenbauwerks Fragilitätskurven bestimmt haben, sind unter anderem Shinozuka u. a. [2000]; Karim u. Yamazaki [2001] und Saxena u. a. [2004].

Grundsätzlich wird hier so vorgegangen, dass zuerst ein numerisches Modell des Brückenbauwerks erstellt wird. Dieses wird dann in einzelnen Analysen durch unterschiedliche Beschleunigungszeitverläufe in einer Zeitverlaufsberechnung angeregt, die verschiedene Intensitäten und Wiederkehrperioden des Erdbeben charakterisieren müssen. Teilweise sind auch Untersuchungen durchgeführt worden, bei der das Brückenmodell mit Hilfe der Kapazitäts-Spektrum Methode untersucht worden ist [Shinozuka u. a. 2001]. Die Analysen werden nichtlinear durchgeführt, um das Materialverhalten realitätsnah abzubilden. Mit den Ergebnissen werden zuvor festgelegte Schadensindikatoren bestimmt, die als Ausmaß der Beschädigung benutzt werden. Schließlich wird das Verhältnis zwischen der Einwirkung und den Schadensindikatoren ausgerechnet und die Fragilitätsfunktion als lognormale Verteilung davon abgeleitet. Numerische Simulationen erlauben den Spannungs- und Deformationszustand der Struktur infolge der Einwirkung auszurechnen, was bei der empirischen Bildung von Fragilitätskurven anhand aufgetretener Schäden nicht möglich ist. Das Verhältnis der Bauwerksbeanpruchung zu der Bauwerkskapazität eignet sich besonders bei dieser Methode als Schadensindikator.

$$P\left(\frac{S_d}{S_c} \geq 1\right) = \Phi\left[\frac{\ln\left(S_d/S_c\right)}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}}\right] \tag{7.4}$$

Demnach gibt die Gleichung 7.4 nach Melchers [1889] die Wahrscheinlichkeit P an, dass die Beanspruchung des Bauwerks S_d die strukturelle Kapazität S_c übertrifft, wobei β_d und β_c die Standardabweichungen für die Beanspruchung und die strukturelle Kapazität sind.

Abschließend wird die gesamte Vorgehensweise kurz skizziert [Shinozuka u. a. 2000; Nielson 2003; Karim u. Yamazaki 2003] (Abb. 7.3):

- Wahl von für die Region charakteristischen Beschleunigungszeitverläufen.
- Normierung der Spitzenbeschleunigung PGA für verschiedene Anregungsniveaus.
- Aufbau eines Satzes von N strukturell identischen Brückenmodellen mit verschiedenen geometrischen Parametern und Materialkennwerten.
- Aufbringen der seismischen Anregung und Durchführung der nichtlinearen Analysen.
- Auswertung der Systemantwort an den Hauptkomponenten wie Pfeilern, Auflagern und Widerlagern für die verschiedenen Beschleunigungszeitverläufe in den Anregungsniveaus.
- Generierung eines probabilistischen „Seismic Demand“ Modells.
- Zuordnung der einzelnen berechneten maximalen Bauwerksantworten S_d zu den jeweiligen Bodenbewegungsintensitäten S_a und Berechnung einer lineraren Regression der Form:

$$\ln(S_d) = b\ln(S_a) + a \tag{7.5}$$

- Ermittlung der Fragilitätskurven nach Gleichung 7.4 unter Kombination des Grenzzustands jeder Komponente mit der seismischen Anregung.

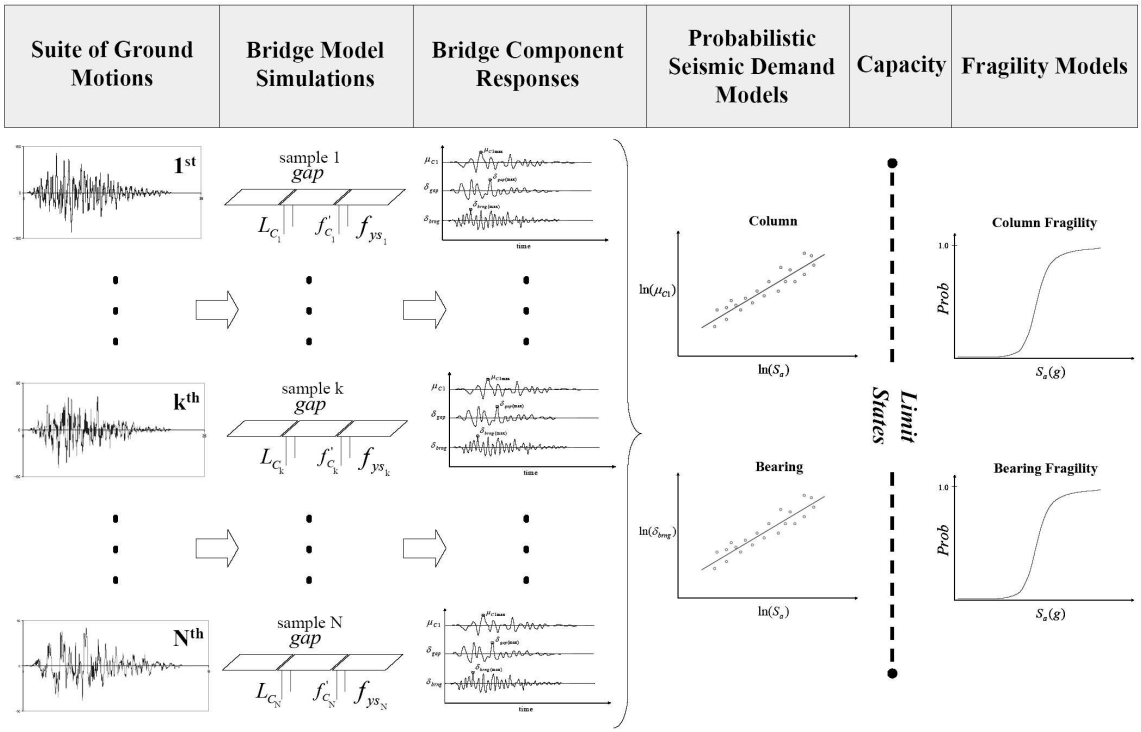


Abbildung 7.3: Ablaufschema zur Bestimmung von Fragilitätskurven basierend auf rechnerischen, nichtlinearen Simulationen [Nielson 2003]

Die Fragilität der gesamten Brücke kann entweder durch eine Monte-Carlo-Simulation oder durch Wichtung und Verschneidung der Kurven der Einzelkomponenten erfolgen. Letztere Methode wurde von Choi u. a. [2004] benutzt. Sie erfordert Informationen über die stochastische Abhängigkeit zwischen den Brückenkomponenten und den Schadensklassen. Mit Hilfe der „First-Order Reliability Theory“ werden eine obere und eine untere Grenze der Systemfragilität ermittelt. Die untere Grenze ist die maximale Komponentenfragilität und die obere Grenze eine Kombination der Komponentenfragilitäten. Dieses wird mit folgender Gleichung beschrieben:

$$\max_{i=1}^{m}[P(F_i)] \leq \; P(F_{sys}) \leq \; 1 - \prod_{i=1}^{m}[1 - P(F_i)]] \tag{7.6}$$

$P(F_i)$ ist die Versagenswahrscheinlichkeit für jede Komponente F und $P(F_{sys})$ die Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems.
Die Untergrenze repräsentiert die Versagenswahrscheinlichkeit eines Systems, dessen Komponenten stochastisch abhängig sind, was eine unkonservative Abschätzung für die Fragilität der Brücke darstellt. Dagegen beruht die obere Grenze auf der Annahme, dass alle Komponenten statistisch unabhängig von einander sind, woraus sich eine konservative

Abschätzung der Gesamtfragilität ergibt. Daher nutzt Choi u. a. [2004] die obere Grenze zur Abschätzung der Brückenfragilität:

$$P(F_{sys}) = 1 - \prod_{i=1}^{m} [1 - P(F_i)] \tag{7.7}$$

7.3.1.4 Bewertung der vorhandenen Ansätze

Die vorgestellten Ansätze zur Bestimmung von Fragilitätskurven für Brücken lassen sich letztendlich alle auf eine Form einer kumulierten Wahrscheinlichkeitsfunktion zurückführen, wie sie in Gleichung 7.3 bzw. 7.4 dargestellt ist. Die einzelnen Ansätze sind aber immer für spezielle Untersuchungen aufgestellt und kalibriert worden. Dabei handelte es sich meist um eine spezielle Brücke oder um einen bestimmten Brückentyp. Eine Übertragbarkeit dieser Auswertungen auf alle anderen existierenden Brückentypen ist daher nicht ohne Weiteres möglich. Darüber hinaus basieren viele der Ansätze nur auf einem sehr kleinen Schadensdatensatz und sind daher kritisch zu hinterfragen. Im folgenden Kapitel wird eine einheitliche Vorgehensweise vorgestellt, die eine schnelle Beurteilung aller klassischen Brückentypen erlaubt.

7.4 Definition der Fragilitätskurven für Untersuchungsstufe I

7.4.1 Definition der Schadenszustände

In HAZUS®-MH sind 28 Standard-Brückentypen definiert, für welche vier Schadenszustände beschrieben werden. Für andere Brücken sind die Fragilitätskurven der 28 primären Brückentypen angepasst worden, so dass das erwartete Verhalten einer spezifischen Brücke mehr oder weniger gut dem Verhalten einer der primären Brückentypen entspricht. Insgesamt stehen somit 224 Brückenschadensfunktionen zur Verfügung; 112 infolge von Bodenbewegungen(-erschütterungen) (engl. Ground motion bzw. Ground shaking) und 112 infolge von Bodenversagen (engl. Ground failure) (wie z.B. Liquefaktion, Erdrutsch oder Oberflächenverwerfungsbruch). Die theoretische Herleitung der Schadensfunktionen ist in einem Bericht von Basöz u. Mander [1999] beschrieben.

Die Fragilitätskurven werden als lognormal-verteilte Funktionen angenommen, die die Wahrscheinlichkeit eines Erreichens oder Überschreitens verschiedener Schadenszustände für eine vorgegebene Bodenbewegung oder ein Bodenversagen angeben. Jede Fragilitätskurve ist durch den Mittelwert für die Bodenverschiebung oder das Bodenversagen und den zugehörigen Streuungsfaktor (logarithmische Standardabweichung) charakterisiert. Für die Bodenbewegungen beträgt die Standardabweichung $\sigma = 0,6$ und für den Fall des Bodenversagens $\sigma = 0,2$. Die Bodenbewegung wird als Spitzenbodenbeschleunigung (engl. Peak ground acceleration, PGA) und Spektralbeschleunigung (S_a) angegeben und das Bodenversagen als bleibende Bodenverschiebung (hier: engl. Permanent ground deformation, PGD). Die Werte für die Standardabweichungen wurden von Pekcan [1998]; Dutta u. Mander [1998] und Dutta [1999] anhand eines theoretischen Ansatzes kalibriert und von Basöz u. Mander [1999] mit experimentell ermittelten Fragilitätskurven validiert. Bei der Beschreibung der Schadenszustände infolge Bodenversagen werden nur die Fälle von großen Setzungen oder der Zerstörung berücksichtigt (entspricht starkem Schaden und vollkommener Zerstörung). Schäden an den Lagern infolge Bodenversagen werden nicht berücksichtigt, was einem leichten Schaden entsprechen würde.

Im Bericht von Basöz u. Mander [1999] werden für die Fragilitätskurven insgesamt fünf Schadenszustände (engl. Damage States, DS) für die Systemkomponenten des Straßennetzes definiert. Die Schadenszustände sind abhängig von der Schadensrate, die definiert ist als das Verhältnis der Reparatur- zu den Wiederherstellungskosten. Die für jeden Brückentyp entwickelten Fragilitätskurven beschreiben die Wahrscheinlichkeit eines Erreichens oder Überschreiten jeden Schadenszustandes in Abhängigkeit der Größe der Bodenbewegung bzw. -beschleunigung.

- **Kein Schaden (DS1)**

- **Leichter Schaden (DS2)**
  Für Brücken ist ein leichter Schaden definiert durch kleine Rissbildungen und Abplatzungen an den Widerlagern, Rissen in den Schubnocken an den Widerlagern,

kleinen Abplatzungen und Rissen an Gelenken, kleineren Abplatzungen an den Pfeilern (der Schaden benötigt nur eine kosmetische Instandsetzung) oder kleinere Risse im Überbau.

- **Mittlerer Schaden (DS3)**
  Ein mittlerer Schaden wird definiert durch das Auftreten von mäßigen Schubrissen und Abplatzungen in Pfeilern (Pfeiler sind dennoch standsicher), mäßigen Bewegungen der Widerlager (< 5 cm), größere Rissbildungen und Abplatzungen in den Schubnocken, Verbindungen mit gerissenen Schubnocken oder verbogenen Bolzen, Versagen der Festhaltekonstruktion ohne Auflagersetzung, Versagen der Kipplager oder mäßige Setzungen der Brückenrampe.

- **Starker Schaden (DS4)**
  Unter einem starker Schaden werden eine Pfeilerdegradation ohne komplette Zerstörung – Schubversagen – (Pfeiler sind nicht mehr standsicher), signifikante bleibende Verformungen an Verbindungsstücken oder große Setzungen der Brückenrampe, ein vertikaler Versatz der Widerlager, unterschiedliche Setzungen an Verbindungsstücken, sowie ein Versagen der Schubnocken an den Widerlagern verstanden.

- **Vollkommene Zerstörung (DS5)**
  Für Brücken bedeutet eine vollkommene Zerstörung der Kollaps eines Pfeilers und der Verlust der Auflager an den Verbindungsstücken, welche zu einem Einsturz des Überbaus führen können. Auch ein Kippen der Stützkonstruktion infolge von Gründungsversagen kann eine vollkommene Zerstörung auslösen.

7.4.2 Berechnung der Fragilitätskurven

Im Folgenden soll die Ermittlung von Fragilitätskurven für ein Brückenbauwerk in Anlehnung an das Verfahren nach Basöz u. Mander [1999] (mit nur 6 Berechnungsschritten) in 12 Schritten erläutert werden. Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte eine Umsetzung und Anpassung des Verfahrens für die Verhältnisse in Deutschland und eine Berücksichtigung des Falls von Bodenversagen bei der Ermittlung des Gesamtergebnisses. Dies war bisher nicht der Fall, ist aber mittlerweile von den Experten als nicht zu vernachlässigender Schadensfall eingestuft worden. Die Kombination aus beiden Einwirkungsarten ermöglicht eine zuverlässigere Aussage, als das bisherige Verfahren. Des Weiteren wurden einige in der Umsetzung des Verfahrens enthaltene Fehler beseitigt.

7.4.2.1 Fragilitätskurven infolge Bodenbewegung

Schritt 1

Im ersten Schritt erfolgt die Zusammenstellung und Einordnung der zu untersuchenden Brücke anhand folgender Merkmale:

- Baustoff (Beton, Spannbeton, Stahl),

- Statisches System (Einfeld-, Durchlauf- oder Gelenkträger),
- Anzahl der Felder (N),
- Brückenlänge (L),
- Maximale Feldlänge (L_{max}),
- Überbaubreite (W),
- Schiefwinkeligkeit der Brücke (α).

Hierbei ist die Brückenschiefstellung als der Winkel ($\leq 90°$) zwischen der Mittellinie der Pfeiler und der Brückenlängsachse definiert (Abb. 7.4). D.h. bei $\alpha = 90°$ handelt es sich um eine gerade Brücke. Bei gekrümmter Bauwerksachse ist ihre Tangente im Schnittpunkt mit der Auflagerlinie maßgebend.

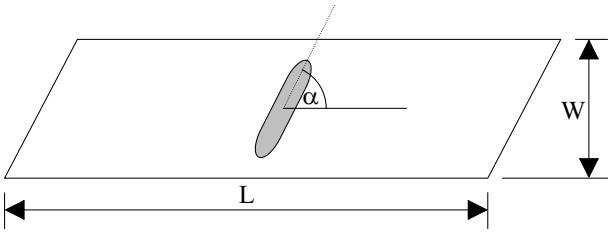


Abbildung 7.4: Definition der Schiefwinkeligkeit α der Brücke

Die Brücke kann anschließend mit Tabelle 7.4 einer bestimmten Brückenkategorie zugeordnet werden. Hierbei wird differenziert, ob die Brücke nach einer Erdbebennorm bemessen wurde bzw. konstruktive Maßnahmen zur Erdbebensicherung vorhanden sind. Anhand der Brückenkategorie ergeben sich auch die Werte für K_{3D} und I_{shape} die das unterschiedliche Tragverhalten der einzelnen Brückentypen berücksichtigen und in die weitere Berechnung eingehen. Bei Einfeldträgern und Gelenkträgern wird davon ausgegangen, dass sie freiaufliegend sind und keine Durchlaufwirkung haben.

Schritt 2

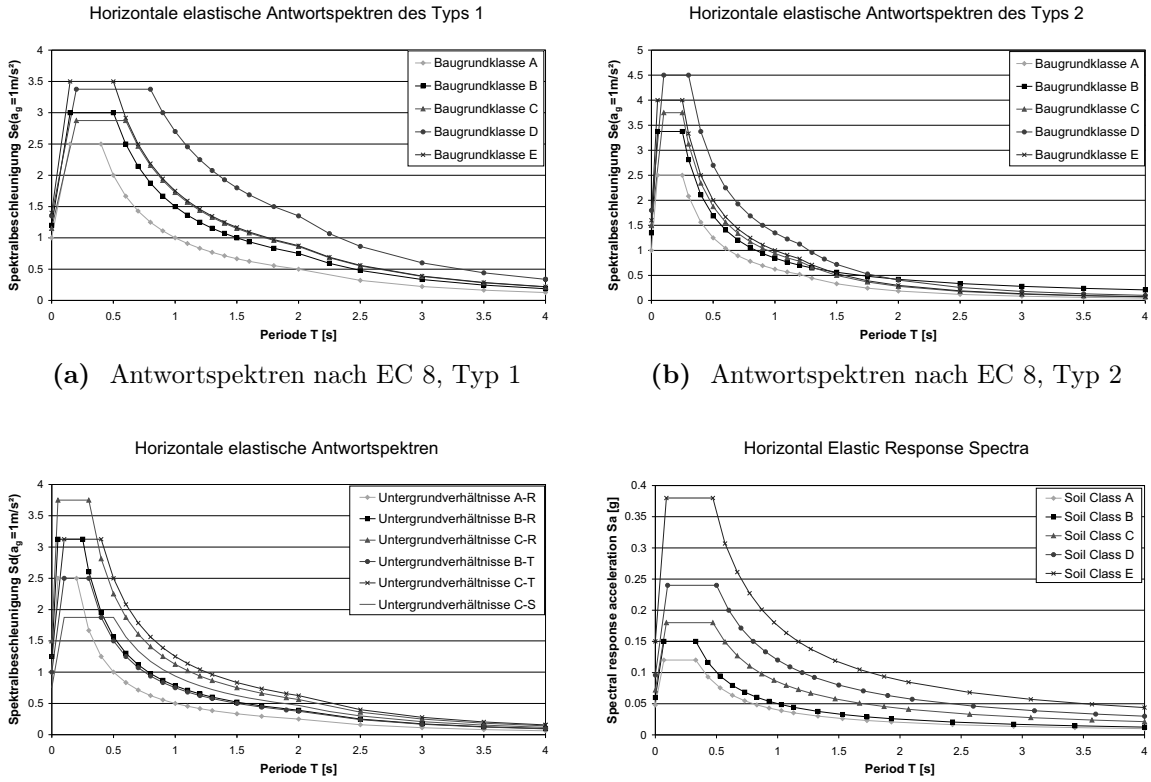
Im zweiten Schritt erfolgt die Ermittlung der standortspezifischen Boden- und Erdbebenparameter. Hierfür muss der Wert der Spitzenbodenbeschleunigung (PGA) a_g, der Spektralbeschleunigungen $S_a(T = 0,2\,\text{s})$ und $S_a(T = 1,0\,\text{s})$ und die Bodenverformung (PGD) d_g am Standort der Brücke bestimmt werden. Dies kann z.B. durch Auswertung der im Eurocode 8 oder der DIN 4149 definierten Antwortspektren erfolgen.

Die beiden Spektralwerte dienen im weiteren Vorgehen als Skalierungsfaktor und Einhängewert. In den USA werden diese beiden charakteristischen Werte der Spektralbeschleunigungen zu den Zeitpunkten $T = 0,3$ s und $T = 1,0$ s ausgewählt, weil zu Beginn in den amerikanischen Antwortspektren wie auch in den Eurocode 8 Spektren eine konstante

Tabelle 7.4: Brückenkategorien zur Ermittlung der Fragilitätskurven

Kat.	Baustoff	stat. System	Beschreibung	K_{3D}	I_{shape}
1	Alle	Alle	Große Brücke, Länge > 150 m	GL1	0
2	Alle	Alle	Große Brücke, Länge > 150 m, seismische Bemessung	GL1	0
3	Alle	Einfeldträger	(nicht Typ 1)	GL1	1
4	Alle	Einfeldträger	(nicht Typ 1), seism. Bemessung	GL1	1
5	Beton	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert	GL1	0
6	Beton	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, seism. Bemessung	GL1	0
7	Beton	Durchlaufträger	Einzelpfeiler, Hohlkasten	GL2	0
8	Beton	Durchlaufträger	Einzelpfeiler, Hohlkasten, seismische Bemessung	GL3	0
9	Beton	Durchlaufträger		GL2	1
10	Beton	Durchlaufträger	seismische Bemessung	GL3	1
11	Spannbeton	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert	GL1	0
12	Spannbeton	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, seism. Bemessung	GL1	0
13	Spannbeton	Durchlaufträger	Einzelpfeiler, Hohlkasten	GL2	0
14	Spannbeton	Durchlaufträger	Einzelpfeiler, Hohlkasten, seismische Bemessung	GL3	0
15	Spannbeton	Durchlaufträger	(auch Rahmenbrücke)	GL2	1
16	Spannbeton	Durchlaufträger	(auch Rahmenbrücke), seismische Bemessung	GL2	1
17	Stahl	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, Länge > 20 m	GL4	0
18	Stahl	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, Länge > 20 m, seismische Bemessung	GL1	0
19	Stahl	Gelenkträger	Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, Länge < 20 m	GL6	0
20	Stahl	Durchlaufträger	Länge > 20 m	GL5	1
21	Stahl	Durchlaufträger	Länge > 20 m, seism. Bemessung	GL3	1
22	Stahl	Durchlaufträger	Länge < 20 m	GL7	1
23	Alle	Alle anderen Brücken, die nicht klassifiziert sind.			

Spektralbeschleunigung und im Bereich von 1 Sekunde eine konstante Spektralgeschwindigkeit vorherrscht. Die konstante Spektralgeschwindigkeit hat eine Spektralbeschleunigung, die proportional zu $1/T$ ist und an die Spektralbeschleunigung bei 1 Sekunde gekoppelt ist. Bei den europäischen Spektren liegt die Spektralbeschleunigung bei $T = 0,2$ s immer im Plateau und wird daher stattdessen verwendet (Abb. 7.5).



(a) Antwortspektren nach EC 8, Typ 1

(b) Antwortspektren nach EC 8, Typ 2

(c) Antwortspektren nach DIN 4149

(d) Antwortspektren nach SCDOT

Abbildung 7.5: Vergleich der Antwortspektren nach EC 8-1 [2004], DIN 4149 [2005] und SCDOT [2002]

Schritt 3

Um eine einheitliche Vorgehensweise für alle Brückenkategorien zu gewährleisten, sind alle Parameter auf den Einhängewert bei der Spektralbeschleunigung für $T = 1$ s skaliert worden. Die Fragilitätskurven für den Fall Bodenbewegung werden daher in Abhängigkeit der Spektralbeschleunigung S_a bei einer Periode von $T = 1$ s angegeben. Für jede Brückenkategorie und jeden Schadenszustand wurde ein Medianwert der Spektralbeschleunigung A_i bei $T = 1$ s berechnet, bei dem genau die Grenze zum jeweiligen Schadenszustand überschritten wird (Tab. 7.5).

Für eine Brücke der Kategorie 1 wird also beispielsweise davon ausgegangen, dass der Schadenszustand „leicht“ erreicht wird, wenn $A_i(T = 1\text{ s})$ im Mittel 0,4 g [m/s^2] beträgt. Da es sich um den Medianwert handelt, beträgt die Wahrscheinlichkeit, bei einem gegebenen $S_a(T = 1\text{ s})$ von 0,4 g [m/s^2] den Schadenszustand „leicht“ zu erreichen also

Tabelle 7.5: Medianwerte der Spektralbeschleunigung $A_i(T = 1,0\,\text{s})$ infolge Bodenbewegung und der verbleibenden Bodenverschiebung PGD infolge Bodenversagen [Basöz u. Mander 1999]

Kat.	$A_i(1,0\,\text{s})$ [g]				PGD_i [cm]	
	Leicht	Mittel	Stark	Zerstörung	Leicht/Mittel/Stark	Zerstörung
1	0,40	0,50	0,70	0,90	9,90	35,00
2	0,60	0,90	1,10	1,70	9,90	35,00
3	0,80	1,00	1,20	1,70	9,90	35,00
4	0,80	1,00	1,20	1,70	9,90	35,00
5	0,25	0,35	0,45	0,70	9,90	35,00
6	0,50	0,80	1,10	1,70	9,90	35,00
7	0,35	0,45	0,55	0,80	9,90	35,00
8	0,60	0,90	1,30	1,60	9,90	35,00
9	0,60	0,90	1,10	1,50	9,90	35,00
10	0,90	0,90	1,10	1,50	9,90	35,00
11	0,25	0,35	0,45	0,70	9,90	35,00
12	0,50	0,80	1,10	1,70	9,90	35,00
13	0,35	0,45	0,55	0,80	9,90	35,00
14	0,60	0,90	1,30	1,60	9,90	35,00
15	0,60	0,90	1,10	1,50	9,90	35,00
16	0,90	0,90	1,10	1,50	9,90	35,00
17	0,25	0,35	0,45	0,70	9,90	35,00
18	0,50	0,80	1,10	1,70	9,90	35,00
19	0,25	0,35	0,45	0,70	9,90	35,00
20	0,75	0,75	0,75	1,10	9,90	35,00
21	0,90	0,90	1,10	1,50	9,90	35,00
22	0,75	0,75	0,75	1,10	9,90	35,00
23	0,80	1,00	1,20	1,70	9,90	35,00

theoretisch genau 50%. Dieser Wert wird jedoch für eine individuelle Brücke noch korrigiert, da sich innerhalb einer Brückenkategorie noch ein Unterschied hinsichtlich der Schadensanfälligkeit einzelner Konstruktionstypen ergeben.

Aus diesem Grunde werden in diesem Schritt die Modifikationsfaktoren K_{skew}, K_{3D} und K_{shape} bestimmt:

- K_{skew}:
  Über den Faktor K_{skew} wird eine Abweichung des Winkels zwischen Längsachse des Brückenüberbaus und Querachse der Brückenpfeiler (bzw. der Stützenreihe) von 90° erfasst (Abb. 7.4). Der Faktor K_{skew} berechnet sich wie folgt:

$$K_{skew} = \sqrt{sin\,(\alpha)} \tag{7.8}$$

- K_{3D}:
  Über den Faktor K_{3D} wird der Übergang von einem zweidimensionalen Spannungszustand in den Stützen in einen dreidimensionalen Spannungszustand im Überbau und die dortige Lastausbreitung berücksichtigt. Die Berechnung von K_{3D} erfolgt anhand folgender Beziehung:

$$K_{3D} = 1 + \frac{A}{(N - B)} \tag{7.9}$$

  mit:

N	Anzahl der Felder
A, B	Koeffizienten, in Abhängigkeit der Brückenklasse nach Tabelle 7.6

Tabelle 7.6: Koeffizienten A und B zur Bestimmung von K_{3D}

Gleichung	A	B	K_{3D}
GL1	0,25	1	1+0,25/(N-1)
GL2	0,33	0	1+0,33/N
GL3	0,33	1	1+0,33/(N-1)
GL4	0,09	1	1+0,09/(N-1)
GL5	0,05	0	1+0,05/N
GL6	0,20	1	1+0,20/(N-1)
GL7	0,10	0	1+ 0,10/N

- K_{shape}:
  Über K_{shape} werden Brücken mit kurzen Perioden an eine äquivalente spektrale Amplitude bei $T = 1,0\,\mathrm{s}$ als Eingangswert zur Berechnung der Schadenswahrscheinlichkeiten angepasst. Dies ist damit zu begründen, dass diese Brückenkategorien anfälliger gegenüber Schwingungen im Bereich kurzer Perioden sind. Welche Brückenkategorien dies betrifft, ist durch den Faktor I_{shape} in Tabelle 7.4 definiert. Falls I_{shape} mit 0 angegeben ist, muss K_{shape} nicht bestimmt werden (bzw. wird zu 1 gesetzt), da lange Perioden maßgebend sind. Wird dem Faktor I_{shape} der Wert 1 zugewiesen, muss K_{shape} berücksichtigt werden und berechnet sich wie folgt:

$$K_{shape} = 2,5 \cdot \frac{S_a\,(T = 1,0\,\mathrm{s})}{S_a\,(T = 0,2\,\mathrm{s})} \leq 1 \tag{7.10}$$

  Durch diesen Faktor ist gewährleistet dass alle Fragilitätskurven das gleiche Format haben, da die Werte aus Tabelle 7.5 aus Spektralformen für langestreckte Brückenbauwerke abgeleitet sind.

Schritt 4

Für jede Brückenkategorie der Tabelle 7.4 sind bauwerksabhängige Medianwerte der Spektralbeschleunigung A_i bei der Periode $T = 1,0$ s und der Bodenverschiebung (PGD) in [cm] zu ermitteln. Damit sind für jeden der vier Schadenszustände „Standard"-Fragilitätskurven je nach Einwirkung definiert (Tab. 7.5). Diese Medianwerte sind unabhängig von dem Standort und der Bodenklasse der jeweiligen Brücke. Sie wurden mittels sog. „Pushover"-Kurven bestimmt, die als Indikator für das Verhalten von Tragwerken bei seitlicher Belastung stehen.

Die Bestimmung der Bemessungswerte erfolgt bei der Spektralbeschleunigung zum Zeitpunkt $T = 0$ s und bei der Bodenverschiebung mit dem Eingangsbemessungswert a_g. Diese Werte wurden von Basöz u. Mander [1999] als charakteristisch festgelegt. Damit können Brücken anhand eines Vergleichswertes auf ihre Schadensanfälligkeit eingestuft werden. Die ortsspezifischen Parameter wirken sich über den K_{Shape}-Faktor aus, sowie beim Ort des Ablesens der Wahrscheinlichkeiten für die Schäden beim Bemessungsbeben.

In der theoretischen Herleitung wird angenommen, dass „Standard"-Brücken „lange" Strukturen ohne nennenswerte 3D-Effekte sind. Diese werden im Folgenden noch mit Einflußparametern K_{Skew}, K_{3D} und I_{Shape} zu brückenspezifischen Kurven modifiziert, so dass ihre charakteristischen Eigenschaften Einfluss erhalten.

Die in der Tabelle 7.5 aufgelisteten Medianwerte der Spektralbeschleunigung $A_i(T = 1,0\,\text{s})$ sind infolge Bodenerregung und die Medianwerte der Bodenverschiebung infolge Bodenversagens ermittelt worden. Die Amplitudenwerte werden wie folgt mit den Einflussparametern $F_{Leicht}, K_{skew}, K_{3D}$ verändert:

$$A_{Leicht,mod} = A_{Leicht} \cdot F_{Leicht} \tag{7.11a}$$

$$A_{Mittel,mod} = A_{Mittel} \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} \tag{7.11b}$$

$$A_{Stark,mod} = A_{Stark} \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} \tag{7.11c}$$

$$A_{Zerstörung,mod} = A_{Zerstörung} \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} \tag{7.11d}$$

mit: $F_{Leicht} = 1$, wenn $I_{shape} = 0$ (I_{Shape} nach Tab. 7.4)
oder $F_{Leicht} = \min(1, K_{Shape})$, wenn $I_{shape} = 1$

Der mittlere Spektralwert für den Schadenszustand „Leicht" wird nicht mit den Faktoren K_{skew} und K_{3D} faktorisiert. Dies ist dadurch begründet, dass bei einem leichten Schaden davon ausgegangen wird, dass die Verschiebungen so gering sind (< 50 mm), dass keine nennenswerten dreidimensionalen Effekte zu berücksichtigen sind und sich der Spalt der Dehnfuge nicht schließt.

Schritt 5

In Schritt 5 erfolgt die Berechnung der Wahrscheinlichkeiten für das Auftreten der einzelnen Schadenszustände, also die Bestimmung der Fragilitätskurven. Die kumulierte Wahrscheinlichkeitsfunktion zur Beschreibung der Kurven lautet:

$$P_{cum}\left[D \geq DS_i | S_a\left(T = 1\,\text{s}\right)\right] = \phi\left[\frac{1}{\beta_c} \ln\left(\frac{S_a\left(T\right)}{A_{i,mod}\left(T\right)}\right)\right] \tag{7.12}$$

mit:	D	Erwarteter Schaden,
	DS	Schadenszustand,
	ϕ	Funktion der kumulierten Standardnormalverteilung,
	i	Schadenszustand i (Leicht, Mittel, Stark oder Zerstörung),
	$S_a\,(T)$	Parameter der Bodenbewegung, (charakteristischer Wert der Erdbebeneinwirkung),
	$A_{i,mod}\,(T)$	modifizierte Medianwerte des Schadenszustandes i,
	β_c	Standardabweichung des natürlichen Logarithmus der Bodenbewegung.

Die Standardabweichung β_c wird für die Ermittlung der Schadenszustände infolge Bodenerschütterungen zu 0,6 gesetzt. Dabei beinhaltet β_c sowohl Unsicherheiten hinsichtlich der Grenzen der einzelnen Schadenszustände als auch in Bezug auf die Bauwerkskapazitäten (Widerstandsseite) sowie mögliche räumlich bedingte Unterschiede der Bodenbewegung (Einwirkungsseite). Dieser Wert wurde durch die experimentell bestimmten Fragilitätskurven aus den Daten des Northridge und Loma Prieta Erdbebens ermittelt [Basöz u. Kiremidjian 1998].

Die Bestimmungsgleichung der Fragilitätskurve des Schadenszustandes i kann nach Gleichung 7.12 für jeden Schadenszustand in Abhängigkeit von $A_{i,mod}$ aufgestellt werden. „Kumulierte Wahrscheinlichkeit“ bedeutet hierbei, dass das Ergebnis der Gleichung die Wahrscheinlichkeit angibt, mit der der potentielle Schaden eines Bauwerkes mindestens in den Schadenszustand fällt, für den die Fragilitätskurve definiert ist. Der Schaden kann dementsprechend aber auch schon einem höheren Schadenszustand zuzurechen sein. Wird beispielsweise ein definierter Eingangswert in die Funktion eingesetzt und eine Wahrscheinlichkeit von 60% für den Schadenszustand „leicht“ berechnet, bedeutet dies, dass die Wahrscheinlichkeit, mit der das betrachtete Bauwerk mindestens den Schadenszustand „leicht“ erreicht, 60% beträgt. Ob das Ergebnis sich tatsächlich *im* Schadenszustand „leicht“ befindet, ist damit nicht gesagt. Ebenso gut ist es möglich, dass das Ergebnis sich schon in einem höheren Schadenszustand befindet. Die Wahrscheinlichkeit, sich in einem höheren Zustand zu befinden kann aber selbstverständlich nicht mehr als 60% betragen. Angenommen, es wird für den betrachteten Fall eine Wahrscheinlichkeit von 40%, sich im Schadenszustand „mittel“ zu befinden berechnet, beträgt die Wahrscheinlichkeit, sich genau im Zustand „leicht“ zu befinden $60\% - 40\% = 20\%$. In Abbildung 7.6 sind exemplarisch so ermittelte Fragilitätskurven abgebildet.

Schritt 6

Damit ergeben sich für die diskreten Schadenswahrscheinlichkeiten, also die Wahrscheinlichkeiten mit denen sich das Bauwerk genau in einem bestimmten Schadenszustand be-

findet, folgende Zusammenhänge:

$$P(D = DS_{Kein}|S_a) = 1 - P_{cum}(D \geq DS_{Leicht}|S_a) \quad (7.13a)$$
$$P(D = DS_{Leicht}|S_a) = P_{cum}(D \geq DS_{Leicht}|S_a) - P_{cum}(D \geq DS_{Mittel}|S_a) \quad (7.13b)$$
$$P(D = DS_{Mittel}|S_a) = P_{cum}(D \geq DS_{Mittel}|S_a) - P_{cum}(D \geq DS_{Stark}|S_a) \quad (7.13c)$$
$$P(D = DS_{Stark}|S_a) = P_{cum}(D \geq DS_{Stark}|S_a) - P_{cum}(D \geq DS_{Zerst.}|S_a) \quad (7.13d)$$
$$P(D = DS_{Zerst.}|S_a) = P_{cum}(D \geq DS_{Zerst.}|S_a) \quad (7.13e)$$

Für $S_a(T)$ sind an dieser Stelle die Werte bei $T = 1,0$ s einzusetzen, und es wird auf die ausführliche Schreibweise verzichtet und vereinfacht S_a geschrieben. Unter Verwendung der in Schritt 2 bestimmten charakteristischen Bodenparameter der Erdbebeneinwirkung als Eingangswert für Gleichung 7.12 ergeben sich demnach vier Zahlwerte, von denen jeder die Wahrscheinlichkeit des Erreichens einer der vier Schadenszustände angibt. Die Ergebnisse beziehen sich auf das betrachtete Bauwerk an seinem definierten Standort.

7.4.2.2 Fragilitätskurven infolge Bodenversagens

In den Schritten 1 bis 6 erfolgte bisher die Bestimmung der Wahrscheinlichkeiten für die Erdbebeneinwirkung „Bodenbewegung“. Darüber hinaus muss aber auch die Möglichkeit des „Bodenversagens“ berücksichtigt werden. Die Schadenswahrscheinlichkeiten für diesen Fall wird in den nächsten Schritten ermittelt. Anschließend werden beide miteinander kombiniert.

Schritt 7

Die Fragilitätskurven für den Fall Bodenversagen werden in Abhängigkeit des Bodenparameters „permanente Bodenverformung (PGD)“ angegeben. Für jede Brückenklasse und jeden Schadenszustand wurde ein Medianwert dieses Parameters ermittelt, bei dem genau die Grenze zum jeweiligen Schadenszustand überschritten wird. Diese Medianwerte sind ebenfalls in der Tabelle 7.5 aufgeführt.

Es fällt auf, dass die dort angegebenen Medianwerte für die Schadenszustände „Leicht“, „Mittel“ und „Schwer“ für den Fall des Bodenversagens identisch sind. Das ist dadurch begründet, dass, ebenfalls wie in HAZUS®-MH, die Annahme getroffen wird, dass Brücken im Falle des Bodenversagens entweder keine oder aber schwerwiegende Schädigungen erfahren. Deshalb werden nur die Schadenszustände „Schwer“ und „Zerstörung“ unterschieden. Die Wahrscheinlichkeit, dass der Schadenszustand „Leicht“ bzw. „Mittel“ infolge Bodenverformugen erreicht oder überschritten wird, wird im Allgemeinen als sehr gering angesehen und ist implizit in den Schadenszuständen „Leicht“ und „Mittel“ für Bodenbewegungen enthalten.

Wie im Falle der Bodenbewegung werden auch diese Werte in Abhängigkeit der Brückenklasse modifiziert. Dies erfolgt über die Parameter f_1 und f_2 (Tab. 7.7).

Tabelle 7.7: Modifikationsbeiwerte der Medianwerte der Bodenverformung (PGD)

Kat.	f_1	f_2
1	1	1
2	1	1
3	1	1
4	1	1
5	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
6	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
7	1	$\sin(\alpha)$
8	1	$\sin(\alpha)$
9	1	$\sin(\alpha)$
10	1	$\sin(\alpha)$
11	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
12	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
13	1	$\sin(\alpha)$
14	1	$\sin(\alpha)$
15	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
16	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
17	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
18	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
19	$0,5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$	$0.5 \cdot L/[N \cdot W \cdot \sin(\alpha)]$
20	1	$\sin(\alpha)$
21	1	$\sin(\alpha)$
22	1	$\sin(\alpha)$
23	1	1

Schritt 8

Nachdem die Faktoren f_1 und f_2 zur Modifikation der PGD-Medianwerte bestimmt wurden, erfolgt die Modifikation mit folgenden Gleichungen:

$$PGD_{Leicht,mod} = PGD_{Leicht} \cdot f_1 \tag{7.14a}$$

$$PGD_{Mittel,mod} = PGD_{Mittel} \cdot f_1 \tag{7.14b}$$

$$PGD_{Stark,mod} = PGD_{Stark} \cdot f_1 \tag{7.14c}$$

$$PGD_{Zerstörung,mod} = PGD_{Zerstörung} \cdot f_2 \tag{7.14d}$$

Schritt 9

In diesem Schritt erfolgt die Berechnung der Fragilitätskurven für den Fall des Bodenversagens analog zu Schritt 5 nach folgender Gleichung:

$$P_{cum}\left(D \geq DS_i | PGD\right) = \phi\left[\frac{1}{\beta_c} \ln\left(\frac{PGD}{PGD_{i,mod}}\right)\right] \tag{7.15}$$

mit:

PGD: Parameter der Bodenbewegung (charakterisierter Wert der Erdbebeneinwirkung),
$PGD_{i,mod}$: Modifizierte Medianwerte,
β_c: Standardabweichung des natürlichen Logarithmus' des Bodenversagens.

In diesem Fall wird für β_c der Wert 0,2 angesetzt [Mander u. Basöz 1999].

Schritt 10

In Analogie zu Schritt 2 erfolgt an dieser Stelle die Bestimmung des Eingangswertes des charakteristischen Bodenparameters. Im Falle des Bodenversagens handelt es sich dabei um die permanente Bodenverformung PGD. Näherungsweise kann hierfür der Ansatz aus der DIN 4149 (mit dem Vorfaktor 0,05) oder dem Eurocode 8 angesetzt werden:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \tag{7.16}$$

Schritt 11

Schritt 11 beinhaltet die Bestimmung der Wahrscheinlichkeit, einen bestimmten Schadenszustand zu erreichen bzw. zu überschreiten. Der in Schritt 10 bestimmte charakteristische Bodenparameter der Erdbebeneinwirkung wird hierfür als Eingangswert für Gleichung 7.15 verwendet. Das Ergebnis dieses Schrittes umfasst vier Einhängewert, von denen jeder die Wahrscheinlichkeit des Erreichens einer der vier Schadenszustände angibt. Die Ergebnisse beziehen sich auf das betrachtete Bauwerk an seinem definierten Standort und den dazugehörigen Untergrundverhältnissen.

Schritt 12

Die Kombination der berechneten Wahrscheinlichkeiten für Bodenbewegung und Bodenversagen liefern die Gleichungen 7.17. Das Ergebnis dieser Kombination stellt die Wahrscheinlichkeiten dar, mit der unter der gewählten Erdbebenbelastung die jeweiligen Scha-

denszustände erreicht bzw. überschritten werden.

$$\begin{aligned}
P_{Komb}[DS \geq Leicht] &= P_{GS}[DS \geq Leicht] + P_{GF}[DS \geq Leicht] \\
&\quad - P_{GS}[DS \geq Leicht] \cdot P_{GF}[DS \geq Leicht] && (7.17a) \\
P_{Komb}[DS \geq Mittel] &= P_{GS}[DS \geq Mittel] + P_{GF}[DS \geq Mittel] \\
&\quad - P_{GS}[DS \geq Mittel] \cdot P_{GF}[DS \geq Mittel] && (7.17b) \\
P_{Komb}[DS \geq Schwer] &= P_{GS}[DS \geq Schwer] + P_{GF}[DS \geq Schwer] \\
&\quad - P_{GS}[DS \geq Schwer] \cdot P_{GF}[DS \geq Schwer] && (7.17c) \\
P_{Komb}[DS \geq Zerst.] &= P_{GS}[DS \geq Zerst.] + P_{GF}[DS \geq Zerst.] \\
&\quad - P_{GS}[DS \geq Zerst.] \cdot P_{GF}[DS \geq Zerst.] && (7.17d)
\end{aligned}$$

Dabei muss folgende Bedingung immer erfüllt sein:

$$\begin{aligned}
1 \geq P_{Komb}[DS \geq Leicht] &\geq P_{Komb}[DS \geq Mittel] \\
&\geq P_{Komb}[DS \geq Schwer] \geq P_{Komb}[DS \geq Zerst.] \quad (7.18)
\end{aligned}$$

Der Index „GS“ steht dabei für die Bodenbewegung, der Index „GF“ für Bodenversagen und „DS“ für den Schadenszustand. Bei den kombinierten Wahrscheinlichkeiten handelt es sich um die kumulierten kombinierten Wahrscheinlichkeiten. Die diskreten kombinierten Wahrscheinlichkeiten werden analog zu Schritt 5 ermittelt.

7.4.2.3 Abschließende Beurteilung

Die hier beschriebene Prozedur kann relativ einfach für die Untersuchung bestehender Brückenbauwerke verwendet werden. Mit ihr lassen sich deutlich zuverlässigere Aussagen treffen als mit den berechneten Vulnerabilitätsfunktionen aus Kapitel 7.2.1. Allerdings hat diese gewählte Prozedur ein paar Nachteile: Die Kurven gelten nur für die definierten Bauweisen und in bestimmten geographischen Regionen. Darüber hinaus werden individuelle Bauwerkseigenschaften nicht berücksichtigt. Die Kurven können daher nur einer ersten grobe Einschätzung dienen. Der Vorteil der hier gewählten Vorgehensweise ist jedoch ihre Modularität und die nur geringe Anzahl an benötigten Eingangsgrößen. Durch den Austausch der Parameter in Tabelle 7.4 lassen sich die Fragilitätskurven für beliebige Regionen und Länder anpassen und weitere Bauwerkstypen je nach Bedarf ergänzen.

Bemerkung: Bei den Berechnungen und dem Vergleich der ermittelten Fragilitätskurven mit dem Programm HAZUS®-MH [FEMA 2005] wurde ein Widerspruch zwischen den im Handbuch und der im Programm enthaltenen Faktoren für I_{shape} festgestellt. Zudem stelle sich heraus, dass die Modifikationsbeiwerte der Medianwerte der Bodenverformung nicht für den richtigen Bauwerkswinkel ausgelegt sind. Nach intensiver Prüfung der Hinweise bestätigten die HAZUS®-Programmierer diesen Widerspruch und sicherten eine Korrektur der Werte in der nächsten Programmversion zu.

7.4.3 Berechnung der Vulnerabilitätsfunktion aus Fragilitätskurven

Abbildung 7.6 zeigt eine schematische Darstellung eines Diagramms mit vier Fragilitätskurven. Jede Kurve grenzt zwei Schädigungsklassen gegeneinander ab. Die Fragilitätskurve wird nach der Schädigungsklasse unterhalb der Kurve benannt. Der Bereich zwischen zwei Kurven gibt die Wahrscheinlichkeit über die Zugehörigkeit zu einer Schädigungsklasse an. Die Summe der Wahrscheinlichkeiten aller fünf Schädigungsklassen ergibt immer 100%.

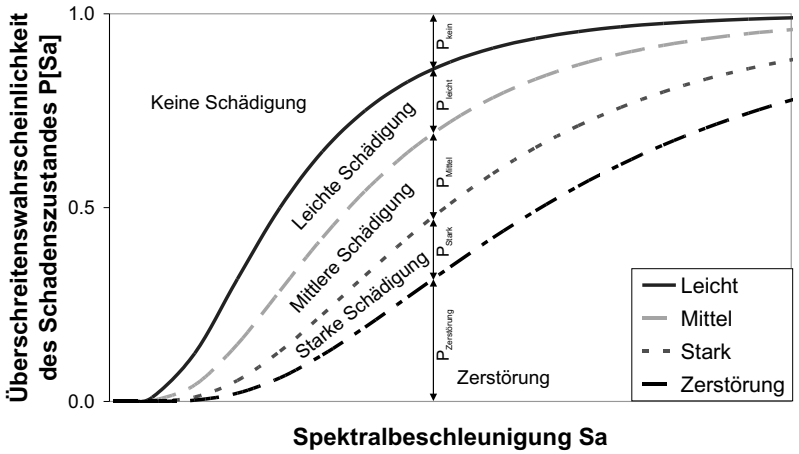


Abbildung 7.6: Fragilitätskurven und Schädigungsklassen

Werden Grenzen für die Schadenszustände definiert und somit in einen fiktiven Schädigungsindikator übertragen, kann aus den ermittelten Fragilitätskurven eine Vulnerabilitätsfunktion bestimmt werden. In Anlehnung an den ATC 13 und die Empfehlungen der FEMA werden hierfür die Bereiche nach Tabelle 7.8 vorgeschlagen.

Tabelle 7.8: Zusammenhang zwischen Schadenszustand und Schädigungsgrad

Schadenszustand DS	Schädigungsgrad SG [%]	Schädigungsintervall [%]
(DS1) Kein Schaden	0	0
(DS2) Leichter Schaden	5	0,01-5
(DS3) Mittlerer Schaden	10	5-15
(DS4) Schwerer Schaden	30	10-50
(DS5) Vollkommene Zerstörung	$200/\mathrm{N} \leq 100$	40-100

In Anlehnung an eine Veröffentlichung von Mander [1999] ist der Schädigungsgrad für den Schadenszustand „Vollkommene Zerstörung“ eine Funktion der Anzahl der Brückenfelder

N. Bei dieser Beziehung wird angenommen, das der häufigste Schadensmechanismus ein Lagerversagen bei mindestens zwei Feldern gleichzeitig ist.

Es ist anzumerken, dass derzeit für übliche Hochbauten die Grenze zum Schädigungszustand „Zerstörung“ bei 60% angesetzt wird. Es hat sich bei Hochbauten in der Vergangenheit gezeigt, dass Gebäude mit einem Schädigungsgrad von über 60% meist abgerissen werden müssen, da eine Sanierung nicht wirtschaftlich ist. In Anbetracht der Bedeutung, Bauzeit und Kosten einer Brücke kann diese Grenze aber nicht auf Brückenbauwerke übertragen werden.

Der zu erwartende Schaden S, ausgedrückt durch die Vulnerabilitätsfunktion, bestimmt sich nach folgender Gleichung:

$$S(S_a) = \sum_{i=1}^{5} SG[DS_i] \cdot P_{Komb}[D = DS_i|S_a] \leq 1 \tag{7.19}$$

Hierbei ist der Schaden S in Abhängigkeit der Spektralbeschleunigung S_a definiert; P_{Komb} ist die Wahrscheinlichkeit für die Zuteilung in die Schädigungsklasse DS_i und SG der dazugehörige Schädigungsgrad. Die Summation erfolgt über alle fünf Schädigungsklassen. In Abbildung 7.7 ist schematisch eine Vulnerabilitätsfunktion dargestellt, die aus den Fragilitätskurven aus Abbildung 7.6 abgeleitet worden ist.

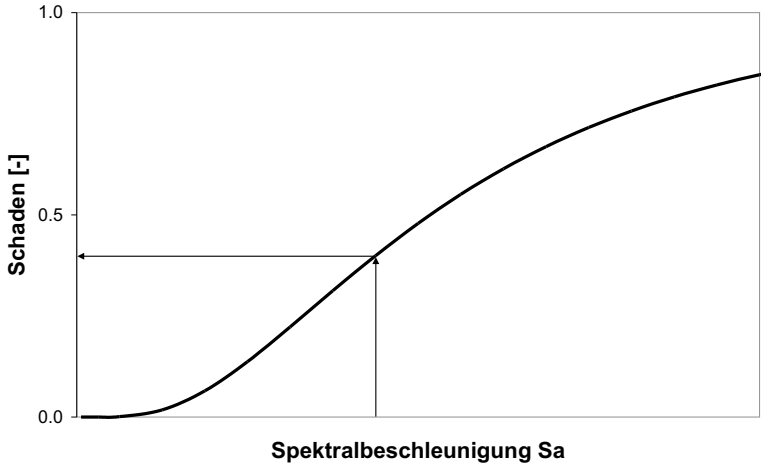


Abbildung 7.7: Vulnerabilitätsfunktion der strukturellen Bauwerksschädigung

7.4.3.1 Weitere Definitionen für Schadenszustände

Für die Schadenszustände sind in einigen wenigen Arbeiten unterschiedliche Definitionen zu finden, die in einigen Fällen durch ein Schadensindex quantifiziert werden, der die globale Beschädigung von Brückenbauwerken in Prozent ausdrückt. Der Vollständigkeit halber sollen sie an dieser Stelle vorgestellt werden. Die unterschiedlichen Auffassungen von Schaden weisen sowohl auf die Subjektivität und die sich ergebenden Unsicherheiten,

wie auf die Beschränkung der Anwendung hin. Werden Fragilitätskurven, z.B. in Kombination mit den Reparaturkostenmatrizen, die eine geschätzte Reparaturkostensumme für jeden Schadenszustand definieren, zur Bestimmung der direkten Schäden eines Erdbebens benutzt (Tab. 7.9), so muss auf die Einheitlichkeit der Kriterien zur Einstufung in die Schadenszustandsklassen geachtet werden. Als Beispiel zeigt Tabelle 7.10 eine Reparaturkostenmatrix nach Basöz u. Kiremidjian [1998]. Der Schadenszustand kann entweder anhand der Beschreibung der strukturellen Beschädigung erfolgen (Tab. 7.9 und Tab. 7.11) oder anhand der Duktilität, die jedes Bauteil erreicht (Tab. 7.12). Des Weiteren wird in Karim u. Yamazaki [2001] fünf definierten Schadenszuständen einen Schadensindex zugewiesen ohne auf dessen explizite Definition einzugehen (Tab. 7.13).

Durch Kombination der Vulnerabilitätsfunktion mit der jährlichen Gefährdungskurve (z.B. aus einer PSHA) kann die jährliche Schädigungskurve berechnet werden, die den Zusammenhang zwischen jährlicher Überschreitungswahrscheinlichkeit und Schädigungsgrad angibt. Die jährliche Schädigungskurve dient häufig als Grundlage für die Festlegung von Versicherungsprämien bei Erdbebenschäden.

Tabelle 7.9: Schadenszustände [Basöz u. Kiremidjian 1998]

Schadenszustand	Beschreibung
Gering	Keine Einsturzgefahr oder einfach zu reparierende Schäden
Mittelmäßig	Abplatzen der Betondeckung an den Pfeilern, Schubrisse in den Pfeilern ohne Knickgefährdung der Bewehrung, Schäden an Widerlagern oder Pfeilern.
Hoch	Abplatzen der Betondeckung und Ausknicken der Bewehrung über eine größere Länge als den Durchmesser des Pfeilers, Große Schäden an den Übergreifungen und Lagern mit Absturzgefahr.
Zerstörung	Einsturz der Brücke

Tabelle 7.10: Zusammenhang zwischen Reparaturkosten und Schadenszustand [Basöz u. Kiremidjian 1998]

Schadenszustand	Reparaturkosten in US Dollar
Gering	536.640
Mittelmäßig	5.660.094
Hoch	30.876.272
Zerstörung	152.845.000

Tabelle 7.11: Schadenszustände und Reparaturzeiten [Mander u. Basöz 1999]

Schadens-zustand	Beschreibung der Schäden	Beschädigung nach Erdbeben	Benötigte Reparaturen	Sperrzeit
1	Keine	Normal	Keine	-
2	Gering	Leicht	Inspektion und Ertüchtigung	$<$ 3 Tage
3	Mittelmäßig	Reparierbar	Einzelne Bauteile	$<$ 3 Wochen
4	Hoch	Unreparierbar	Wideraufbau von Bauteilen	$<$ 3 Monate
5	Zerstörung	Unreparierbar	Wiederaufbau der Brücke	$<$ 3 Monate

Tabelle 7.12: Schadenszustände für Pfeiler [Dutta u. Mander 2000]

Schadenszustand	Beschreibung	Duktilitätsbeanspruchung
Keine Schäden	Erstes Fließen	1,0
Leichte Schäden	Risse, Abplatzen der Betondeckung	2,01
Mittelmäßige Schäden	Lösen der Verankerung	6,03
Hohe Schäden	Absturznaher Zustand	11,07
Zerstörung	Zerstörung des Pfeilers	23,65

Tabelle 7.13: Schadenszustände [Karim u. Yamazaki 2001]

Schadensindex	Schadenszustand	Beschreibung
0,00$< SI \leq 0,14$	D	Keine Schäden
0,14$< SI \leq 0,40$	C	Leichte Schäden
0,40$< SI \leq 0,60$	B	Mittelmäßige Schäden
0,60$< SI \leq 1,00$	A	Große Schäden
1,00$\leq SI$	A	Zerstörung

7.5 Vergleich der existierenden Methoden zur Voruntersuchung von Brücken

Neben der bereits vorgeschlagenen groben Abschätzung der Erdbebensicherheit über Fragilitätskurven soll ein Bewertungsverfahren die erste Untersuchungsstufe ergänzen. Mit diesem kann eine schnelle und brückenspezifische Bewertung der Brückenbauwerke durchgeführt werden. Das Bewertungsverfahren soll einfach anwendbar sein und auch von „Nicht-Experten“ bedient werden können. Daher handelt es sich immer um empirische Bewertungsverfahren, welche keine detaillierten Tragwerksberechnungen beinhalten aber auf einer intensiven Auswertung von dokumentierten Erdbebenschäden beruht. Dieser Ansatz erlaubt es, die besonders gefährdeten Bauwerke zu identifizieren, für welche genauere Untersuchungen durchgeführt werden sollten. Ziel ist eine Priorisierung der bestehenden Bauwerke in Abhängigkeit ihrer Vulnerabilität und ihrem Erdbebenrisiko. Im Folgenden wird zunächst ein Überblick über die in der Literatur existierenden Methoden gegeben, bevor eine neue verbesserte Vorgehensweise vorgestellt wird.

Zur besseren Übersicht fasst Tabelle 7.14 die in diesem Kapitel zum Vergleich herangezogenen Ansätze zusammen. Ein detaillierter Vergleich ist in den Tabellen E.1 bis E.3 im Anhang zu finden.

Tabelle 7.14: Überblick über die vorgestellten Priorisierungsansätze

Methode	Land	Kapitel
ATC 6-2	USA	7.5.1
SRMHB	USA	7.5.2
Memphis & Shelby County	USA	7.5.3
SVM-NY	USA	7.5.4
Buckle	USA	7.5.5
Filiatrault u.a.	Kanada	7.5.6
RCDRM	Japan	7.5.7
SISMOA	Frankreich	7.5.8
Maldonado Rondòn u.a.	Spanien	7.5.9

7.5.1 ATC 6-2

Die „Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges“ [ATC 1983], herausgegeben vom Applied Technology Council, wurden im Auftrag der Federal Highway Administration (FHWA) bearbeitet und sind als Ergänzung des ATC 6-1 zu verstehen. Angewendet wird die darin enthaltene Methode nur auf konventionelle Brücken aus Stahl und Beton mit einer Plattenbalken- oder Hohlkastenkonstruktion und Spannweiten kleiner als 200 m. Die Leitlinien des ATC 6-2 basieren sowohl auf Schadensanalysen bei vergangenen Erdbeben als auch auf Forschungsergebnissen. Der ATC 6-2 unterteilt den Nachrüstungsprozeß in drei Schritte, von denen in diesem Kapitel nur der Erste relevant ist:

- Aufstellung einer Rangliste der unzureichend erdbebentüchtigen Brücken anhand eines Bewertungsverfahrens
- Detaillierte Prüfung
- Entwurf von Sanierungsmaßnahmen

Anhand des ATC 6-2 werden in den USA die Brücken anhand ihrer Bedeutungsklasse und des Beschleunigungskoeffizienten in eine Kategorie seismischen Verhaltens (Seismic Performance Class) eingestuft, wie es im Kapitel 5.2.2.3 bereits dargestellt wurde. Als Beschleunigungskoeffizient A ist im ATC 6-2 der dimensionslose Wert zu verstehen, mit dem die Erdbeschleunigung multipliziert wird. Brücken, die in die Klasse A eingestuft werden, also untergeordnete Brücken, die in seismisch nicht gefährdeten Regionen liegen, brauchen nicht genauer untersucht zu werden. Die Vulnerabilitätsanalyse ist optional für Brücken der Klasse B und empfohlen für Brücken der Klassen C und D.

Das Bewertungsverfahren berücksichtigt die strukturelle Vulnerabilität, die Seismizität und die infrastrukturelle Bedeutung der Brücke als lebenswichtige Verkehrsverbindungspunkte in Form einer gewichteten Summe:

$$SR = V \cdot w_1 + S \cdot w_2 + I \cdot w_3 \tag{7.20}$$

mit

SR: Seismische Bewertung (max. 100 Punkte),
V: Vulnerabilität der Struktur (max. 10 Punkte),
S: Seismizität der Zone (max. 10 Punkte),
I: Bedeutung der Brücke (max. 10 Punkte),
w_i: Eine gleichmäßige Wichtung von $w_i = 3,33$ wird empfohlen.

Die Bestimmung des Wertes für die Vulnerabilität der Struktur V zeigt das Flussdiagramm in Abbildung 7.8. Hierbei ist zu sehen, dass die Vulnerabilität der Lager getrennt von der Vulnerabilität der restlichen Struktur (Pfeiler, Widerlager, Bodenverflüssigung) berechnet wird. Diese besondere Beachtung der Lager beruht auf der Erkenntnis, dass Lager sehr einfach und wirtschaftlich erdbebensicher nachzurüsten sind und hierfür gute Erfahrungen vorliegen. Im Gegensatz dazu sind die anderen Komponenten viel schwieriger und teurer nachzurüsten, und es liegen darüber vergleichsweise wenig Erfahrungen vor. Die Gesamtvulnerabilität V berechnet sich durch zweimalige Maximalwertbildung (Abb. 7.8).

Die Seismizität S entspricht dem 25-fachen Wert des Beschleunigungskoeffizienten aus der Erdbebenzonenkarte und darf maximal 10 betragen.

Die Bedeutung der Brücke I bestimmt sich wie in Kapitel 5.2.2.3 erläutert. Essentielle Brücken aus der Bedeutungsklasse IC = I wird eine Bewertung zwischen 6 und 10 zugeordnet, während Brücken der Bedeutungsklasse IC = II Werte zwischen 0 und 5 zugewiesen werden.

Als Ergebnis ergibt sich durch Addition und Wichtung nach Gleichung 7.20 die seismische Bewertung SR, die zwischen 0 für Schadensfreiheit und 100 für komplette Zerstörung variieren kann. Eine Einstufung des Ergebnisses des Bewertungssystems in Schadensstufen wird nicht vorgenommen. Für die strukturelle Vulnerabilität V werden allerdings die Eckwerte 0 für eine sehr niedrige Vulnerabilität (inakzeptable Schäden), 5 für eine mäßige Vulnerabilität (kurz vor der Zerstörung mit hoher Wahrscheinlichkeit einer Verkehrsunterbrechung) und 10 für eine hohe Vulnerabilität (Zerstörung) angegeben. Die Philosophie der Fragilitätskurven ist bei dieser Vorgehensweise entfernt zu erkennen, da hier anhand der Bepunktung für die Schadenszustände „inakzeptable Schäden", „Verkehrsunterbrechungen" und „Zerstörung" pauschale Wahrscheinlichkeiten ausgedrückt werden.

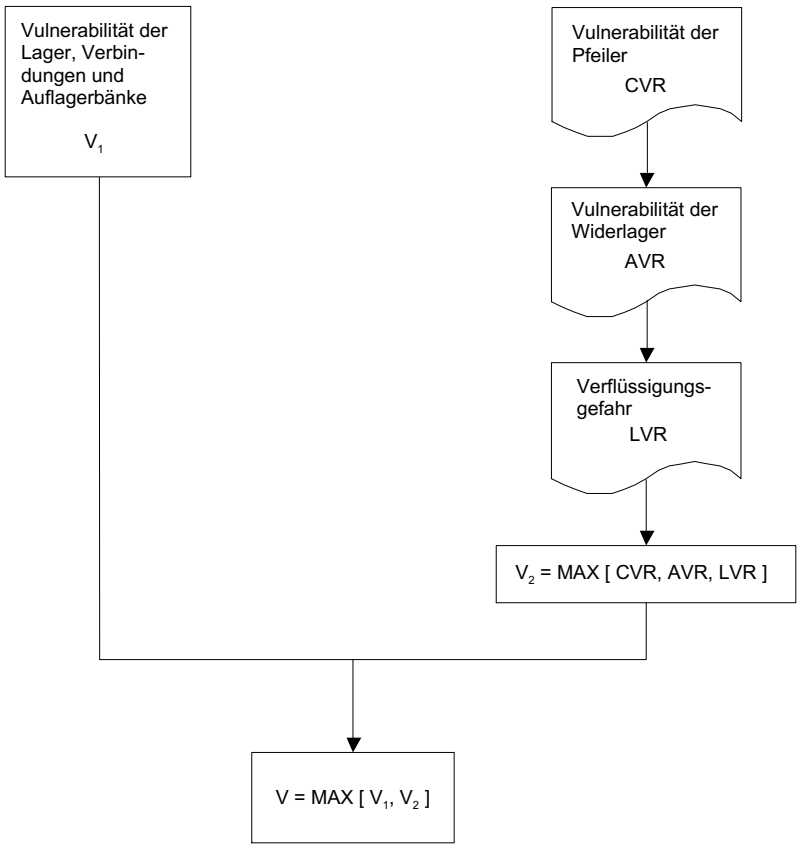


Abbildung 7.8: Bestimmung des strukturellen Vulnerabilitätsindexes nach ATC 6-2

7.5.2 „Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges", FHWA

Das Handbuch „Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges" [FHWA 1995] wurde von der FHWA als vorläufige Version des 10 Jahre zuvor erschienenen ATC 6-2 herausgegeben, um die Empfehlungen des ATC 6-2 auf den Stand der Technik zu bringen. In drei Abschnitten werden ein Verfahren zur Berechnung des Prioritätsindexes der seismischen Nachrüstung, Methoden zur detaillierten Analyse und konkreten Maßnahmen für die Nachrüstung vorgestellt.

Der Rang R der Brücke, der nur für die „Seismic Performance Classes“ B, C und D zu berechnen ist, bestimmt sich aus dem Produkt der Vulnerabilität der Struktur V mit der seismischen Gefährdung E. Die beiden letzteren Größen liegen zwischen 0 und 10, so dass der Rang R zwischen 0 und 100 variiert, wobei ein größerer Rang für die größere Notwendigkeit der seismischen Nachrüstung steht. Wie im ATC 6-2 wird die Vulnerabilität der Lager V_1 getrennt von der Vulnerabilität der anderen Komponenten V_2 betrachtet und die Maßgebende von beiden gilt dann als Gesamtvulnerabilität. Zwei grundsätzliche Unterschiede sind dabei zu vermerken: im ATC 6-2 wird die Vulnerabilität V_2 als die maßgebende aus der jeweiligen Vulnerabilität der Pfeiler CVR, der Widerlager AVR und der Gefahr der Bodenverflüssigung LVR bestimmt, während sich im FHWA Handbuch die Vulnerabilität V_2 als Summe der Einzelvulnerabilitäten mit $V_2 = CVR+AVR+LVR \leq 10$ errechnet. Darüber hinaus wird die Vulnerabilität der Lager V_1 im ATC 6-2 gleichzeitig für die longitudinale und transversale Richtung betrachtet, während dies im FHWA Handbuch getrennt für beide Richtungen erfolgt.

7.5.3 Memphis and Shelby County Methode

In der Arbeit „Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee“ [Pezeshk u. a. 1993] wird ein Bewertungssystem zur Bestimmung der seismischen Vulnerabilität von Brücken vorgestellt, die in der gefährdeten Erdbebenzone New Madrid in den USA liegen. Das System soll als Grundlage für ein Nachrüstungsprogramm von Brücken dienen. Die Methode basiert auf Expertenwissen und Erfahrungswerten.

Der Vulnerabilitätswert V variiert zwischen 0 und 100, wobei 0 für einen kleinen Erdbebenwiderstand steht und 100 für den größten. Berücksichtigt werden darin die Aspekte Struktur, Bedeutung und Seismizität über gewichtete Summen:

$$V = 0,5 \cdot \text{Struktur} + 0,3 \cdot \text{Seismizität} + 0,2 \cdot \text{Bedeutung} \tag{7.21}$$

Eine Unterteilung des Vulnerabilitätswertes in verschiedene Schadensstufen wird in dieser Arbeit nicht vorgenommen.

7.5.4 Seismic Vulnerability Manual - New York

Das New York State Department of Transportation (NYSDOT) brachte im Rahmen seines „Bridges Safety Assurance“ Programms das „Seismic Vulnerability Manual“ [NYSDOT 1995] heraus, dessen Ziel die Bewertung und Beurteilung der seismischen Vulnerabilität von Brücken ist. Dies erfolgt in drei Schritten:

- Einstufung in eine von vier gegebenen Anfälligskeitsgruppen,
- Klassifizierung in eine der drei vorgegebenen Vulnerabilitätsklassen,
- Dringlichkeitseinstufung nach der Wahrscheinlichkeit und den Folgen eines Versagens.

Noch bevor die Einstufung in die Anfälligskeitsgruppen erfolgt, muss eine Voruntersuchung vorgenommen werden, die Brücken aussortiert, die entweder keiner Untersuchung bedürfen (z.B. Brücken, die nicht in Betrieb sind) oder die aufgrund ihrer Merkmale besondere Analysen erfordern (z.B. Brücken mit einer Hauptspannweite größer als 200 m). Die Einstufung wird anhand der strukturellen Merkmale der Brücke vorgenommen:

- Gruppe 1: hohe seismische Vulnerabilität
- Gruppe 2: mäßige bis hohe seismische Vulnerabilität
- Gruppe 3: mäßige bis niedrige seismische Vulnerabilität
- Gruppe 4: niedrige seismische Vulnerabilität

Die Klassifizierung in die Vulnerabilitätsklassen erfolgt über die Klassifizierungsbewertung CS, die das Produkt aus der Vulnerabilität der Struktur V mit der Seismizität der Zone E darstellt, wobei jeder der beiden Terme zwischen 0 und 10 liegt, so dass das Ergebnis CS zwischen 0 für niedriges Risiko und 100 für hohes Risiko liegt. Die Bewertung der Vulnerabilität der Struktur wurde von dem Handbuch der FHWA [FHWA 1995] übernommen und angepasst, wobei die maßgebende Vulnerabilität sich nach der Gruppeneinteilung im Schritt 1 ergibt. Analog zum FHWA Handbuch wird die Vulnerabilität der Lager getrennt vom Rest der Struktur berechnet. Die Seismizität E wird in Funktion der Kategorie des seismischen Verhaltens und des Untergrundparameter S bestimmt. In Abhängigkeit des Wertes von CS ergibt sich dann die Vulnerabilitätsklasse, wobei eine Überschneidung der Eckwerte der Wertebereiche bemerkbar ist und dem Anwender die endgültige Entscheidung überlassen wird:

- $CS > 70$ Hohe Vulnerabilität
- $25 \leq CS \leq 75$ Mittlere Vulnerabilität
- $CS < 30$ Niedrige Vulnerabilität

Die Dringlichkeitseinstufung erfolgt in 6 Klassen und bestimmt sich als Summe des Wahrscheinlichkeitwertes und des Konsequenzwertes. Während jeder Vulnerabilitätsklasse ein Wahrscheinlichkeitswert zugewiesen wird, bestimmt sich der Konsequenzwert als Summe des Wertes für die Versagensart, welche vom Ingenieur einzuschätzen ist, und des Wertes für die Exposition. Letzterer ergibt sich als Summe des Wertes für den durchschnittlichen täglichen Verkehr und des Wertes für die Straßenart. Die Wertebereiche für die Dringlichkeitseinstufung werden wie folgt angegeben:

- Klasse 1: Wert > 15
- Klasse 2: $13 \leq$ Wert ≤ 16
- Klasse 3: $9 \leq$ Wert≤ 14
- Klasse 4: Wert < 15

- Klasse 5: Wert < 9
- Klasse 6: N.A.

Diese Methode benötigt nur sehr wenige Eingangswerte und liefert nur eine sehr grobe Einschätzung im Vergleich zu den bereits vorgestellten Methoden.

7.5.5 Methodenvergleich nach Buckle

In einer Veröffentlichung von Buckle [1992] sind die zurzeit in den USA existierenden Bewertungsmethoden zur Bestimmung der Notwendigkeit einer seismischen Nachrüstung tabellarisch zusammengefasst und zusätzlich schlägt Buckle darin eine eigene Methodologie vor. Im Folgenden wird eine kurze Zusammenfassung des Vergleichs wiedergegeben.

7.5.5.1 CALTRANS Phase II

In der vom California Department of Transportation vorgeschlagenen Methode bestimmt sich der Prioritätsindex R als Summe des Bedeutungswertes I, des Seismizitätswertes S und der Vulnerabilität V. Alle drei Terme variieren zwischen 0 und 1, wobei die Wichtungsfaktoren schon in den Termen berücksichtigt werden. Der resultierende Prioritätsindex R liegt ebenfalls zwischen 0 und 1.

$$R = I + S + V \tag{7.22}$$

7.5.5.2 Washington TRAC/DOT

Die Priorität bestimmt sich bei der Methode des Washington Department of Transportation wie folgt:

$$R = (I + W) \cdot S \cdot V \tag{7.23}$$

mit:

R: Priorität,
I: Bedeutung,
W: Kosten,
S: Seismizität,
V: Vulnerabilität.

Die einzelnen Faktoren werden nicht gewichtet. Der Wert für die Priorität R schwankt hier zwischen 0 und 950.

7.5.5.3 Illinois DOT

Bei der Methodologie des Department of Transportation von Illinois handelt es sich um eine hybride Methode, die Fragilitätskurven und Wahrscheinlichkeitskurven benutzt, um die Faktoren für die strukturelle Vulnerabilität SVF und die Baugrundvulnerabilität GVF zu bestimmen.

$$R = I \cdot BVF \tag{7.24}$$

mit: $BVF = f(SVF, GVF)$

7.5.5.4 Kentucky TRAC

Die vom Kentucky Transportation Center (TRAC) vorgeschlagene Methode errechnet den Prioritätsindex R als gewichtete Summe des Bedeutungswertes I, der Seismizität S, der Vulnerabilität V und des Wertes C, der verschiedene Strukturmerkmale berücksichtigt.

7.5.5.5 Vorschlag nach Buckle

Basierend auf der Untersuchung der oben aufgeführten Methoden entwickelte Buckle eine neue, wenn auch nur konzeptionelle, Methodologie, ohne auf bestimmte Werte einzugehen. Der Prioritätsindex R errechnet sich aus der gewichteten Summe der Primärfaktoren der Bedeutung I, Seimizität S und strukturellen Vulnerabilität V, wobei die Summe der Wichtungsfaktoren w_i 10 ergibt. Für die Vulnerabilität der Struktur V wählte er das Vorgehen nach FHWA.

$$R = I \cdot w_1 + S \cdot w_2 + V \cdot w_3 \tag{7.25}$$

Wie aber bereits erwähnt, handelt es sich hierbei um ein Konzept ohne Angabe konkreter Werte und Anweisungen zur praktischen Umsetzung.

7.5.6 Kanadische Bewertungsmethode

Im Handbuch „A rapid seismic screening procedure for existing bridges in Canada“ [Filiatrault u. a. 1994] wird eine Methode zur Evaluierung der Erdbebensicherheit von Brücken in Kanada vorgestellt. Ziel der Methode ist es, den Eigentümern der Brücken ein Werkzeug für eine schnelle Dringlichkeitseinstufung vor späteren, detaillierteren Analysen anzubieten.

Als Grundlage für die Methode dienten die in Kalifornien [Maroney 1988], Illinois [Cooling 1990], Kentucky [Allen u. a. 1991], Missouri [Buckle 1992], New York [Buckle 1990] und Washington [Buckle 1992] entwickelten Methoden. Zusätzlich wurden die Richtlinien für das seismische Nachrüsten von Autobahnbrücken des ATC 6-2 [ATC 1983] und die Prioritäteinstufung nach dem CALTRANS [CALTRANS 2004] herangezogen.

Das Ergebnis der Berechnung ist der seismische Vulnerabilitätsindex SVI, der den globalen strukturellen Koeffizient GIC_S, den globalen nicht-strukturellen Einflusskoeffizient GIC_{NS}, den Fundamentfaktor FF und den seismischen Gefährdungsindex SRC enthält. Der Wertebereich von SVI liegt zwischen 0 für vernachlässigbare Schäden und 100 für eine komplette Zerstörung.

$$SVI = [\alpha \cdot GIC_S + \beta \cdot GIC_N S] \times FF \times SRC \tag{7.26}$$

wobei gilt:

$$0 \leq \quad GIC_S \quad \leq 10 \tag{7.27a}$$
$$0 \leq \quad GIC_{NS} \quad \leq 10 \tag{7.27b}$$
$$1 \leq \quad FF \quad \leq 2 \tag{7.27c}$$
$$0 \leq \quad SRC \quad \leq 5 \tag{7.27d}$$
$$\alpha + \beta \quad = 1 \tag{7.27e}$$

Die Wichtungsfaktoren α und β geben das Verhältnis der Bedeutung von strukturellen Mängeln zu sozioökonomischen Kosten infolge der Brückenschließung an. Auf eine Parameterstudie zur Bestimmung dieser Beziehung wurde verzichtet und somit folgende Werte angenommen [Filiatrault u. a. 1994]:

$$\alpha = 0,40 \quad \text{und} \quad \beta = 0,60 \tag{7.28}$$

Der globale strukturelle Koeffizient GIC_S und der globale nicht-strukturelle Einflusskoeffizient GIC_{NS} werden aus der gewichteten Summe einzelner Indizes zusammengesetzt, deren Wichtungsfaktoren subjektiv gewählt wurden. Der Fundamentfaktor FF wird aus der Bodenart und dem seismischen Gefährdungsindex SRC aus der Erdbebenzone abgeleitet.

Diese Methode wurde auf 17 Brücken in Montreal angewendet, wobei die Auswahl der Brücken so getroffen wurde, dass möglichst verschiedene Bauarten, Lagerarten und durchschnittliche Verkehrsbelastungen berücksichtigt wurden. Die sich ergebenden seismischen Vulnerabilitätsindizes SVI streuten zwischen 4,5 und 35. Anhand dieser Werte wurde eine dreistufige Unterteilung unternommen: Brücken mit $SVI > 20$ erhielten die höchste Priorität für weitere detaillierte Analysen, Brücken mit $10 \leq SVI \leq 20$ wurden in die mittlere Klasse eingestuft und Brücken mit $SVI < 10$ wurden als seismisch vernachlässigbar vulnerabel angesehen. Es sei angemerkt, dass diese vorgenommene Unterteilung nur für die untersuchte Brückenauswahl gilt und nicht übertragbar ist.

7.5.7 Research Center for Disaster Risk Management

Seit 1971 wurden in Japan bereits fünf umfangreiche Vulnerabilitätsuntersuchungen des gesamten Brückenbestandes durchgeführt. Nachdem 1995 während des Hyogo-ken Nanbu Erdbebens 60% der japanischen Brücken beschädigt wurden, startete das Ministerium für Land, Infrastruktur und Transport ein Wiederaufbauprogramm, das die Verstärkung von Brücken gegen Erdbeben einschloss. Wegen der Notwendigkeit, die Priorität der Brücken

zwecks einer Rationalisierung der Maßnahmen und Kosten festzulegen, entwickelte die Earthquake Disaster Prevention Division des Research Center for Risk Management eine Priorisierungsmethode, die in den Veröffentlichungen von Unjoh u. a. [2000]; Kawashima [2000] und Kusakabe [2003] vorgestellt wird.

Die Priorisierungsmethode berücksichtigt über gewichtete Summen die Vulnerabilität der Struktur, die wiederum in die Vulnerabilität des Über- und Unterbaus eingeteilt wird, sowie die Seismizität und Bedeutung der Brücke. Die Wichtungsfaktoren wurden von Experten mit Hilfe des „Analytical Hierarchy Process"(AHP) bestimmt und anhand von Beispielrechnungen validiert. Bei der AHP handelt es sich um eine Methode, die aus der Entscheidungslehre stammt und bei der sich die Entscheidung (in diesem Fall die Größe der Wichtung w_i) aus einem Vergleich und Wichtung aller Kriterien miteinander und einem Vergleich aller Alternativen mit den Kriterien ergibt. Als Bewertungssystem zur Bestimmung der Priorität einer Brücke wird folgende Berechnungsformel vorgeschlagen:

$$R = I \cdot S \cdot V_T \cdot w_V \cdot (V_{RP1} \cdot V_{RP2} \cdot V_{RP3}, V_{MP}, V_{FS}, V_F) \cdot 100 \tag{7.29}$$

mit:

R: Priorität,
I: Bedeutungsfaktor der Brücke,
S: Erdbebengefährdungsfaktor,
V_T: Struktureller Faktor,
w_V: Wichtungsfaktoren für die einzelnen Bauteile,
V_{RP1}: Faktor zur Berücksichtigung der Konstruktionsnorm,
V_{RP2}: Faktor für die Pfeilerart,
V_{RP3}: Schlankheitsverhältnis der Betonpfeiler,
V_{MP}: Faktor für Stahlpfeiler,
V_{FS}: Faktor zur Berücksichtigung von Lagesicherungen,
V_F: Fundamenttypfaktor.

In der Veröffentlichung von Kawashima [2000] wird ebenfalls das Bewertungssystem zur Festellung der Vulnerabilität von Brücken vorgestellt, das in Japan in den Jahren 1986 und 1991 benutzt wurde. Hierbei wurden Erdbebenschäden an Brücken anhand von 15 bzw. 22 Parameter beurteilt. Die Validierung der dort vorgeschlagenen Berechnungsformel wurde anhand einer Schadenstatistik von 124 Brücken vorgenommen, die während des Urakawa-oki (1982) und Nihon-kai-chubu (1983) Erdbebens beschädigt wurden. Die einzelnen Parameter wurden dabei gewichtet und miteinander multipliziert. Es lassen sich in zwei Gruppen für die Bewertung der Parameter erkennen: Jene, die die Wahrscheinlichkeit einer exzessiven Verformung darstellen und jene, die die Wahrscheinlichkeit eines Versagens infolge ungenügender Festigkeit der Struktur ausdrücken. Angaben über die Beurteilung es somit ermittelten Prioritätsindexes werden in den oben erwähnten Veröffentlichungen nicht gemacht.

7.5.8 SISMOA

Das französische Straßenbauamt (franz. Direction des Routes) beauftragte 1997 die SETRA (Service des Etudes Techniques des routes et autoroutes) ein Evaluationssystem für die Bestimmung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken zu entwickeln. Ziel war es, die existierenden Brücken nach der Einführung der französischen Erdbebennorm für Brücken [ENPC 1992] nachträglich gemäß dem Stand der Technik zu beurteilen. In Kooperation mit dem Zentrum für technische Studien des Ministeriums für Straßenwesen - CETE Méditerranée (Centre d'Etudes Techniques du Ministère de l´Equipement) entstand die SISMOA Methode [Davi u. Schmitt 2003].

SISMOA ist eine qualitative, empirische Methode zur Bestimmung des seismischen Risikos einer Brücke anhand ihrer geometrischen und typologischen Daten. Die Methode basiert hauptsächlich auf der Norm AFPS92 [ENPC 1992] und der Veröffentlichung von Pezeshk u. a. [1993]. Die Vorgehensweise wird im Bericht des CETE Méditerranée [Thibault 2001] genauer erläutert. Im Folgenden soll nur ein schematischer Überblick gegeben werden.

Zunächst wird anhand geometrischer und typologischer Merkmale der Vulnerabilitätsindex V erstellt, der die Sensibilität einer Brücke gegenüber dynamischen Einwirkungen aufzeigt. Die Multiplikation des Vulnerabilitätsindex V mit dem Standortindex S, der die voraussichtliche seismische Gefährdung des betrachteten Standorts angibt, ergibt das Schadensrisiko R. Dieses stellt die mathematische Schadenswahrscheinlichkeit einer Brücke für eine Referenzperiode dar. Die Kombination des Schadensrisikos R mit dem Bedeutungsfaktor I, der die mehr oder weniger große Bedeutung der Brücke für die Gesellschaft im Krisenfall darstellt, ermöglicht es einen Prioritätsindex P aufzustellen:

$$P = R \cdot I = (V \cdot S) \cdot I \tag{7.30}$$

Der Vulnerabilitätsindex V, der die strukturelle Anfälligkeit angibt, variiert zwischen 0 für vernachlässigbare Schäden und 1 für den totalen Kollaps der Brücke.

Für Gelenkträger gilt:

$$V = V_{Allgemein} \times \max[V_{Fahrbahnplatte}, V_{Widerlager}, V_{Pfeiler}, V_{Fundament}] \tag{7.31}$$

Für Durchlaufträger gilt:

$$V = V_{Allgemein} \times \max[V_{Fahrbahnplatte}, V_{Widerlager}, V_{Fundament}] \tag{7.32}$$

mit:

$V_{Allgemein}$: Koeffizient der die Sensibilität des gesamten Bauwerks wiedergibt.
$V_{Fahrbahnplatte}$: Vulnerabilitätsindex der Fahrbahnplatte und der Lager
$V_{Widerlager}$: Vulnerabilitätsindex der Widerlager
$V_{Pfeiler}$: Vulnerabilitätsindex der Zwischenpfeiler
$V_{Fundament}$: Vulnerabilitätsindex der Fundamente

Aus den Gleichungen 7.31 und 7.32 wird ersichtlich, dass hier die einzelnen Bauteile betrachtet werden und das jeweils maßgebende Versagen als Indikator benutzt wird und nicht die kumulativen Schäden.

Das Produkt aus Standortindex S und Bedeutungsfaktor I lässt sich aus Tabelle 5.2 als nominelle Beschleunigung in Abhängigkeit der Bedeutungsklasse entnehmen. Einzelne Werte für diese beiden Faktoren werden in den erwähnten Literaturstellen nicht angegeben. Aus der Beispielrechnung im Bericht des CETE Méditerranée [Thibault 2001] lässt sich aber eine Methodik hinter dem Bedeutungsfaktor erkennen. Dieser ist abhängig von der Anzahl der Spuren der Straße über und unterhalb der Brücke, dem durchschnittlichen Verkehr für beide Straßen und der Umweglänge. Konkrete Erläuterungen der Vorgehensweise werden aber nicht gemacht.

Die Werte für den Vulnerabilitätsindex V liegen zwischen 0 und 1 und die Werte des Produktes aus Standortindex S und Bedeutungsfaktor I variieren zwischen 0 und 4,5. Damit ergeben sich für den Prioritätsindex P Werte, die zwischen 0 und 4,5 liegen. Wobei 0 für die Brücke mit der niedrigsten Priorität und 4,5 für die Brücke mit der höchsten Priorität steht. Eine Einstufung der Priorität in verschiedene Bereiche wird allerdings nicht vorgenommen.

7.5.9 Ansatz von Maldonado

In der spanischen Arbeit „Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en Conjuntos Difusos“ [Maldonado Rondòn u. a. 2000] wird eine Methode zur Bestimmung der Erdbebenertüchtigung von Brücken vorgestellt, die auf der Fuzzy Theorie basiert. Die Vorgehensweise berücksichtigt 19 Parameter, die die Vulnerabilität von Brücken beeinflussen. Deren Bedeutungseinfluss wurde anhand von Expertenwissen durch 25 befragte Ingenieure aus verschiedenen Ländern bestimmt und gewichtet. Für die Werte der Wichtung wurden Zugehörigkeitsfunktionen nach der Fuzzy Theorie ermittelt, um die vorhandene Streuung der Expertenbeurteilungen zu berücksichtigen. Die Wahl dieser 19 Merkmale beruht auf Schadensberichten der Erdbeben von San Fernando, Loma Prieta, Northridge, Kobe, numerischen Modellen und der Beurteilung der befragten Ingenieure. Die Vulnerabilität ergibt sich somit als gewichtete Summe dieser 19 Größen:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i \cdot k_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i} \tag{7.33}$$

mit:

k_1 = Baujahr der Brücke
k_2 = Brückentyp
k_3 = Form des Überbaus
k_4 = Gelenke
k_5 = Baustoff des Überbaus

k_6 = Pfeilerart
k_7 = Gründungsart der Pfeiler
k_8 = Baustoff der Pfeiler
k_9 = Irregularität der Geometrie oder der Steifigkeit
k_{10} = Auflagerlänge an den Pfeilern
k_{11} = Baugrundart
k_{12} = Widerlagertyp
k_{13} = Auflagerlänge an den Widerlagern
k_{14} = Lagertyp
k_{15} = Allgemeiner Zustand der Brücke
k_{16} = Bauverfahren des Überbaus
k_{17} = Bauverfahren der Pfeiler
k_{18} = Gefahr von Bodenverflüssigung des Baugrunds
k_{19} = Nicht tragende Elemente

Das Ergebnis ist ein Vulnerabilitätsindex V, zwischen 0 und 9 folgenden fünf Vulnerabilitätsbereichen:

- 0: nicht vulnerabel
- 3: wenig vulnerabel
- 5: durchschnittlich vulnerabel
- 7: sehr vulnerabel
- 9: vollständig vulnerabel

7.5.10 Vergleich der vorgestellten Methoden

Um die Struktur des im Rahmen dieser Arbeit zu entwickelnden Bewertungssystems zur Vulnerabilitätsanalyse festzulegen, wird zunächst ein Vergleich aller vorgestellten Methoden durchgeführt, um die wesentlichen Unterschiede in den Vorgehensweisen herauszustellen und ihre Vor- und Nachteile zu diskutieren. Eine tabellarische Übersicht wird im Anhang in den Tabellen E.1 bis E.3 gegeben, wobei „✓“ für die Parameter steht, die berücksichtigt werden und „-“ für jene, die außer Acht gelassen werden. Der Bedeutungsfaktor bleibt bei diesem Vergleich unberücksichtigt. Da keine näheren Informationen über die Bewertung zu finden waren, wird die Illinois-Methode ebenfalls außer Acht gelassen.

Die meisten Methoden betrachten die strukturelle Vulnerabilität, ihre Gefährdung nach der jeweiligen Lage in einer Erdbebenzone und die Bedeutung der Brücke getrennt durch Primärfaktoren und errechnen sich daraus einen Prioritätsindex für die Brücke. Dies erfolgt bei einigen Methoden über eine gewichtete Addition der Terme [ATC 1983] und bei anderen Methoden über Multiplikation [Thibault 2001]. Ferner werden die einzelnen Parameter der jeweiligen Primärfaktoren zum einen gewichtet und dann addiert [Maldonado Rondòn u. a. 2000], zum anderen multipliziert [Kawashima 2000] oder es

fließt nur der Maximalwert in den nächsten Rechenschritt ein [Davi u. Schmitt 2003]. Zudem werden von den verschiedenen Methoden auch unterschiedliche Parameter verwendet.

Im Folgenden werden die verschiedenen Bewertungsmöglichkeiten erst für die drei Primärfaktoren und dann für die einzelnen Parameter, aus denen sie bestehen, untersucht und diskutiert.

7.5.10.1 Bewertung der Primärfaktoren Vulnerabilität, Seismizität und Bedeutung

Eine Multiplikation der Primärfaktoren erlaubt die Berücksichtigung der Interaktion zwischen den einzelnen Werten, indem jeder Wert die anderen beiden modifiziert, wobei Extremwerte das Endergebnis sehr stark beeinflussen und zu einer Verzerrung der Aussage führen können. Dagegen schließt die Summation eine Interaktion der drei Werte aus und zeigt deshalb keine Empfindlichkeit bezüglich Extremwerten. Diese unterschiedlichen Effekte werden deutlich, in dem für den Vulnerabilitäts-, den Seismizitäts- und den Bedeutungsfaktor die qualitativen Werte 1 für „gering“, 2 für „durchschnittlich“ und 3 für „hoch“ definiert werden. Damit werden jeweils zwei Primärfaktoren über eine 3×3 Matrix kombiniert, so dass sich aus der Kombination aller Faktoren ein Würfel ergibt, der aus 27 Quadern besteht. Jeder Quader steht für eine Kombinationsmöglichkeit, deren Endwert sich aus der Summe der drei Hauptflächen des Quaders ergibt (Abb. 7.9 und 7.10). Als Hauptflächen werden die Flächen in positiver Achsenrichtung verstanden. Die Untersuchung erfolgt anhand des Vergleiches der Ergebnisse aus durchgerechneten Beispielen. Mit dieser Methode wird allerdings jeder Faktor zweimal berücksichtigt. Es wird angemerkt, dass es sich hier um einen qualitativen Vergleich der Konzepte handelt und deshalb das Spektrum der Prioritätsindexe von den üblichen 100 Punkten für jeden Bereich auf 3 repräsentative Punkte für jeweils eine wesentliche Aussage reduziert wird.



Abbildung 7.9: Kombination der Vulnerabilität mit der Seismizität

Summenkombination

Es ergeben sich bei der Summe der Faktoren 27 mögliche Kombinationen, die im Wertebereich von 3 bis 9 liegen. Zum Zweck eines späteren Vergleichs mit den Ergebnissen aus der Multiplikation werden folgende Prioritätsklassen nach einer geometrischen Unterteilung gebildet:

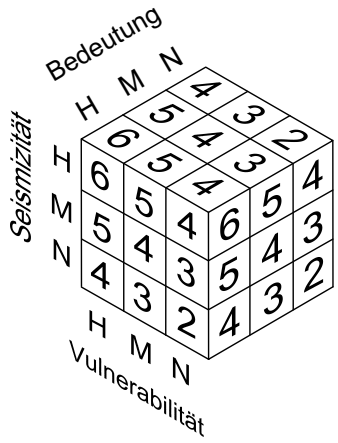


Abbildung 7.10: Kombinationswürfel zum Vergleich von Vulnerabilitäsmethoden

- Niedrig : 3-4 Punkte
- Mittel : 5-7 Punkte
- Hoch : 8-9 Punkte

Die Ergebnisse sind in der Tabelle 7.18 aufgeführt. Es lässt sich erkennt, dass die Extremwerte des Endwertes nur durch Kombination aller Minima oder aller Maxima erzielbar sind. Die restlichen fünf Werte 4, 5, 6, 7 und 8 lassen sich über 25 verschiedene Kombinationen erzielen, deren Verteilung in Tabelle 7.15 angegeben wird. Darin erkennt man, dass die Ergebnisse sich bei den mittleren Werten 6 und 7 konzentrieren. Dies spiegelt die Unempfindlichkeit der Summation gegenüber differenzierten Aussagen wieder. Dementsprechend ergibt sich der Rankingwert 7, der einer durchschnittlichen Priorität entspricht, sowohl für eine Brücke mit niedriger struktureller Vulnerabilität, hoher Seismizität und hoher Bedeutung wie auch für eine Brücke mit hoher struktureller Vulnerabilität, niedriger Seismizität und hoher Bedeutung. Anschaulich entspricht dies dem Vergleich zwischen einer erdbebensicheren, wichtigen Brücke in Köln (Erdbebenzone 3) und einer erdbebenunsicheren, wichtigen Brücke in Hamburg (Erdbebenzone 0).

Tabelle 7.15: Verteilung der Kombinationsergebnisse der Summation

Summe P	3	4	5	6	7	8	9
Häufigkeit	1	3	6	7	6	3	1
Bewertung	Niedrig		Mittel			Hoch	

Multiplikationskombination

Das Spektrum der Werte aus den 27 Kombinationen bei der Multiplikation liegt zwischen 1 und 27 und lässt sich geometrisch in folgende Klassen unterteilen:

- Niedrig : 1-9 Punkte
- Mittel : 10-18 Punkte
- Hoch : 19-27 Punkte

Die Ergebnisse und die Verteilung sind in der Tabelle 7.16 dargestellt. Es ist eine Anhäufung der Ergebnisse im niedrigen Wertebereich zu erkennen, die sich bei der Berücksichtigung von mindestens einem Minimum ergibt, während der obere Bereich nur durch eine einzige der 27 möglichen Kombinationen zu erreichen ist. Dies unterstreicht die Sensibilität der Multiplikation gegenüber der Benutzung von Extremwerten. Somit erhält eine Brücke mit hoher struktureller Vulnerabilität, geringer Seismizität und geringer Bedeutung eine Bewertung von 3 der möglichen erzielbaren 27 Punkte, was einer besonders niedrigen Priorität entspricht. Bei der Summation der Werte würde aber diese Brücke einen Wert von 5 bekommen und damit eine durchschnittliche Priorität erhalten.

Tabelle 7.16: Verteilung der Kombinationsergebnisse der Multiplikation

Produkt P	1	2	3	4	6	8	9	12	18	27
Häufigkeit	1	3	3	3	6	1	3	3	3	1
Bewertung	Niedrig							Mittel		Hoch

Gewichtete Summenkombination

Dazu wird noch der Fall der gewichteten Summe untersucht, welche über die Wichtungsfaktoren die Einflussweite der einzelnen Kriterien festlegt. Aus den im vorausgehenden Abschnitt vorgestellten Methoden wird wegen der Hervorhebung der strukturellen Vulnerabilität die Wichtung der Memphis Methode untersucht und zum Vergleich herangezogen. Darin bestimmt sich die Priorität einer Brücke zu 50 % aus der Vulnerabilität, 30% aus der Seismizität und 20% aus der Bedeutung. Die Ergebnisse des Prioritätsindexes nach den 27 möglichen Kombinationen für die oben festgelegten Werte sowie ihre Verteilung sind den Tabellen 7.18 und 7.17 zu entnehmen. Der Wert P liegt zwischen 1 und 3. Dieser Wertebereich lässt sich dann geometrisch in folgende drei Klassen unterteilen:

- Niedrig : 1-1.66 Punkte
- Mittel : 1.67-2.34 Punkte
- Hoch : 2.35-3.0 Punkte

Es ist eine gleichmäßige Verteilung der Werte zu erkennen, so dass fast jeder Wert des Ergebnisbereiches vertreten ist. Durch die stärkere Wichtung der Vulnerabilität gegenüber den anderen Faktoren wird sichergestellt, dass, unabhängig von der Seismizität und der Bedeutung, jede Brücke mit einer mittleren Vulnerabilität zumindest in die mittlere Prioritätsklasse eingestuft wird.

Tabelle 7.17: Verteilung der Kombinationsergebnisse der gewichteten Summe

Gewichtete Summe	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1	2,2	2,3
Häufigkeit	1	1	1	2	1	2	2	1	2	2	1	2
Bewertung	Niedrig					Mittel						

Gewichtete Summe	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3
Häufigkeit	1	2	1	1	1	0	1
Bewertung	Hoch						

7.5.10.2 Bewertung der einzelnen Parameter

Die Effekte der Summation und Multiplikation sind im vorausgehenden Abschnitt untersucht worden. Die dritte Möglichkeit wird durch die Betrachtung von Maxima dargestellt, wobei die Bauteile, die einzeln zum Versagen der Brücke führen können, betrachtet werden und nur das Bauteil mit der maßgebenden Vulnerabilität zur Bewertung herangezogen wird. Dies beruht auf der Überlegung, dass wenn ein solches Bauteil versagt, es zum Einsturz der Brücke führt, unabhängig davon, wie vulnerabel die anderen Bauteile sind. Diese Einschätzung ist für Bauteile einzelner Untergruppen sinnvoll, aber nicht als globale Kombination. Bei der gewichteten Summation ist eine zu große Beeinflussung durch Extremwerte ausgeschlossen. Bei dieser Kombination kann der Benutzer selbst durch die Wichtungsfaktoren bestimmen, wie stark der Einfluss der einzelnen Komponenten ist.

7.5.10.3 Defizite der vorgestellten Methoden

Die meisten der hier vorgestellten Bewertungsmethoden berücksichtigen nur wenige Parameter, und der Detaillierungsgrad der Bewertungen ist sehr eingeschränkt. Eine wirkliche Differenzierung der einzelnen Parametern und Konfigurationen ist meistens nicht vorhanden. Bei fast allen Methoden fehlt eine begründete Erklärung für die Wahl der Parameter und deren Bewertung bzw. Gewichtung. Eine abschließende Einstufung in eine Risikogruppe oder eine Einordnung des resultierenden Prioritätsindexes in eine Bewertungsskala erfolgte, bis auf eine Ausnahme, nicht. Bisher beschränkt sich eine Aussage auf den Vergleich des Einzelergebnisses mit den restlichen aus einer großen Datenbank, wobei es keine Obergrenze gibt.

Tabelle 7.18: Vergleich der Kombination mit Summenbildung, Multiplikation und gewichteter Summe

V	S	I	$P = \sum V + S + I$	Bewertung	$P = V \cdot S \cdot I$	Bewertung	$P = 0,5V + 0,3S + 0,2I$	Bewertung
1	1	1	**3**	Niedrig	**1**	Niedrig	**1**	Niedrig
1	1	2	**4**	Niedrig	**2**	Niedrig	**1,2**	Niedrig
1	1	3	**5**	Mittel	**3**	Niedrig	**1,4**	Niedrig
1	2	1	**4**	Niedrig	**2**	Niedrig	**1,3**	Niedrig
1	2	2	**5**	Mittel	**4**	Niedrig	**1,5**	Niedrig
1	2	3	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**1,7**	Mittel
1	3	1	**5**	Mittel	**3**	Niedrig	**1,6**	Niedrig
1	3	2	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**1,8**	Mittel
1	3	3	**7**	Mittel	**9**	Niedrig	**2**	Mittel
2	1	1	**4**	Niedrig	**2**	Niedrig	**1,5**	Niedrig
2	1	2	**5**	Mittel	**4**	Niedrig	**1,7**	Mittel
2	1	3	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**1,9**	Mittel
2	2	1	**5**	Mittel	**4**	Niedrig	**1,8**	Mittel
2	2	2	**6**	Mittel	**8**	Niedrig	**2**	Mittel
2	2	3	**7**	Mittel	**12**	Mittel	**2,2**	Mittel
2	3	1	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**2,1**	Mittel
2	3	2	**7**	Mittel	**12**	Mittel	**2,3**	Mittel
2	3	3	**8**	Hoch	**18**	Mittel	**2,5**	Hoch
3	1	1	**5**	Mittel	**3**	Niedrig	**2**	Mittel
3	1	2	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**2,2**	Mittel
3	1	3	**7**	Mittel	**9**	Niedrig	**2,4**	Hoch
3	2	1	**6**	Mittel	**6**	Niedrig	**2,3**	Hoch
3	2	2	**7**	Mittel	**12**	Mittel	**2,5**	Hoch
3	2	3	**8**	Hoch	**18**	Mittel	**2,7**	Hoch
3	3	1	**7**	Mittel	**9**	Niedrig	**2,6**	Hoch
3	3	2	**8**	Hoch	**18**	Mittel	**2,8**	Hoch
3	3	3	**9**	Hoch	**27**	Hoch	**3**	Hoch

7.6 Entwicklung eines neuen Bewertungssystems zur Voruntersuchung von Brücken

Um für alle erdbebengefährdete Brücken in Deutschland eine genauere erste Einschätzung vornehmen zu können, muss aus wirtschaftlichen und zeitlichen Gründen ergänzend zur Auswertung mittels Fragilitätskurven ein Schnellbewertungsverfahren angewendet werden. Dazu ist eine Priorisierung der Bauwerke vorzunehmen, die Grundlage für eine Handlungsempfehlung ist. Ziel dieses Kapitels ist es, ein neues empirisches Bewertungssystem zu entwickeln, das diese Priorität anhand der Anfälligkeit der Struktur im Erdbebenfall, der seismischen Gefährdung entsprechend der Erdbebenzone und der infrastrukturellen Bedeutung objektiv festlegt. Diese Unterteilung geht aus den restlichen im Kapitel 7.5 vorgestellten Methoden nicht immer ganz klar hervor, so dass es oft zu Missverständnissen kommt. Des Weiteren sind die im vorangegangenen Kapitel vorgestellten Methoden meistens sehr grob und nur regional einsetzbar. Mit Hilfe des neuen Systems soll es möglich sein, die schadensanfälligen Bauteile zu identifizieren und nicht nur eine globale Bewertung für die gesamte Brücke zu erhalten. Das im Folgenden vorgestellte Bewertungssystem wird daher die Erkenntnisse aus den neuesten Untersuchungen berücksichtigen und sehr viel detaillierter auf die einzelnen Komponenten eingehen, um am Ende eine zuverlässigere Aussage treffen zu können als mit den bisherigen Systemen.

7.6.1 Vorgeschlagenes seismisches Vulnerabilitäts-Bewertungssystem

Die Evaluierung mittels eines Bewertungssystems stellt einen ersten Anhaltspunkt für die zu erwartende seismische Antwort des Bauwerks zur Verfügung. Das Ergebnis ist ein Prioritätsindex, der das Schadensrisiko des Bauwerks anhand von geometrischen und typologischen Werten ermittelt. Basierend auf den oben verglichenen Methoden und unter Berücksichtigung der neuesten Erkenntnisse über Brücken im Erdbebenfall wird folgendes Bewertungssystem zur Bestimmung der Priorität P einer Brücke vorgeschlagen:

$$P = R + 0,2 \cdot I = [0,5 \cdot V + 0,3 \cdot S] + 0,2 \cdot I \tag{7.34}$$

mit:
R: Risiko,
I: Bedeutung der Brücke,
V: Vulnerabilität der Struktur,
S: Standortgefährdung (Seismizität).

Die Wichtungsfaktoren wurden in Anlehnung an die Veröffentlichung von Pezeshk u. a. [1993] gewählt, wobei sichergestellt wird, dass Brücken mit einer niedrigen strukturellen Vulnerabilität mindestens eine mittlere Priorität zugewiesen bekommen. Es wird hier zwischen der Bedeutung I, der Standortgefährdung S und der Vulnerabilität V unterschieden, die wie folgt definiert sind:

- **Priorität**: Gibt das Ausmaß der Dringlichkeit für den Handlungsbedarf bei einer Brücke an, um einer definierten Erdbebeneinwirkung S standzuhalten.
- **Bedeutung**: Die Wichtigkeit eines Brückenbauwerks und seine Rolle im infrastrukturellen Netz wird durch den Bedeutungsfaktor ausgedrückt. Über die Bedeutung wird das ermittelte Erdbebenrisiko einer Brücke gewichtet, um unterschiedliche Prioritäten für Brücken mit gleichem Risiko zu erhalten.
- **Risiko**: Drückt die Anfälligkeit einer Brücke in Abhängigkeit von dem Verhalten ihrer Struktur im Erdbebenfall und der Erdbebenzone aus. Das Schadensrisiko stellt die mathematische Schadenswahrscheinlichkeit einer Brücke während einer gewissen Referenzperiode dar.
- **Vulnerabilität**: Gibt die strukturelle Anfälligkeit einer Brücke und ihrer einzelnen Komponenten im Erdbebenfall an.
- **Standortgefährdung**: Durch die Einordnung des Brückenstandortes in eine Erdbebenzone kann die Erdbebeneinwirkung quantifiziert werden.

Abbildung 7.11 veranschaulicht den Zusammenhang der einzelnen Komponenten.

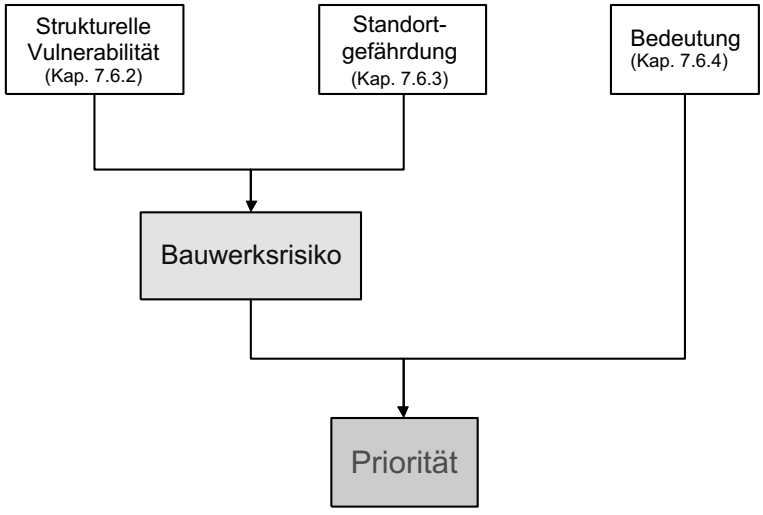


Abbildung 7.11: Zusammenhang zwischen Vulnerabilität, Standortgefährdung und Bedeutung

Als Ergebnis der Untersuchung mit dem Bewertungssystem ergibt sich ein Wert zwischen 0 und 1 (Abb. 7.12). Eine Priorität P von 0 zeigt dabei an, dass das Bauwerk keinem Risiko unterliegt und daher als sicher eingestuft werden kann. Der Wert 1 weist auf ein sehr hohes Risiko hin, was einerseits durch die strukturelle Vulnerabililtät, den exponierten Standort, die hohe Bedeutung oder einer Kombination aller resultieren kann. Für eine solche Brücke sind weitere Untersuchungsschritte notwendig.

Eine Übersicht über alle im Folgenden vorgestellten Einflussfaktoren gibt Abbildung 7.13. Eine vollständige Liste aller benötigten Parameter und Informationen der Brücke, um diese Voruntersuchung durchzuführen, ist im Anhang in Tabelle H.4 aufgeführt.

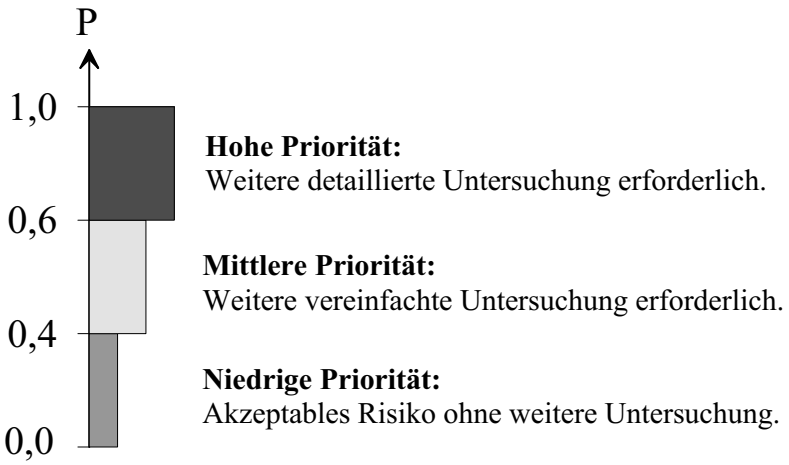


Abbildung 7.12: Prioritätsskala für das Bewertungssystem

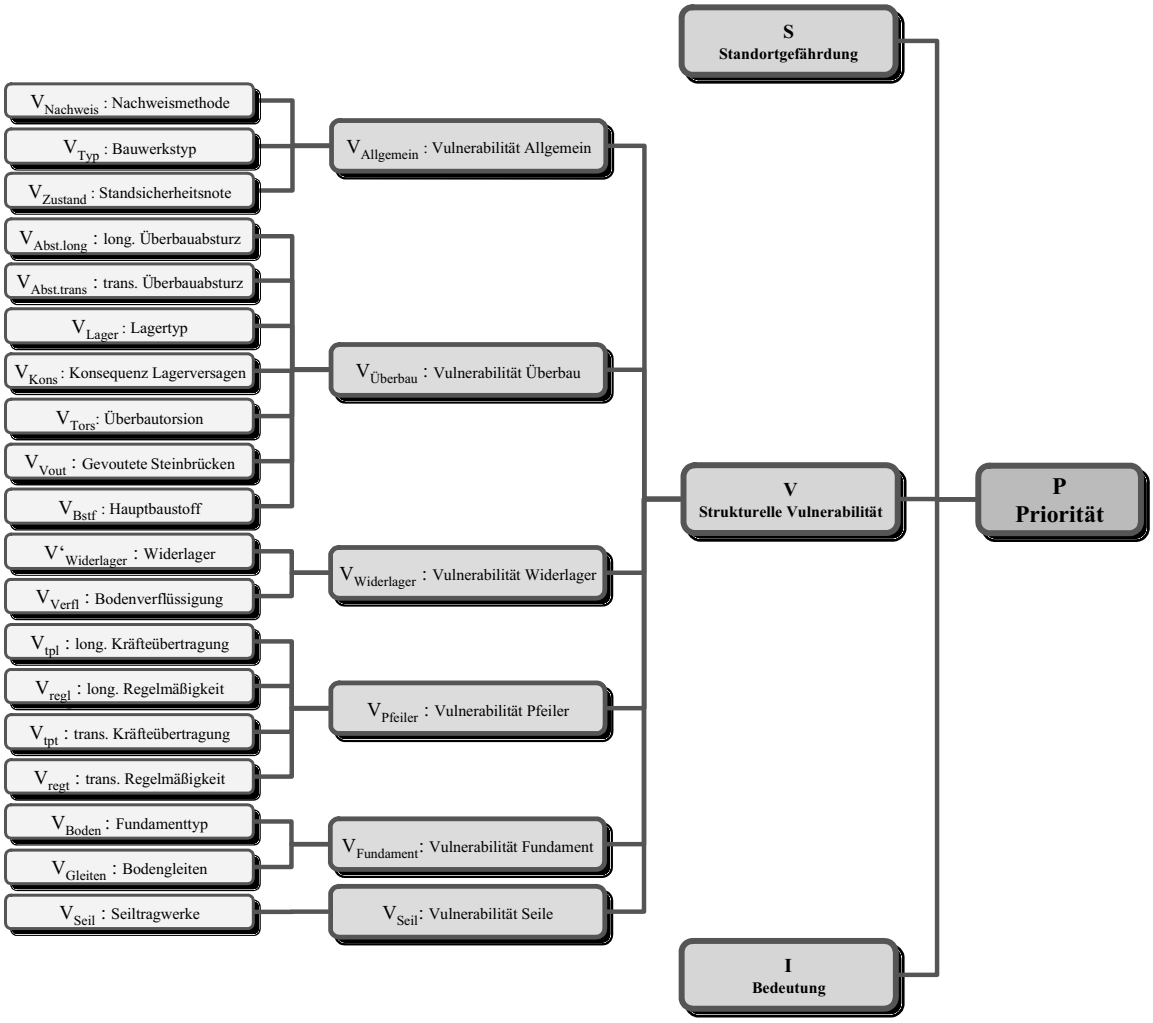


Abbildung 7.13: Übersicht über die Einflussfaktoren für das Bewertungssystem

7.6.2 Vulnerabilität der Struktur V

Die Vulnerabilität der Struktur bestimmt sich in Anlehnung an den Bericht vom CETE Meditérranée [Thibault 2001] aus dem Produkt des Indexes $V_{Allgemein}$ mit dem Maximum aus der Menge $V_{Überbau}, V_{Widerlager}, V_{Pfeiler}$, $V_{Fundament}$ und V_{Seil}.

$$V = V_{Allgemein} \cdot \max\left[V_{Überbau}, V_{Widerlager}, V_{Pfeiler}, V_{Fundament}, V_{Seil}\right] \tag{7.35}$$

7.6.2.1 Allgemeiner Zustand der Brücke V

Dieser Index berücksichtigt die dem Bauwerk zugrunde liegenden Normen für den Entwurf und die Bemessung, sowie den allgemeinen Zustand der Brücke nach der letzten Hauptprüfung und dem Bauwerkstyp. Diese einzelnen Aspekte werden wie folgt berücksichtigt:

$$V_{Allgemein} = V_{Nachweis} \cdot \left(V_{Typ} + \frac{V_{Zustand}}{8}\right), \tag{7.36}$$

wobei die Größen $V_{Nachweis}$, V_{Typ} und $V_{Zustand}$ aus Tabelle 7.19 entnommen werden können.

Tabelle 7.19: Bestimmung des Indexes $V_{Allgemein}$

Nachweismethode	$V_{Nachweis}$
Statisch	1,0
Überschläglich oder sichtbare Lage-/Absturzsicherungen[1] vorhanden	0,8
EC 8 oder besondere konstruktive Maßnahmen	0
Bauwerkstyp	V_{Typ}
Rahmenbrücke	0,2
Durchlaufträger (auch Hängebrücke, Bogenbrücke, ...)	0,3
Einfeld-/Gelenkträger, freiaufliegend	0,5
Steinbrücke (mit Vouten)	0,5
Standsicherheitsbewertung	$V_{Zustand}$
Standsicherheitsbewertung nach der letzten Bauwerksprüfung	0-4

Das Baujahr der Brücke ist ein wichtiger Parameter bei der Beurteilung des allgemeinen Zustandes. Er fließt jedoch nicht direkt in die Bewertung mit ein. Das Baujahr dient lediglich als Kriterium für eine Bemessung nach einer seismischen Norm oder sonstigen Maßnahmen zur Reduzierung der Erdbebengefährdung. Untersuchungen nach früheren Erdbeben haben gezeigt, dass die meisten Schäden an älteren bestehenden Bauwerken aufgetreten sind, die nicht nach dem heutigen Stand der Technik bemessen wurden. Brücken, die nach Eurocode 8 - Teil 2 gebaut worden sind und somit den Anforderungen des Lastfalls Erdbebenfall genügen, erhalten eine allgemeine strukturelle Vulnerabilität von Null, was zu einem globalen Vulnerabilitätsindex V von Null führt. Für Brücken, die nur statisch

[1] z.B. mit Hilfe von Schubnocken (engl. shear keys)

oder nach älteren Erdbebennormen nachgewiesen wurden, ergibt sich ein Vulnerabilitätsindex $V_{Allgemein}$ zwischen 0,16 und 1,0.

Die Bauwerksüberwachung von Brücken wird in der DIN 1076 [DIN 1076 1998] in Form von Hauptprüfungen und einfachen Prüfungen, die erst nach der Hauptprüfung erfolgen, geregelt. Diese beiden Prüfungsarten werden im Wechsel alle sechs Jahre durchgeführt und unterliegen der Verantwortung des Straßenbaulastträgers bzw. des Eigentümers. Ziel ist hierbei die Festhaltung des Ist-Zustands und die Früherkennung von Schadenszuständen. Über die RI-EBW-PRÜF [BMVBS 2004b] wird seit ihrer Veröffentlichung 1994 eine einheitliche Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen geregelt. Die Prüfberichte sind dem Bauwerksbuch hinzuzufügen, welches für jedes Bauwerk zu erstellen ist. Bauwerksbücher und Prüfberichte sind mit dem neuen Programmsystem SIB-BAUWERKE [BASt 2005a] zu verfassen. Die Zustandsnote bestimmt sich aus der Bewertung der Standsicherheit, der Verkehrssicherheit und der Dauerhaftigkeit. Im Rahmen der allgemeinen Zustandsbewertung wird der Beurteilungswert für die Standsicherheit herangezogen. Dieser Wert wird im Programmsystem SIB-Bauwerke als Maximum der Standsicherheitsnoten vorgehalten und wird, auf der sicheren Seite liegend, für dieses Verfahren verwendet. Die Beurteilungswerte der Standsicherheit liegen zwischen 0 und 4. Die Notenverteilung ist wie folgt definiert [Haardt 1999]:

- 0 : Der Mangel/Schaden hat keinen Einfluss auf die Standsicherheit des Bauteils/Bauwerks.
- 1 : Der Mangel/Schaden beeinträchtigt die Standsicherheit des Bauteils, er hat jedoch nur geringen Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks.
- 2 : Der Mangel/Schaden beeinträchtigt die Standsicherheit des Bauteils, er hat jedoch nur mittleren Einfluss auf die Standsicherheit des Bauwerks.
- 3 : Der Mangel/Schaden beeinträchtigt die Standsicherheit des Bauteils und des Bauwerks. Die Abweichungen in Bauteilzustand, Baustoffqualität oder Bauteilabmessungen oder hinsichtlich der planmäßigen Beanspruchung aus der Bauwerksnutzung übersteigen die zulässigen Toleranzen.
- 4 : Die Standsicherheit des Bauteils und des Bauwerks sind nicht mehr gegeben.

Eine unzureichende Bauwerksinstandhaltung beeinträchtigt das seismische Verhalten, wenn sie zu einer Abminderung der Festigkeiten der Materialien führt oder zu einem kompletten Ausfall von Verbindungsmitteln.

7.6.2.2 Vulnerabilität des Überbaus $V_{Überbau}$

Die Vulnerabilität des Überbaus wird aus der maßgebenden Versagensart bestimmt. Das Ergebnis wird zusätzlich anhand des Baustoffs des Überbaus und der Empfindlichkeit gegenüber Torsion modifiziert (Gl. 7.37). In Betracht gezogen werden folgende Versagensarten:

- Absturz des Überbaus vom Auflager in Längsrichtung infolge unzureichender Länge der Auflagerbänke
- Seitlicher Absturz infolge unzureichender Breite der Auflagerbänke
- Lagerversagen in Abhängigkeit der sich daraus ergebenden Folgen und der Torsionsempfindlichkeit

$$V_{Überbau} = \max\left[V_{Abst.long}, V_{Abst.trans}, V_{Lager} \cdot V_{Kons}, V_{Tors}, V_{Vout}\right] \cdot V_{Bstf} \tag{7.37}$$

Vulnerabilität eines Absturzes vom Auflager in longitudinaler Richtung $V_{Abst,long}$:

Wenn die Brücke durch ein Erdbeben auch in longitudinaler Richtung erregt wird, entstehen Relativverschiebungen zwischen gestützten und stützenden Bauteilen. Bei ungenügender Länge der Auflagerbänke N_{du} können diese Verschiebungen zum Absturz von einem oder mehreren Feldern führen. Gelenkträger sind hierbei besonders kritisch, weil relative Verschiebungen für jedes Feld entstehen, die sich aufsummieren.

Die Gefahr eines Absturzes in longitudinaler Richtung wird durch das Verhältnis der vorhandenen Auflagerlänge $N_{de,long}$ zu der erforderlichen Auflagerlänge N_{du} ausgedrückt (Tab. 7.20). Hierfür erfolgte eine Erweiterung der ursprünglichen Berechnungsformel aus der Veröffentlichung von Pezeshk u. a. [1995]. Der Wert N_{du} errechnet sich hier wie folgt:

$$\begin{aligned} N_{du} = \max \Big[& \big(30,5 + 0,25L + 1,0H\big) \cdot \big(1 + 0,000125(90 - \alpha)^2\big); \\ & 76 \text{ cm für Widerlager}; \\ & 60 \text{ cm für Übergreifungen} \Big] \end{aligned} \tag{7.38}$$

mit:

N_{du} [cm]: Kritische Auflagerlänge senkrecht zur Auflagerachse,

L [m]: Länge des Überbauabschnitts, der am Absturz beteiligt ist (Abb. 7.14):
- Gelenkträger: Bei Endfeldern ist L die Länge vom betrachteten Auflager bis zum Widerlager,
- Mittelfelder: Der längste Überbauabschnitt von den auf der Stützung liegenden Abschnitten,
- Einfeldträger: Gesamtlänge der Brücke,
- Durchlaufträger: Entfernung zwischen dem betrachteten Auflager und dem am weitesten entfernten Fahrbahnübergang,

H [m]: Höhe des betrachteten Auflagers (Abb. 7.14)
Für Auflager auf einem Widerlager: Durchschnittliche Höhe des Widerlagers (bei Einfeldträgern kann auch $H = 0$ gesetzt werden),
Für Auflager auf Pfeilern: Durchschnittliche Höhe von nebeneinanderliegenden Pfeilern,

α [°]: Schiefwinkeligkeit der Brücke (Abb. 7.4).

Im Falle einer nicht durchgehenden Fahrbahnplatte ist die Überprüfung eines Absturzes an jedem Auflager vorzunehmen. Für eine durchgehende Fahrbahnplatte ist die Bedingung nur an den Widerlagern zu überprüfen.

Die Bewertung erfolgte in Anlehnung an [ATC 1983; Maldonado Rondòn u. a. 2000; Thibault 2001], wobei die etwas konservativeren Werte gewählt wurden. Für die verschiedenen Konfigurationen nach Tabelle 7.20 ist die Bewertung in der Tabelle 7.21 zu finden.

In der AFPS92 [ENPC 1992] wird die Schiefstellung der Brücke berücksichtigt. Hierzu ist die vorhandene Auflagerlänge N_{de} durch den Koeffizienten k_α zu dividieren. Dabei beschreibt α den Winkel zwischen der Längsachse der Fahrbahnplatte und der Achse der Auflagerstützpunkte:

$$k_\alpha = \begin{cases} 1 + \dfrac{75 - \alpha}{120}, & \text{wenn } \alpha \leq 75^\circ \\ 1, & \text{wenn } \alpha > 75^\circ \end{cases} \tag{7.39}$$

Vulnerabilität eines Absturzes vom Auflager in transversaler Richtung $V_{Abst.trans}$:

Analog zu der longitudinalen Richtung kann eine Erdbebenerregung der Brücke in Querrichtung zum Absturz des Überbaus führen. Hierbei spielt das statische System keine

Tabelle 7.20: Lagerung in longitudinaler Richtung

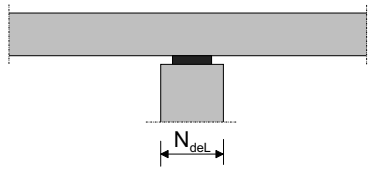
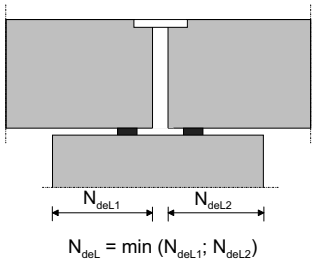
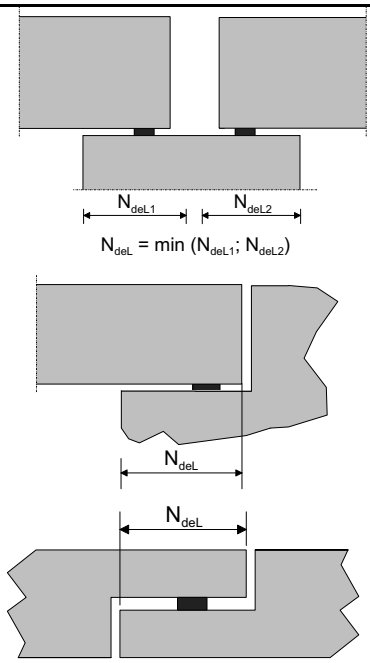
Longitudinaler Absturz		
Typ 1: Durchgängigkeit des Überbaus ohne longitudinales Absturzrisiko	Typ 2: Durchgängigkeit des Überbaus mit longitudinalem Absturzrisiko	Typ 3: keine Durchgängigkeit des Überbaus
		

Tabelle 7.21: Vulnerabilitätsindex $V_{Abst.long}$

Absturzrisiko longitudinal	$V_{Abst.long}$
Kein Absturzrisiko: Lagesicherungen vohanden oder $N_{de,long} > 1,25 \cdot N_{du}$	0
Mittleres Absturzrisiko: Keine longitudinale Lagesicherungen und $1,0 \cdot N_{du} \leq N_{de,long} < 1,25 \cdot N_{du}$	0,5
Hohes Absturzrisiko: Keine longitudinale Lagesicherungen und $N_{de,long} \leq 1,0 \cdot N_{du}$	1,0
Keine Angaben	1,0

Rolle, da sich die Verschiebungen in dieser Richtung nicht wie in longitudinaler Richtung summieren. Die erforderliche Auflagerbanklänge für die transversale Richtung ergibt sich zu:

$$N_{du} = 30,5 + 0,25L + 1,0H \tag{7.40}$$

Beispiele für transversale Auflagerarten und das Ansetzen der vorhandenen Länge der Auflagerbank sind in Tabelle 7.22 zu sehen. Die vorhandene Auflagerbreite wird in diesem Fall mit $N_{de,trans}$ bezeichnet. Die Tabelle 7.23 gibt die Bewertung der verschiedenen Auflagerarten an. Es sollten zur Erdbebensicherheit immer transversale Lagesicherungen an allen Pfeilern und Widerlagern vorhanden sein.

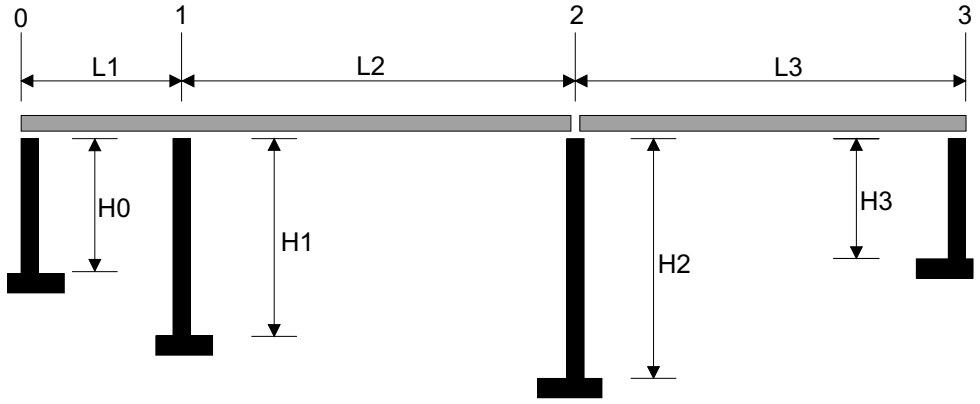


Abbildung 7.14: Beschreibung von L und H

Zum Beispiel: (Abb. 7.14)
Für das Auflager 0 ist $L = L1 + L2$ und $H = H0$,
für das Auflager 1 ist $L = L2$ und $H = H1$,
für das Auflager 2 ist $L = L1 + L2$ und $H = H2$ und
für das Auflager 3 ist $L = L3$ und $H = H3$.

Tabelle 7.22: Lagerung in transversaler Richtung

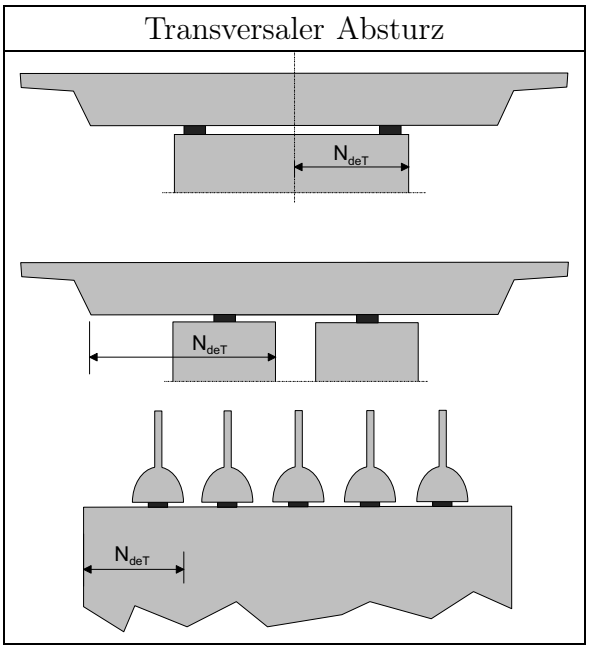


Tabelle 7.23: Vulnerabilitätsindex $V_{Abst.trans}$

Absturzrisiko transversal	$V_{Abst.trans}$
Kein Absturzrisiko: Lagesicherungen vohanden oder $N_{de,trans} > 1,25 \cdot N_{du}$	0
Mittleres Absturzrisiko: Keine transversale Lagesicherungen und $1,0 \cdot N_{du} \leq N_{de,trans} < 1,25 \cdot N_{du}$	0,5
Hohes Absturzrisiko: Keine transversale Lagesicherungen und $N_{de,trans} \leq 1,0 \cdot N_{du}$	1,0
Keine Angaben	1,0

Vulnerabilität des Lagertyps V_{Lager}:

Brückenlager gehören zu den Bauteilen, die bei einem Erdbeben am häufigsten beschädigt werden. Lager haben die Aufgabe, die Kräfte zwischen dem Überbau und dem Unterbau zu übertragen und zwangsfreie Verformungen zu ermöglichen. Sie werden aber üblicherweise für statische Größen bemessen, welche von der Erdbebeneinwirkung übertroffen werden und somit zum Versagen führen können. Einige Lagerarten haben sich während vergangener Erdbeben wegen ihrer Übertragungsmöglichkeiten und des Baustoffs anfälliger als andere erwiesen. In Tabelle 7.24 wird eine Bewertung für die gängigen Lagerarten gegeben. Es sei hier angemerkt, dass diese Werte die inhärente Vulnerabilität der Lagerart

angeben. Um die tatsächlich vorhandene Vulnerabilität der Lager zu bestimmen, müssen die Folgen des Lagerversagens in Betracht gezogen werden. Dieser Aspekt wird durch dem in nächsten Abschnitt beschriebenen Index V_{Kons} berücksichtigt. Das Versagen der Lager kann durch folgende Formen beschrieben werden:

- Auftreten einer „Stufe“ im Bereich der Fahrbahnübergänge im Falle von Gelenkträgern, aber keine Spannungsänderung,
- Bei Durchlaufträgern entstehen Verformungen und somit Zwangsspannungen im Überbau, wie bei einer Auflagersenkung. Je größer die Steifigkeit des Überbaus ist, desto größer werden die Zwangsspannungen, die infolge Momentenumlagerungen zu einer Überbeanspruchung der Bewehrung führen können.

Für den Fall, dass die Brücke mit unterschiedlichen Lagern ausgestattet ist, wird auf der sicheren Seite liegend der maximale Wert für V_{Lager} berücksichtigt.

Tabelle 7.24: Vulnerabilitätsindex V_{Lager}

Lagertyp	V_{Lager}
Festes Lager	0
Gleitlager	0
Bewehrtes Elastomerlager	0
Topflager	0,3
Kipplager in Form eines eingeschnürten Betonquerschnitts (Stahlbetongelenk)	0,3
Rollenkipplager (Rotation und Translation)	1,0
Linienkipplager (nur Rotation)	1,0
keine Angaben	1,0

Bei älteren Brückenbauwerken haben laut ATC 32 [ATC 1996] feste Auflager zu Beschädigungen an Stützenköpfen und Widerlagern geführt. Weiterhin wird im ATC 6-2 [ATC 1983] und ATC 32 empfohlen, Rollenlager nicht bei neuen Brücken einzusetzen, da sie nur eine einseitige Bewegung zulassen. Der Auflagertyp (Linien-)Kipplager sollte nicht eingesetzt werden, da dieser dem zu tragenden Überbau bei Erdbebeneinwirkung auszuweichen versucht. Aufgrund der großen vertikalen Abmessungen und der begrenzten Bewegungsmöglichkeit wird das Lager schnell instabil und führt zum Versagen der gesamten Konstruktion [ATC 1983]. Punktkipplager werden auf Grund der allseitigen Rotation den Linien- und Rollenlagern vorgezogen. Der Auflagertyp Topflager wiederum besitzt keine angemessene Festigkeit gegenüber hohen horizontalen Lasten. Scheibenlager sind sehr anfällig für Schäden unter relativ kleinen vertikalen Belastungen. Wenn jedoch Topf- und Scheibenlager eingesetzt werden, muss eine erdbebensichere Verankerung vorgesehen werden. Bewehrte Elastomerlager haben bis jetzt das beste Verhalten im Erdbebenfall gezeigt. Allerdings sind bei der Pfeilerbemessung die Rückstellkräfte des Lagers infolge horizontaler Verformung zu berücksichtigen. Auch bei Einsatz von Elastomerauflagern ist nach ATC 32 auf eine erdbebengerechte Ausführung der Verankerung zu

achten. Zusätzlich ist zu beachten, dass Verankerungsbolzen nicht zu nah am Rand des Auflagersitzes eingebaut sind, da dies zu Schäden am Beton führen kann. Zudem versagen nicht erdbebengerecht ausgelegte Auflagerverankerungen oft durch Sprödbruch bei einem Erdbebenereignis. Vorrichtungen zur Behinderung des Abhebens sind nach Eurocode 8 - Teil 2 nur unter der Vorraussetzung anzusetzen, dass die Erdbebenreaktionskraft mit mindestens 50% der Dauerlast entgegenwirkt.

Konsequenz des Versagens eines Lagers V_{Kons}:

Mit diesem Index wird die inhärente Vulnerabilität der Lager V_{Lager} anhand der Folgen des Lagerversagens modifiziert. Auf diese Art wird differenziert zwischen einem Lager, dessen Versagen irrelevant für die Brücke ist und einem Lager, dessen Versagen zur Instabilität der Brücke führt (Tab. 7.25). Unter Tragwerksredundanz ist die Möglichkeit zu verstehen, dass im Falle eines Lagerversagens, die Kräfte über andere Wege trotzdem in den Unterbau geleitet werden können. Festhaltevorrichtungen sind z.B. Schrauben, die die obere bzw. die untere Lagerplatte mit dem Überbau bzw. Unterbau verbinden. Es wird angenommen, dass der Index sich stärker auf ein steifes Bauwerk auswirkt. Als weiche Bauwerke werden unter Anderem statisch bestimmte Tragwerke und statisch unbestimmte Stahltragwerke verstanden. Im Extremfall wird der Index zu $V_{Kons} = 0$ für ein weiches Bauwerk und zu $V_{Kons} = 1$ für ein steifes Bauwerk gesetzt.

Um alle Folgen eines Lagerversagens zu erfassen, werden bei der hier vorgeschlagenen Methode zwei weitere Fälle berücksichtigt. Der erste Fall ist das Vorhandensein eines zweiten Weges für den Lastabtrag, so dass die Last beim Ausfallen eines Lagers weiter abgetragen werden kann. Dies wäre zum Beispiel der Fall, wenn schubfeste Verbinder eingebaut sind, wie Puffer, Schrauben oder Kabel. Der zweite zu berücksichtigende Umstand ist das Vorhandensein von Festhaltevorrichtungen an den Auflagern (z.B. nach DIN 4141 - Teil 13 [DIN 4141 1994]). Diese vermeiden ein Abheben, wenn die vertikale Kraft infolge Erdbeben größer als die Auflagerkraft für ständige Lasten ist und in entgegengesetzter Richtung wirkt.

Tabelle 7.25: Vulnerabilitätsindex V_{Kons}

Fallunterscheidung	Überbau		
	Weich	Steif	keine Angaben
Nur Tragwerksredundanz	0,7	0,9	0,9
Nur Festhaltevorrichtungen	0,7	0,9	0,9
Tragwerksredundanz und Festhaltung	0,5	0,8	0,8
Keine Angaben	0,9	1,0	1,0

Vulnerabilität gegenüber Torsion V_{Tors}:

Bei schrägen oder gekrümmten Brücken kann es in Abhängigkeit der Steifigkeits- und Massenverteilung durch Erdbebenanregung bei einer antimetrischen Schwingung Torsion

um die vertikale Achse entstehen (Abb. 7.15). In mehreren Arbeiten wird nach Erdbeben über Brückenschäden wegen der Brückenschräge bzw. der starken Krümmung berichtet [Basöz u. Kiremidjian 1998; Itani u. Bruneau 2004]. Im Folgenden werden Kriterien zur Beurteilung der Empfindlichkeit von Bauwerken gegenüber Torsion definiert. Die Bewertung dieser Kriterien erfolgt mit der Tabelle 7.26. Brücken mit einem Schiefwinkel $\alpha < 45°$ sind in seismisch hochgefährdeten Regionen zu vermeiden [EC 8-2 2004]. Ist dies nicht möglich, so muss eine exakte Berechnung der Auflager mit ihrer tatsächlichen horizontalen Steifigkeit erfolgen.

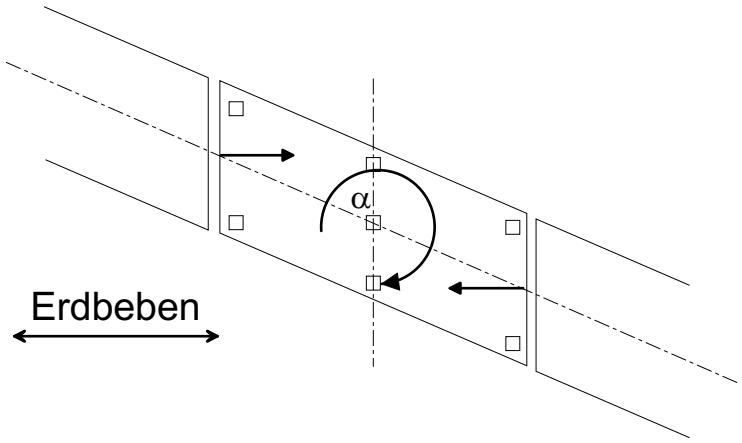


Abbildung 7.15: Rotation um die vertikale Achse

Mit Torsioneinflüssen, um die Vertikalachse muss gerechnet werden, wenn eine der folgenden Aussagen zutrifft:

- Große Schiefstellung vorhanden. (Winkel α zwischen der Auflagerachse und der Bauwerksachse ist kleiner als 60°. Der EC 8-2 ist mit $\alpha < 80°$ etwas konservativer.)
- Große Krümmung der Brücke vorhanden (Verhältnis von Brückenlänge zu Krümmungsradius $L/R \geq 0,44$). Bei stark gekrümmten Brücken (Abb. 7.16) besteht die Gefahr des Torsionsversagens bzw. Kippens des Überbaus aufgrund der zunehmenden Exzentrizität des Schwerpunktes bei zunehmender Krümmung des Überbaus.
- Das Verhältnis: größte Abschnittslänge zur Breite der Fahrbahnplatte ist $L_{max}/B < 2$ (dies entspricht einem schwachen Trägheitsmoment gegenüber der vertikalen Achse, woraus sich eine erhöhte Anfälligkeit für Torsion ergibt).
- Starke Antimetrie der Brücke im Höhenprofil vorhanden (Abb. 7.17).
- Unsymmetrische Randbedingungen in Querrichtung der Brücke vorhanden (z.B. Einspannung der Fahrbahnplatte in Querrichtung an einem Widerlager, aber nicht am anderen).
- Pfeiler mit schwachen Widerstand gegen Torsion (z.B. im Falle einer Brücke mit zwei Feldern und einem zentralen runden Pfeiler, welcher im Überbau eingespannt ist).

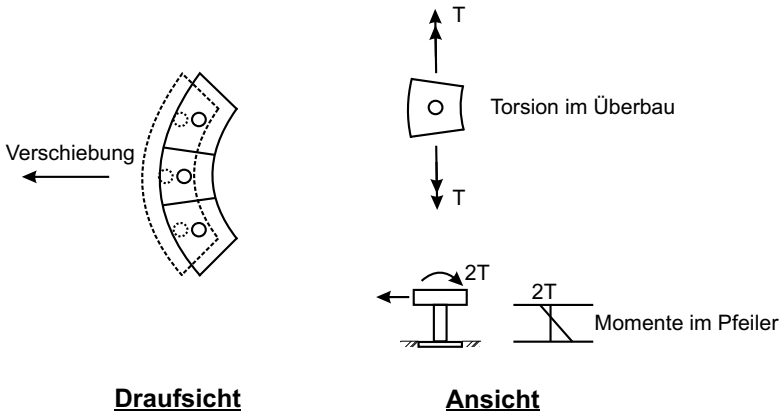
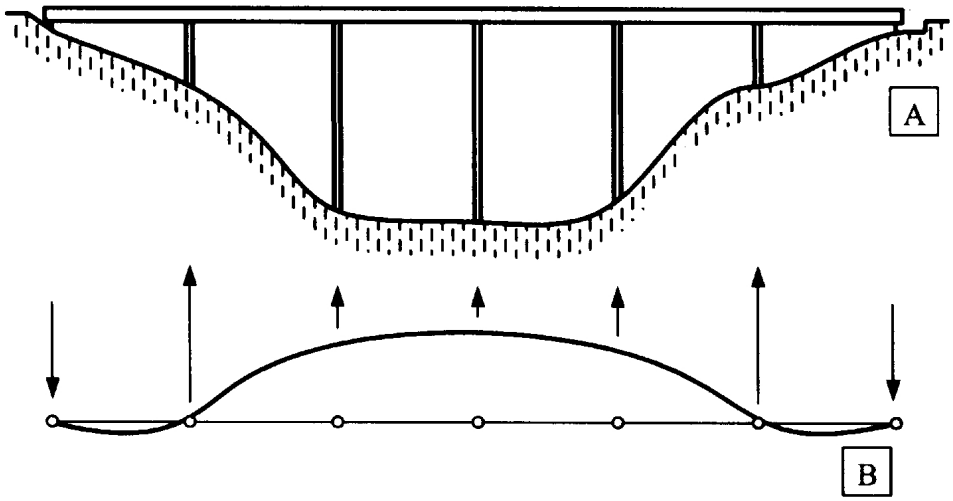


Abbildung 7.16: Kippmoment am gebogenen Überbau [ATC 1996]



Legende
A – Aufriss
B – Grundriss

Abbildung 7.17: Ungünstige Verteilung der transv. Erdbebeneinwirkung [EC 8-2 2004]

Möglichkeiten zur torsionssteifen Lagerung bei gekrümmten Brücken sind z.B.:

- Bei mehrfeldrigen gekrümmten Brücken sind zwei Pendelstützen rechtwinklig zu ihrer Verbindungslinie mit horizontalfesten Lagern vorzusehen, so dass sie über die Hebelarme e die Torsionsmomente aufnehmen können (Abb. 7.18).
- Bei langen Brücken und großen Krümmungsradien sind die Hebelarme e der Pendelstützen zu gering. Deswegen müssen zusätzliche Torsionslager in den Mittelbereichen angebracht werden. Folgende Lösungsmöglichkeiten sind praktisch umsetzbar (Abb. 7.19):
  - biegesteife Ausbildung der Pfeiler in Querrichtung mit Anordnung von Linien- oder Doppellagern,

Tabelle 7.26: Vulnerabilität gegenüber Torsion V_{Tors}

Anfälligkeit für Torsion	V_{Tors}
keine Anfälligkeit erkennbar	0
Erkennbare Anfälligkeit, aber mit torsionssteifer Lagerung durch Lagesicherungen auf mindestens zwei Auflagerreihen (auf zwei Widerlagern oder auf zwei Pfeilern) und torsionssteifem Querschnitt	0,25
Erkennbare Anfälligkeit ohne torsionssteife Lagerung (keine transversale Blockierung an keinem Lager oder transversale Blockierung an nur einem Widerlager oder Pfeiler), aber mit torsionssteifem Querschnitt	0,5
Erkennbare Anfälligkeit ohne torsionssteife Lagerung und ohne torsionssteifen Querschnitt	1,0
keine Angaben	1,0

– wechselweise Stellung der Pfeiler neben der Überbauachse zur Vergrößerung der Hebelarme e,
– Ausbildung einer Doppel- oder Linienlagerung bei jeder zweiten bis dritten Unterstützung.

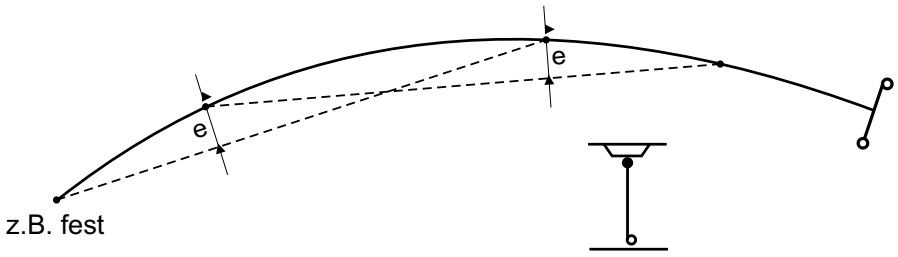


Abbildung 7.18: Lageranordnung bei gekrümmten Brücken

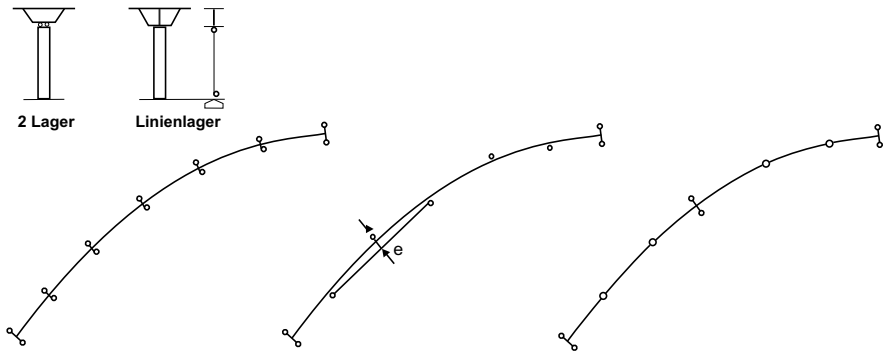


Abbildung 7.19: Lagerungsmöglickeiten bei geringer Überbau-Horizontalkrümmung

Vulnerabilität in Abhängigkeit des Baustoffes des Überbaus V_{Bstf}:

Mit diesem Index wird die Auswirkung der charakteristischen Merkmale von Stahl und Spann- bzw. Stahlbeton berücksichtigt.

Beton: Aus Schadensberichten geht die etwas höhere Schadensanfälligkeit von Betonbrücken hervor [Basöz u. Kiremidjian 1998; Maldonado Rondòn u. a. 2000; Itani u. Bruneau 2004]. Im Rahmen eines japanischen Programms für seismische Nachrüstung von Brücken untersuchte Kawashima [2000] die Erdbebenschäden an 19 Brücken. Darin ist die Vulnerabilität des Überbaus aus Stahl- bzw. Spannbeton um 20% gegenüber Stahl erhöht. Anhand der umfassenderen Auswertungen des Loma Prieta und Northridge Erdbebens ist ersichtlich, dass Stahlbetonbrücken im Schnitt 10% anfälliger sind als Stahlbrücken. Anhand dieses unterschiedlichen Verhaltens wird die Vulnerabilität der Brücke, wie es der Tabelle 7.27 zu entnehmen ist, modifiziert.

Stahl und Verbindungsmittel: Die im Stahlbau vorkommenden Verbindungsmittel sind Niet-, Schrauben und Bolzenverbindungen. Rohnieten besitzen im Allgemeinen einen 1 mm geringeren Durchmesser als das Nietloch, dessen Ausfüllung und kraftschlüssiger Anschluss durch Stauchung des Niets geschieht. Bei Erdbeben entstehen im Bauwerk große Verformungen, die zur Dehnung und Stauchung des Bauteiles führen. Dadurch können Nieten aus dem Bauteil herausfallen, was zu einem Versagen der Konstruktion führen kann. Bei Schrauben- und Bolzenverbindungen dagegen verhindern Mutteraufsätze ein Herausfallen. Schraubenverbindungen sind nach ATC 32 so anzuordnen, dass sie keine großen inelastischen zyklische Beanspruchungen erleiden. Genauso ist auf die Vorspannkräfte der Schrauben zu achten, die durch die Querkontraktion abnehmender Bauteildicke abnimmt. Da im Brückenbauwerk jedes dieser Verbindungsmittel vorkommen kann, muss der quantitative Anteil des jeweiligen Verbindungsmittels ermittelt werden, um eine sinnvolle Aussage treffen zu können. Bei einem Anteil der Nietverbindungen von mehr als 60% wird der Vulnerabilitätsindex gleich dem für Stahl gesetzt. Schraubenverbindungen können dagegen günstiger beurteilt werden, wenn ihr Anteil über 60% liegt. Sind in diesem Fall auch Nietverbindungen vorhanden, muss der Schädigungsgrad jedoch um den Anteil der Nietverbindungen prozentual erhöht werden. Analog zu den Schraubenverbindungen gilt dies ebenfalls für Bolzenverbindungen.

Tabelle 7.27: Vulnerabilität des Baustoffs und der Verbindungsmittel V_{Bstf}

Baustoff	V_{Bstf}
Stahl ohne weiter Angaben	0,9
mit Angabe der Verbindungsmittel:	
- Anteil der Nietverbindungen > 60%	0,9
- Anteil der Bolzenverbingungen > 60%	0,85
- Anteil der Schraubenverbindungen > 60%	0,85
- sonstige	1,0
andere Baustoffe bzw. keine Angaben	1,0

Im technischen Bericht von Maldonado Rondòn u. a. [2000] wird das Zusammenspiel des

Überbaus mit dem Unterbau betrachtet. Hierbei werden Gewicht, Duktilität und Dämpfungseigenschaften berücksichtigt. In dieser Arbeit soll allerdings darauf verzichtet werden, da dafür eine wissenschaftliche Begründung fehlt.
Holz erhält üblicherweise den höchsten Vulnerabilitätsindex, weil sich an Schadensberichten orientiert wird, in denen es sich oft um ländliche Holzbrücken handelt, bei welchen weder sorgfältige Bemessung noch adäquate Wartung vorliegt. Wird der Baustoff aber für sich betrachtet, so ist er wegen seiner hohen Flexibilität, hoher Dämpfungseigenschaft der Verbindungsmittel und dem geringen Gewicht unter den am wenigsten anfälligen Baustoffen in seismischer Hinsicht zu gruppieren.

Gevoutete Bauwerke - Vulnerabilität in Abhängigkeit der Höhe der Auffüllung unter der Fahrbahn V_{Vout}:

Die Vulnerabilität von gevouteten Brückenbauwerken (insbesondere älteren aus Mauerwerk) ist abhängig von der Höhe der Auffüllung im Tympanon unterhalb der Fahrbahnoberkante. Je höher die Übermauerung ist, desto stärker wird sie durch die Überdrückung aus einem transversalen Erdbeben in Mitleidenschaft gezogen [Davi u. Schmitt 2003]. Der Index V_{Vout} berücksichtigt das Beschädigungsrisiko der Übermauerung (Tab. 7.28). Die Auffüllung ruft Normalkräfte hervor, die auf den Tympanon wirken und durch Erdbebenerschütterungen verstärkt werden können, vor allem wenn Wasser über die Fahrbahn eingesickert ist.

Tabelle 7.28: Bestimmung des Indexes V_{Vout}

Mauerwerksbogen	V_{Vout}
$H_{eq} < 2$ m	0
2 m $\leq H_{eq} < 4$ m	0,3
4 m $\leq H_{eq} < 6$ m	0,6
6 m $\leq H_{eq}$	1,0

Hierbei ist H_{eq} die äquivalente Höhe der Auffüllung (Abb. 7.20) und beträgt:

$$H_{eq} = 0,8(H_{stich} + H_{pfeiler}) \tag{7.41}$$

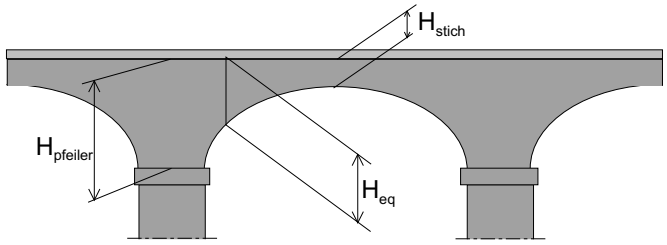


Abbildung 7.20: Vulnerabilität von Mauerwerksbögen

Vulnerabilität der Längsneigung der Fahrbahn: In den japanischen Bewertungssystemen findet sich eine Bewertung des Gradienten des Überbaus. Nach den Auswertungen der Schäden an japanischen Brücken hat sich gezeigt, dass, wenn auch selten, ab einer Längsneigung von mehr als 6% starke Schäden bzw. ein Überbauabsturz zu erwarten sind. Da in den anderen Bewertungsmethoden dieser Faktor nicht und bei den japanischen Bewertungen nur relativ schwach bewertet wird, wird dieser Index hier nicht weiter berücksichtigt.

7.6.2.3 Vulnerabilität der Widerlager $V_{Widerlager}$

Schäden an Widerlagern infolge Erdbeben führen in den seltensten Fällen zu einem Brückenversagen [ATC 1983]. Viel problematischer sind die Setzungen der Hinterfüllung, die zwischen 3% und 15% der Hinterfüllungshöhe betragen können [Elms 1979]. Im Schadensfall können diese den Zugang der Zufahrtsrampe behindern. In der Arbeit von Basöz u. Kiremidjian [1998] sind Schäden von 32 der beim Northridge Erdbeben geschädigten Autobahnbrücken aufgelistet. Darunter befindet sich kein Brückenversagen infolge Widerlagerschäden. Jedoch werden Versätze der Widerlager bei 2 Brücken (Las Vírgenes OC und Pacoima Wash) genannt. Angaben über den Zustand der Zufahrtsrampe werden nicht gemacht, die Schäden werden aber als „stark“ bei einer Skala von „Leicht“, „Mittel“, „Stark“ und „Zerstörung“ eingestuft.

Die Vulnerabilität der Widerlager wird anhand der Wahrscheinlichkeit von Setzungen der Hinterfüllung beurteilt. Eine weitere indirekte Versagensart der Widerlager stellt der Anstoß vom Überbau dar. Die Größe der Verformungen des Überbaus lassen sich aber ohne genauere Berechnungen nicht vorhersagen, so dass dieser Aspekt in der Untersuchungsstufe I unberücksichtigt bleibt.

In den Empfehlungen für den seismischen Entwurf von Brücken werden in ATC 32 [ATC 1996] schräge Flügelwände als besonders schadensanfällig eingestuft. Weiterhin ist besondere Vorsicht bei der Bemessung der Rückwände geboten, da sie normalerweise für kleine aktive Druckkräfte bemessen werden, im Erdbebenfall aber betragsmässig viel höhere passive Erddruckkräfte aktiviert werden können und zu einem Versagen führen. Geschlossene Widerlager bieten in longitudinaler Richtung eine höhere Steifigkeit als offene Widerlager, da die Fuge zwischen dem Überbau und der Wand durch die Bewegung geschlossen wird, die Kräfte von der Rückwand anstatt von der Erde aufgenommen werden. Sind Flügelwände vorhanden, so ist auch die sichere Aufnahme von Kräften infolge transversaler Erregung gewährt. Das Steifigkeitsverhältnis des Widerlagers zu den Pfeilern wird in diesem Fall sehr groß sein, so dass der größte Teil der seismischen Kräfte von den Widerlagern aufgenommen wird, und somit die Pfeiler entlastet werden (passiver Koeffizient = 30× aktiver Koeffizient). Seitliche Sporne bieten einen geringeren Widerstand als seitliche Flügelwände. Freie Widerlager dienen lediglich der Aufnahme von vertikalen Kräften und tragen somit nicht zum Widerstand bei Erregung der Brücke infolge der horizontalen Komponente des Erdbebens bei.

Schichten von wassergesättigten, kohäsionslosen Lockergesteinen sind charakteristisch in Flußebenen. Kommt es hier zu einer dynamischen Erregung des Bodens, so tendieren die Bodenpartikel dazu, in eine dichtere Konfiguration überzugehen. Das Porenwasser, das

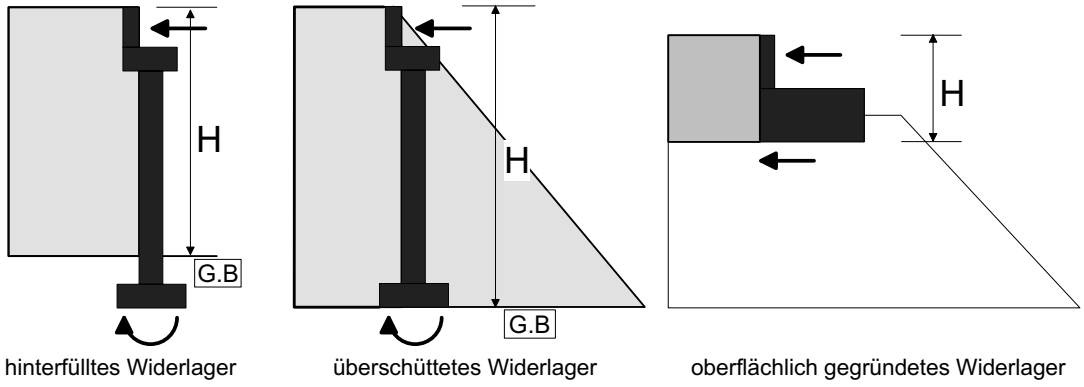


Abbildung 7.21: Unterschiedliche Widerlagertypen und $H_{Hinterfüllung}$

nicht entweichen kann und somit inkompressibel wirkt, leistet Widerstand dagegen. Dies führt zu einer Wechselwirkung der Kräfte: Der Druck des Porenwassers steigt an, und das Gleichgewicht der Kräfte führt zum Abfallen der effektiven Spannungen des Bodens. Der Boden verhält sich zeitweilig wie eine viskose Flüssigkeit und nicht wie ein Festkörper. Übersteigt der Porendruck eine bestimmte Grenze, so werden den Bodenpartikeln Bewegungen aufgezwungen, die zu großen Setzungen führen können. Dieses Phänomen wird dann Bodenverflüssigung genannt.

Letztendlich sind die Setzungen der Hinterfüllung auch abhängig von der Baugrundklasse und der Höhe der Hinterfüllung (Abb. 7.21). Der Vulnerabilitätsindex $V_{Widerlager}$ wird daher aus der Kombination von Widerlagertyp, Höhe der Hinterfüllung über dem gewachsenen Boden und Gefahr von Bodenverflüssigung hinter dem Widerlager bestimmt.

$$V_{Widerlager} = \max\left(\frac{V'_{Widerlager} \times K_p}{1,2}; V_{Verfl}\right) \tag{7.42}$$

mit :

$V'_{Widerlager}$: Widerlagertypindex aus Tabelle 7.29,
$K_p = 1,5$: Wenn seitliche Wände vorhanden sind (z.B. Schwergewichtswand),
$K_p = 1,0$: Anderenfalls.

Tabelle 7.29: Bestimmung des Indexes $V'_{Widerlager}$

$V'_{Widerlager}$	hinterfülltes Widerlager	überschüttetes Widerlager	oberflächlich gegründetes Widerlager
$H_{Hinterfüllung} \leq 3$ m	0,2	0	0,1
3 m $\leq H_{Hinterfüllung} \leq 6$ m	0,5	0,2	0,3
$H_{Hinterfüllung} \geq 6$ m	0,8	0,4	0,6

Zur Abschätzung des Bodenverflüssigungspotentials von Böden infolge von Starkbeben stehen die vereinfachten Ansätze von Seed u. Idriss [1971] und Seed u. a. [1985] zur Verfügung. Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Evaluationssystem zur Feststellung der

Gefahr einer Bodenverflüssigung ist an die neuere Untersuchung von Baise u. Brankmann [2002] angelehnt. Die Bestimmung des Bodenverflüssigungsindexes V_{Verfl} ist anhand der Abbildung 7.22 zu ermitteln. Ein neues vollständig probabilistisches Verfahren wurde von Hwang u. a. [2005] entwickelt, aber aufgrund seiner Komplexität nicht in das Bewertungssystem integriert.

Kastenwiderlager bieten einen größeren Widerstand gegenüber transversalen Verschiebungen des Überbaus, da diese durch die Widerlagerflügel den Bodenwiderstand aktivieren. Der Index $V_{Widerlager}$ ist auch anwendbar auf die Pfeiler von Rahmenbrücken.

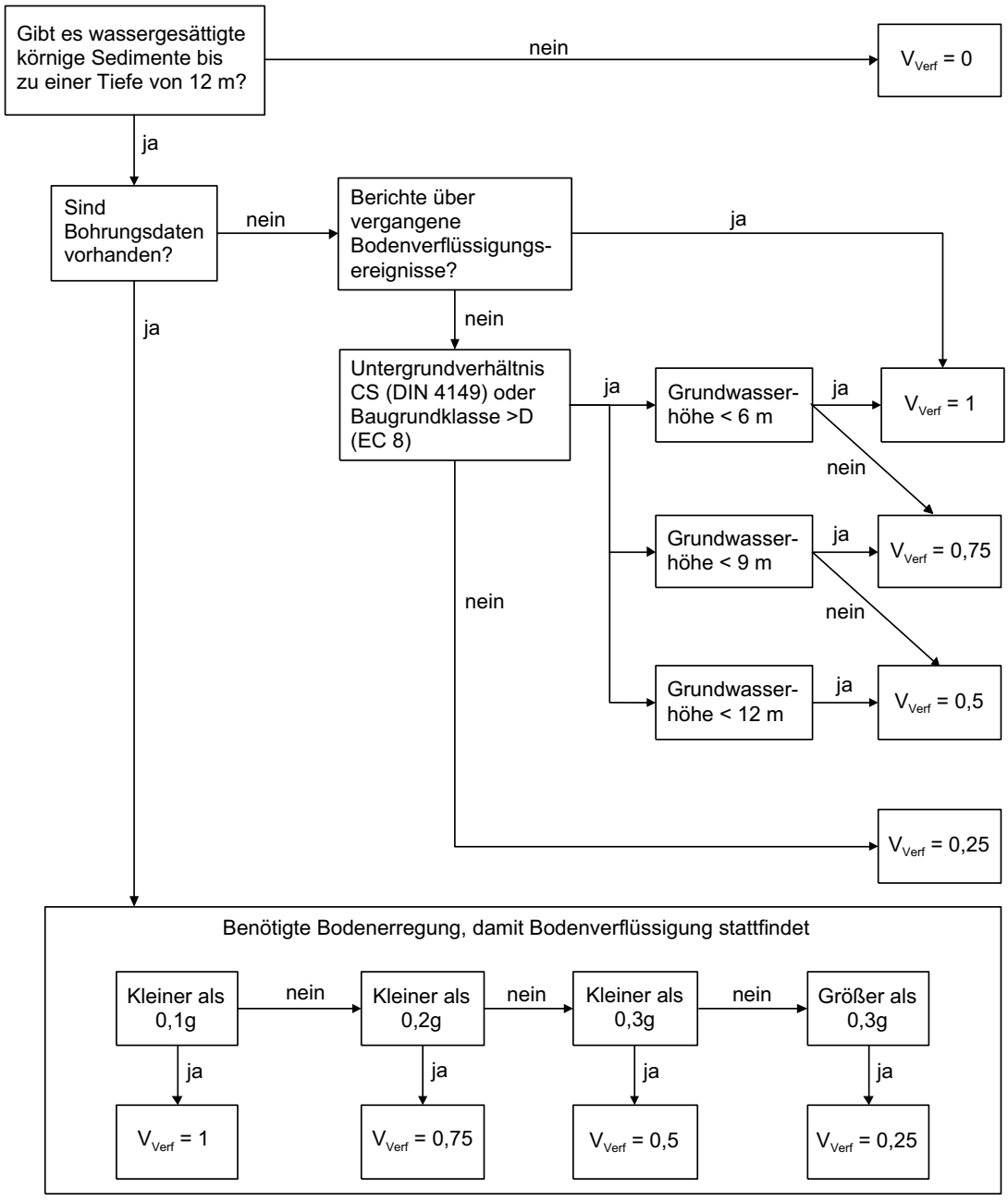


Abbildung 7.22: Bestimmung von V_{Verfl}

7.6.2.4 Vulnerabilität der Pfeiler $V_{Pfeiler}$

Die Pfeiler spielen eine sehr wichtige Rolle bei der Systemantwort einer Brücke während eines Erdbebens. Ihre Verbindung mit dem Untergrund und mit dem Überbau entscheiden, welche Kraftgrößen übertragen werden. Die Regelmäßigkeit gibt das Ausmaß für die Steifigkeitsverhältnisse an, anhand derer bestimmt wird, wieviel Kraft jeder Pfeiler aufnimmt. Schließlich muss genügend Schubbewehrung vorhanden sein, um ein Schubversagen zu verhindern.

Bei Einzelpfeilern ist das seismische Verhalten leichter zu bestimmen als bei Stützenreihen, da das plastische Gelenk nur an einem Ort (i.R. Pfeilerfuß) möglich ist, und somit die entsprechende bauliche Durchbildung geplant werden kann. Wenn der Überbau auf Lagern liegt, wird mit dem Einzelpfeiler eine optimale Lösung erreicht, weil der Widerstand in longitudinaler und transversaler Richtung gleich ist. Bei monolithischem Verbund mit dem Überbau resultieren allerdings im Vergleich zu den longitudinalen Momenten zu grosse transversale Momente, die wieder grosse Querkräfte zur Folge haben (Gefahr von Schubversagen). Weiterhin konzentrieren sich die Lasten im Vergleich zu Stützenreihen im Einzelpfeiler, und auch für das Fundament ergeben sich größere Beanspruchungen. Die Beanspruchungen und die Verschiebungen von einzelnen Stützen in Stützenreihen sind kleiner als bei Einzelpfeilern, eine ausreichende Steifigkeit der einzelnen Stützen vorausgesetzt. Ist zusätzlich ein Querriegel vorhanden, so ist bei Stützenreihen eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die Lager gewährleistet. Nachteilig ist, dass bei mehreren Stützen nicht voraussagt werden kann, wo sich die plastischen Gelenken bilden, so dass eine entsprechende bauliche Durchbildung schwierig ist.

Wandartige Pfeiler (Breite $>$ 4$\times$ Dicke) bieten eine größere Steifigkeit als Stützen in Querrichtung. Zusätzlich ermöglichen sie einen Lastabtrag über Zug- und Druckstreben. Nachteil ist die komplizierte Verbindung mit dem Fundament und ein geringerer Widerstand der Brücke in Längs- als in Querrichtung. In vielen Erdbebennormen findet sich der Hinweis auf ein ungünstiges Seitenverhältnis von Pfeilern, wenn das Geometrieverhältnis Breite/Dicke zwischen 1 und 4 liegt. Stahlbetonpfeiler versagten in der Vergangenheit oft infolge Schub oder Biegung in mittlerer Höhe, wo ein Großteil der Längsbewehrung aufhörte. Ebenso beulten Stahlstützen in Steg- und Flanschbereichen bei ungünstigen Seitenverhältnissen aus. In der Veröffentlichung von Pezeshk u. a. [1993] wird darüber hinaus Pfeilern mit einer Höhe $>$ 3 m eine besonders hohe Vulnerabilität zugeordnet. In anderen Veröffentlichungen findet sich eine Abwertung der Vulnerabilität bei einer Pfeilerhöhe $>$ 10 m.

Demnach bestimmt sich der Vulnerabilitätsindex $V_{Pfeiler}$ nach folgender Gleichung:

$$V_{Pfeiler} = \frac{\max\left[(V_{tpl} \times V_{regl}); (V_{tpt} \times V_{regt})\right]}{1,8} \tag{7.43}$$

Hierin werden die Kräfteübertragung zwischen Auflager und Pfeiler über V_{tpl} bzw. V_{tpt}, die Regelmäßigkeit der Pfeiler über V_{regl} bzw. V_{regt}, die signifikant zu dem Erdbebenwiderstand beitragen und die Pfeilerart als Kriterium für die Bestimmung von V_{tpl}, V_{tpt} und V_{regl}, V_{regt} berücksichtigt. Der Tabelle 7.30 sind die Werte für V_{tpt} und V_{tpl} unterschieden nach transversaler und longitudinaler Richtung zu entnehmen. Ob ein Pfeiler zum

Widerstand gegen Erdbeben besonders beiträgt oder nicht, entscheidet sich anhand der Lagerung des Überbaus. Über Gleitlager verbundene Pfeiler können sich frei vom Überbau verformen und leisten somit keinen Widerstand. Im Gegensatz dazu werden über elastische oder Festlager verbundene Pfeiler in ihrer Verformung durch die Trägheit des Überbaus gehindert.

Tabelle 7.30: Bestimmung der Indizes V_{tpl} und V_{tpt}

V_{tpt}; V_{tpl}	unverschieb. Auflager[2] oder Einspannung		flexible Auflager		verschiebliche Auflager	
	V_{tpt}	V_{tpl}	V_{tpt}	V_{tpl}	V_{tpt}	V_{tpl}
Wände	0,15	0,3	0	0,15	0	0
Stützenreihe mit Querriegel	0,15	0,3	0,1	0,15	0	0
Stützenreihe ohne Querriegel	0,4	0,3	0,2	0,15	0	0
Stützenreihe untersch. Höhe	0,6	0,6	0,3	0,3	0	0
Einzelpfeiler	0,6	0,3	0,3	0,15	0	0

Vulnerabilitätsbestimmung in Abhängigkeit der Regelmäßigkeit der Pfeiler, die einen Beitrag zum Widerstand gegen Erdbeben leisten V_{reg}:

Die Regelmäßigkeit der Pfeiler ist definiert über das Verhältnis der Länge des größten und kleinsten Pfeilers H_{max}/H_{min}, die zum Widerstand gegen longitudinale/transversale Erdbebeneinwirkungen beitragen. Des Weiteren wird über das Verhältnis der maximalen zur minimalen Querschnittsfläche (Tab. 7.31, 7.32) berücksichtigt, dass die Ersatzsteifigkeit einer Stütze umgekehrt proportional zur dritten Potenz der Stützenlänge und direkt proportional zur Biegesteifigkeit ist. Zur Bestimmung von V_{regl} bzw. V_{regt} werden nur die Pfeiler betrachtet, die einen signifikanten Beitrag zur Aufnahme der longitudinalen/transversalen Erdbebenlasten leisten. Bei der transversalen Richtung sind nur Stützenreihen zu berücksichtigen. Ein Höhenunterschied der Pfeiler in dieser Richtung ist oft bedingt durch eine Geländeneigung, die bei Erdbebenerschütterungen zu Erdrutschen führen können. Das Vorhandensein eines kurzen Pfeilers ist nur bei Brücken mit mehr als drei Feldern von Interesse. Mehrere Funktionen des Überbaus können dabei mit einfließen:

Fall 1: Der Überbau ruht auf einigen unverschieblichen Pfeileraufl agern in longitudinaler/transversaler Richtung, während die anderen Lager mit verschieblichen oder flexiblen Auflagerkonstruktionen ausgestattet sind. In diesem Fall leisten die unverschieblichen Auflager einen signifikanten Beitrag zum Widerstand gegen ein Erdbeben in longitudinaler/transveraler Richtung.

Fall 2: Der Überbau liegt auf einigen (oder allen) elastischen Pfeileraufl agern in longitudinaler/transversaler Richtung, während die anderen Lager mit verschieblichen Auf-

[2]Bewehrte Elastomerauflager werden als unverschieblich angesehen, wenn ihr Schlankheitsgrad kleiner als 1/10 ist.

lagern ausgestattet sind. In diesem Fall leisten die elastischen Auflager einen signifikanten Beitrag zum Widerstand gegen ein Erdbeben in longitudinaler/transversaler Richtung.

Fall 3: Der Überbau liegt in longitudinaler/transversaler Richtung überall auf elastischen oder verschieblichen Pfeileraufl agern, während die Widerlager mit unverschieblichen Lagern oder Lagesicherungen ausgestattet sind. In diesem Fall leisten die Pfeiler keinen signifikanten Beitrag zum Widerstand gegen ein Erdbeben in longitudinaler/transversaler Richtung.

Fall 4: Alle Pfeiler sind mit verschieblichen Auflagern in longitudinaler/transversaler Richtung ausgestattet. In diesem Fall leisten die Pfeiler keinen signifikanten Beitrag zum Widerstand gegen ein Erdbeben in longitudinaler/transversaler Richtung.

Tabelle 7.31: Bestimmung des Indexes V_{regl}

Longitudinale Regelmäßigkeit	V_{regl}
Die Pfeiler leisten keinen signifikanten Beitrag zur Aufnahme eines longitudinalen Erdbebens.	0
$H_{max}/H_{min} \leq 1,2$ und $A_{max}/A_{min} \leq 1,7$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein longitudinales Erdbeben beiträgt.	0
$H_{max}/H_{min} \leq 1,2$ und $1,7 < A_{max}/A_{min} \leq 3,75$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein longitudinales Erdbeben beiträgt.	1,5
$1,2 < H_{max}/H_{min} \leq 1,5$ und $A_{max}/A_{min} \leq 1,7$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein longitudinales Erdbeben beiträgt.	1,5
$1,2 < H_{max}/H_{min} \leq 1,5$ und $1,7 < A_{max}/A_{min} \leq 3,75$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein longitudinales Erdbeben beiträgt.	3
$H_{max}/H_{min} > 1,5$ oder $3,75 < A_{max}/A_{min}$ oder Vorhandensein eines kurzen Pfeilers, der zum Widerstand gegen ein longitudinales Erdbeben beiträgt.	3

7.6.2.5 Vulnerabilität der Fundamente $V_{Fundament}$

Gründungen sind bei Erdbeben grundsätzlich durch Bodenverflüssigung und Fundamentgleiten gefährdet. Das diese bei Erdbeben zu einem Versagen der Brücke führen kann, hat beispielsweise die Nishinomiya Bridge während des Kobe Erdbebens 1995 gezeigt. Bei dem Beben wurden die Fundamente selbst nicht beschädigt, jedoch führte die Bodenverflüssigung zu großen Bodenbewegungen, was den Einsturz eines der Brückenfelder zur Folge hatte.

Der Index $V_{Fundament}$ berücksichtigt die Vulnerabilität der Fundamente von Brückenbauwerken in Abhängigkeit von:

Tabelle 7.32: Bestimmung des Indexes V_{regt}

Transversale Regelmäßigkeit	V_{regt}
Die Pfeiler leisten keinen signifikanten Beitrag zur Aufnahme eines transversalen Erdbebens.	0
$H_{max}/H_{min} \leq 1,5$ und $A_{max}/A_{min} \leq 1,7$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein transversales Erdbeben beiträgt.	0
$H_{max}/H_{min} \leq 1,5$ und $1,7 < A_{max}/A_{min} \leq 3,75$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein transversales Erdbeben beiträgt.	1,5
$1,5 < H_{max}/H_{min} \leq 2$ und $A_{max}/A_{min} \leq 1,7$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand gegen ein transversales Erdbeben beiträgt.	1,5
$1,5 < H_{max}/H_{min} \leq 2$ und $1,7 < A_{max}/A_{min} \leq 3,75$ und kein kurzer Pfeiler, der zum Widerstand ein transversales Erdbeben beiträgt.	3
$H_{max}/H_{min} > 2$ oder $3,75 < A_{max}/A_{min}$ oder Vorhandensein eines kurzen Pfeilers, der zum Widerstand gegen ein transversales Erdbeben beiträgt.	3

- Fundamenttyp (Unterteilung der Fundamente in drei Klassen [Méneroud 1998]):
  - tief gegründet, falls die Pfähle länger als 10 m sind,
  - mitteltief gegründet, falls die Länge der Pfähle 10 m nicht überschreitet,
  - flach gegründet (oberflächlich).
- Verflüssigungseigenschaften des Baugrundes:
  - eine Verflüssigung ist ausgeschlossen (z.B. Felsuntergrund),
  - eine Verflüssigung tritt sicher ein, da zuverlässige Informationen zur Beurteilung diese Phänomens vorliegen,
  - eine Verflüssigung ist möglich, unbekannt oder die Informationen zur Beurteilung sind nicht ausreichend.

  Dieses Kriterium ist nur anzugeben, falls eine Verflüssigung sicher oder ausgeschlossen ist. Andernfalls ist ein geologisches Gutachten erforderlich.
- Gleiten des Baugrundes:
  - ein Gleiten ist ausgeschlossen, da die Neigung zu gering ist,
  - ein Gleiten tritt sicher ein, da rechnerische ein Gleiten nachgewiesen wurde,
  - ein Gleiten ist möglich, falls die Neigung größer als 30% ist.

Der Index $V_{Fundament}$ wird wie folgt bestimmt:

$$V_{Fundament} = \max\left[V_{Boden}, V_{Gleiten}\right] \tag{7.44}$$

mit V_{Boden} in Abhängigkeit des Fundamenttyps (Tab. 7.33) und der Vermutung auf ein Verflüssigungsrisiko, dass mit V_{Verf} nach Abbildung 7.22 und Tababelle 7.33 bestimmt wird. Der Index $V_{Gleiten}$ ergibt sich aus Tabelle 7.34 und gibt die Vulnerabilität des Bodens gegen Gleiten an.

Tabelle 7.33: Bestimmung des Indexes V_{Boden}

Fundamenttyp	Verflüssigungsindex V_{Boden}		
	Ausgeschlossen $V_{Verfl} = 0$	Möglich [3] $0,25 \leq V_{Verfl} \leq 0,5$	Sicher $V_{Verfl} \geq 0,75$
Flach gegründet	0,5	0,5	1,0
Mitteltief gegründet	0,25	0,25	0,5
Tief gegründet	0	0	0,25

Tabelle 7.34: Bestimmung des Indexes $V_{Gleiten}$

Vulnerabilität Geländebruch	$V_{Gleiten}$
Ein Gleiten ist ausgeschlossen, da die Neigung zu gering ist.	0
Ein Gleiten tritt sicher ein, falls ein bestimmtes Gleiten nachgewiesen wurde.	1,0
Ein Gleiten ist möglich, wenn die Neigung größer als 30% ist. (Geologisches Gutachten erforderlich)	0,5

Eine eingehendere Untersuchung der Bodenverflüssigung ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Ausführliche Arbeiten in diesem Zusammenhang sind z.B. Seed u. Idriss [1982]; Kawashima [1990].

7.6.2.6 Brücken mit Tragelementen aus Seilen V_{Seil}

In der Literatur finden sich nur sehr wenige Berichte über Schäden an Schrägseil- und Hängebrücken. Dies kann unter anderem am gutmütigen elastischen Verhalten der Bauwerke, aber auch an der sehr geringeren Anzahl dieser Bauwerke liegen. Seilgetragene Brücken unterscheiden sich von anderen Brückenarten durch die Pylone und Kabel. Es liegen derzeit noch keine umfassenden Untersuchungen des Einflusses dieser Bauteile im Erdbebenfall vor. Daher spielt der Index V_{Seil} nur eine untergeordnete Rolle und wird im Vergleich zu den vorherigen Faktoren schwächer gewichtet (Tab. 7.35).

Kabelsattel:

Der Hauptkabelsattel dient zur Führung des Haupttragseiles und ist an der Pylonspitze befestigt. Bei Erdbeben sind wegen der relativ hohen Pylonkonstruktionen, große horizontale Verschiebungen der Pylonspitzen zu erwarten. Aufgrund der hohen Seilkräfte und der großen horizontalen Verschiebungen werden große Kräfte auf die Kabelführungselemente ausgeübt. Dabei muss sichergestellt werden, dass die Kabelsättel ausreichend

[3] Geologisches Gutachten erforderlich

gegen horizontale Kräfte ausgelegt sind [Kosa u. Tasaki 2003]. Dies ist durch entsprechende Dimensionierung der Kabelsättel bzw. der Seilführungselemente des Kabelsattels auf den Bemessungslastfall Erdbeben oder horizontale Aussteifungen zur Abstützung des Kabelsattels einzustellen. Bei nicht ausreichender Auslegung des Stützenbauteils kommt es bei Betonkonstruktionen häufig zum Schubversagen. Abhilfe schafft in diesen Fällen der Einbau einer zusätzlichen Spiral, Umschnürungs- oder Schubbewehrung.

Tabelle 7.35: Bestimmung des Indexes V_{Seil}

Vulnerabilität Seil	V_{Seil}
Kabelsattel erdbebensicher	0
keine Angaben	0,5

7.6.3 Standortgefährdung (Seismizität) *S*

Die Seismizität gibt die Gefährdung des Standortes der Brücke an, die über die Zuweisung der Erdbebenzone ausgedrückt wird. In der DIN 4149 ist die Erdbebenzonenkarte für die Bundesrepublik Deutschland zu finden. Die Gebietseinteilungen der Norm erfolgt für eine Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Die Werte des Primärfaktors S sind in der Tabelle 7.36 angegeben. Die Bewertung erfolgt wie in den amerikanischen und kanadischen Regelwerken linear [ATC 1983; ACNBCC 1999; Filiatrault u. a. 1994].

Tabelle 7.36: Bestimmung des Primärfaktors S

Erdbebenzone	Bodenbeschleunigung [m/s^2]	Intensitätsintervalle	Seismizität S
0	$a_g < 0,4$	$6 \leq I < 6.5$	0
1	$0,4 \leq a_g < 0,5$	$6.5 \leq I < 7.0$	0,3
2	$0,5 \leq a_g < 0,7$	$7.0 \leq I < 7.5$	0,7
3	$0,8 \leq a_g$	$7.5 \leq I$	1,0

7.6.4 Bedeutung *I*

Die Bestimmung des Bedeutungsfaktors wurde in Kapitel 5.2 vorgestellt. Der Wert des Primärfaktors I errechnet sich nach Gleichung 5.12. Die Werte für I liegen zwischen 0 und 1, wobei 0 für eine untergeordnete Bedeutung steht und 1 für eine Brücke mit sehr hoher Bedeutung.

Kapitel 8

Untersuchungsstufe II & III – Genauere & detaillierte Verfahren

Die bisher üblichen Verfahren zur Beurteilung der Vulnerabilität für bestehende Brücken beschränken sich auf die bereits erwähnten Schnelltests oder die Auswertung von vordefinierten Vulnerabilitätsfunktionen bzw. Fragilitätskurven. Das Tragverhalten von Brücken während eines Erdbebens kann aber sehr komplex sein. Im Gegensatz zu Gebäuden, die normalerweise durch die Scheibenwirkung der Bodenplatte nur an ein Fundament angeschlossen sind, haben Brücken mehrere Auflager mit unterschiedlichen Fundamenten und Steifigkeitsverteilungen. Daher wird in dieser Arbeit diese erste Abschätzung durch eine systematisierte, genauere und detailliertere Untersuchung ergänzt. Durch die Systematisierung und einheitlichte Bewertung ist es möglich, die Ergebnisse untereinander zu vergleichen und programmtechnisch zu implementieren.

Die für die Bewertung nötigen Schadensindikatoren werden im Folgenden dargestellt. Anschließend wird die Vorgehensweise für die Berechnung in der zweiten, genaueren Untersuchungsstufe erläutert und durch die Beschreibung der Vorgehensweise in der dritten, detaillierten Untersuchungsstufe ergänzt.

Vorweg sei noch angemerkt, dass aufgrund der vielfältigen Ausführungsarten von Überbauten und keinen eindeutigen Schäden infolge Erdbebenbelastung, im Rahmen dieser Arbeit für den Brückenüberbau in Anlehnung an den Eurocode 8 nur ein elastisches Tragverhalten zugelassen wird. Ein plastisches Verhalten wird als Überschreitung des Indikators für den Überbau angesehen.

8.1 Schädigungsindikatoren

Das größte Problem bei der Vulnerabilitätsuntersuchung von Brücken ist die Definition von geeigneten Schädigungsindikatoren, die den Zusammenhang zwischen der Erdbebeneinwirkung und der strukturellen Schädigung beschreiben. In den gängigen Normen (wie z.B. [EC 8-2 2004; CALTRANS 2004]) finden sich hierüber keine Angaben sondern nur qualitative Aussagen. Die wichtigsten Eingangsparameter für die Bestimmung von

Indikatoren und die generelle Vorgehensweise sind darin ebenfalls nicht definiert. Diese Problematik gilt insbesondere für Brücken, da alle seismischen Normen für zukünftig zu bauende Brücken ausgelegt sind und sich aus den dort zu findenden Vorgaben im Umkehrschluss keine Schadensindikatoren ableiten lassen, da von einer duktilen Bauweise ausgegangen wird. Grundlage der Identifizierung maßgebender geschädigter Brückenbauteile infolge Erdbebeneinwirkung bilden daher Erfahrungsberichte und Untersuchungen von Schäden an Brücken nach Erdbebenereignissen. Im Folgenden werden die in der Literatur bekannten und aus Korrelationsanalysen identifizierten Schädigungsindikatoren für Brücken vorgestellt. Die Schadensindikatoren sind als Verhältnis von Einwirkung und Widerstand dargestellt, so dass Werte kleiner als 1 darauf hinweisen, dass keine Gefährdung besteht und Werte größer als 1 ein Hinweis auf ein mögliches Versagen der Komponenten im Erdbebenfall sind. Eine Übersicht über alle im Folgenden vorgestellten Schadensindikatoren gibt Abbildung 8.1.

8.1.1 Trägerabsturz

Die folgenschwerste Versagensart ist der Absturz des Überbaus vom Widerlager oder Auflager. Besonders bei langen Brücken mit Feldlängen von mehr als 100 m zwischen den Fugen ist diese Gefahr besonders groß. Der Eurocode 8 [EC 8 2005] fordert die Sicherstellung der Standsicherheit unter extremen seismischen Verschiebungen. Bei beweglicher Lagerung wird diese durch Vorsehen weiterer Verbindungselemente erfüllt. Eine gegen Absturz gesicherte Lagerung wird durch schubübertragende Verbindungen, Puffer, und/oder Verbindungsschrauben oder Kabel realisiert.

Der Schadensindikator für den Trägerabsturz wird, angepasst an den Grad der Detaillierung, für die zweite und dritte Untersuchungsstufe mit zwei unterschiedlichen Ansätzen ermittelt.

8.1.1.1 Indikator für die detaillierte Untersuchung

An den Stellen, an denen eine Relativverschiebung zwischen gestützten und stützenden Bauteilen beabsichtigt wird, definiert der Eurocode 8 - Teil 2 minimale Auflagerlängen, die einen Absturz des Überbaus verhindern sollen.

Mindest-Überlappungslänge – Minimale Länge der Auflagerbank zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \tag{8.1}$$

mit:

$$d_{eg} = \varepsilon \cdot L_{eff} \leq 2 \cdot d_g \tag{8.2}$$

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot d_g}{L_g} \tag{8.3}$$

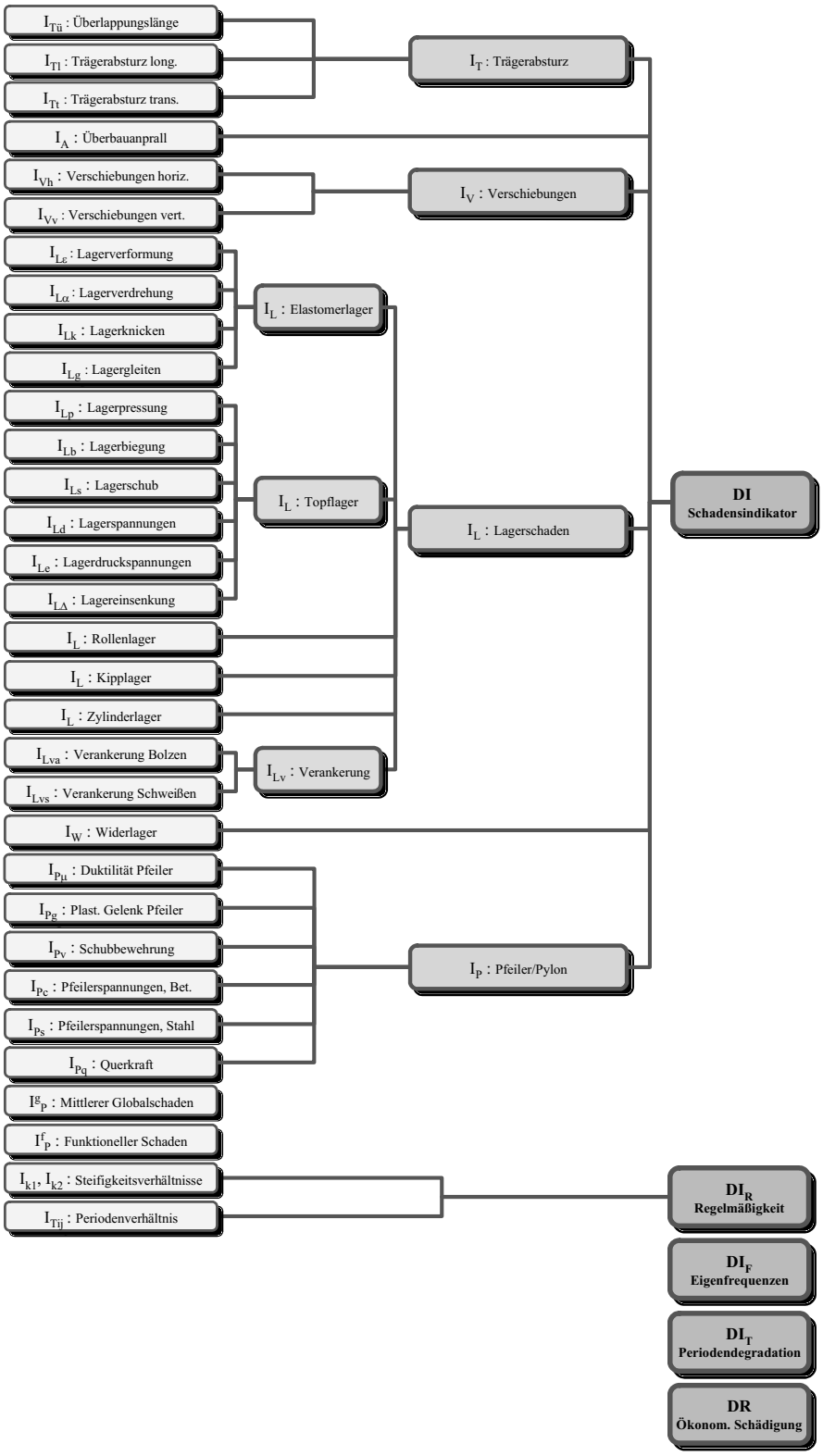


Abbildung 8.1: Übersicht über die Schadensindikatoren der Stufe II und III

l_{ov}: Erforderliche Länge der Auflagerbank, Mindest-Überlappungslänge,
l_m: Mindestlänge der Auflagerbank zur Gewährleistung der sicheren Übertragung der vertikalen Auflagerkraft und $l_m \geq 400$ mm,
d_{eg}: Effektive Verschiebung der beiden Überbauten infolge räumlicher Veränderlichkeit der seismischen Bodenbewegungen. Liegt die Brücke weniger als 5 km von einer seismischen Verwerfung entfernt, die ein Erdbeben von einer Magnitude 6.5 verursachen kann, so ist d_{eg} zu verdoppeln,
d_g: Bemessungswert der maximalen Bodenverschiebung, der der Bemessungs-Bodenbeschleunigung entspricht:
$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$ (aus dem horizontalen elastischen Antwortspektrum),
L_g: Berücksichtigung der räumlichen Veränderlichkeit (Kap. 4.4, Tab. 4.4),
L_{eff}: Effektive Länge des Überbaus, nach EC 8-2 [2004], Kap. 6.6.4(3),
d_{es}: $= d_{Ed} + s$: als Summe aus dem Bemessungswert der Längsverschiebung nach Gleichung 8.13 und dem Schlupf zwischen seismischem Verbinder und Widerlager oder Pfeiler.

Sind zwischen zwei Überbauabschnitten Trennfugen angeordnet, so errechnet sich die Mindestüberlappungslänge als Wurzel der Summe der Quadrate für die einzelnen Abschnitte.

$$l_{ov} = \sqrt{l_{ov,1}^2 + l_{ov,2}^2} \tag{8.4}$$

Liegt das Endauflager eines Überbauabschnitts auf einem Zwischenpfeiler, so ist l_{ov} zuzüglich der maximalen Verschiebung des Pfeilerkopfes aus der seismischen Bemessungssituation (d_E) anzusetzen.

Hieraus definiert sich der Schadensindikator zur Untersuchung der vorhandenen Auflagerbanklänge l_{ab} zu:

$$\boldsymbol{I_{T\ddot{u}}} = \frac{l_{ab}}{l_{ov}} \tag{8.5}$$

Die „Caltrans Seismic Design Criteria“ [CALTRANS 1995] geben ebenfalls eine Mindestlänge der Auflagerbank N_A für Widerlager und sonstige Stützungen vor. Sie ergibt sich aus der Fugenbreite, der Verschiebung infolge Erdbebeneinwirkung und einem Sicherheitsabstand zur Auflagerkante:

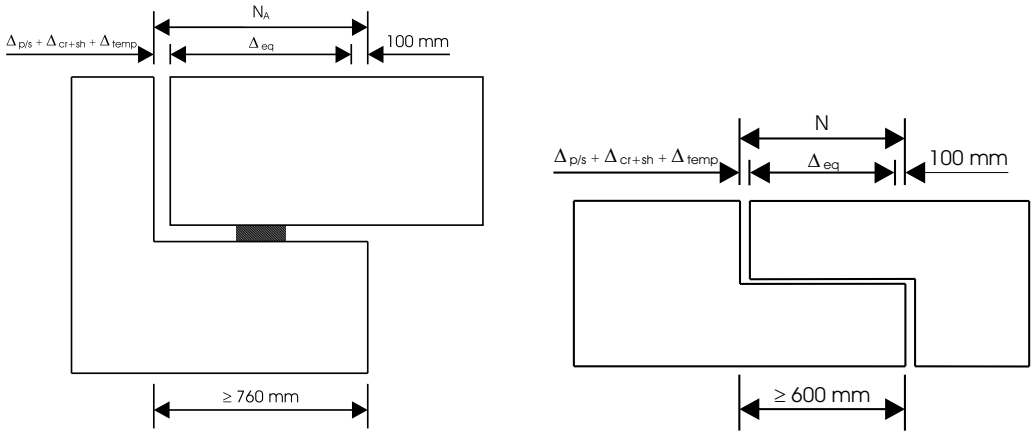
$$N_A \geq \Delta_{p/s} + \Delta_{cr+ch} + \Delta_{temp} + \Delta_{eq} + 100 \text{ mm} \tag{8.6}$$

$$\Delta_{eq} = \sqrt{(\Delta_D^1)^2 + (\Delta_D^2)^2} \tag{8.7}$$

mit:

N_A: Länge der Auflagerbank ≥ 760 mm für Widerlager,
≥ 600 mm für Übergreifungen,
$\Delta_{p/s}$: Längenänderung infolge von Vorspannung,
Δ_{cr+ch}: Längenänderung infolge von Kriechen und Schwinden,
Δ_{temp}: Längenänderung infolge von Temperatureinflüssen,
Δ_{eq}: Betrag der größten Verschiebung zwischen Über- und Unterbau,

Δ_D^i: Jeweils größte Verschiebung der Einzelabschnitte,
100 mm: Mindestabstand zur Auflagersitzkante.



(a) Am Widerlager **(b)** An Übergreifungen

Abbildung 8.2: Mindestauflagerlängen nach CALTRANS [2004]

Die einzelnen Anteile in der Mindestlängenberechnung nach CALTRANS sind weitestgehend identisch mit denen des Eurocode 8. Die Anforderungen des Eurocode 8 sind allerdings etwas konservativer. Für die dritte Untersuchungsstufe wird daher die Überprüfung nach den Angaben des Eurocode 8 gewählt (Gl. 8.1).

8.1.1.2 Indikator für die genauere Untersuchung

Vereinfachend wird für die zweite Untersuchungsstufe ein überschläglicher Ansatz gewählt. In der Arbeit von Dicleli u. Bruneau [1996] wird die maximale Überbauverschiebung mit der Breite bzw. Tiefe der Auflagerbank ins Verhältnis gesetzt. In longitudinaler Richtung ist der Versagensindex für die Mindestauflagerlagerlänge I_{Tl} von Einfeld- und Durchlaufträgern gegeben:

$$\boldsymbol{I_{Tl}} = \frac{u_s + 100}{SWL} \leq \frac{0,84 \cdot L_T + 100}{SWL} \tag{8.8}$$

Wobei der Term $0,84 \cdot L_T$ die Temperatureinflüsse berücksichtigt, und die 100 mm den Sicherheitsabstand zur unbewehrten Auflagerkante beinhalten. Es wird grundsätzlich in den Normen und Empfehlungen davon ausgegangen, dass ein Trägerabsturz in transversaler Richtung durch die Anordnung von konstruktiven Sicherheitsmaßnahmen verhindert wird. Ist dies nicht der Fall, muss für die transversale Richtung gelten:

$$\boldsymbol{I_{Tt}} = \frac{u_s + 100}{SWT} \tag{8.9}$$

mit:

u_s: Überbauverschiebung in transversaler bzw. longitudinaler Richtung [mm],
SWT: Transversale Auflagerbreite gemessen von der Außenkante des äußersten Lagers bis zur Widerlagerkante [mm],
SWL: Longitudinale Auflagerbreite gemessen von der Lagermittellinie bis zur Widerlagerkante [mm],
L_T: Brückenlänge [m],
100: Mindestabstand zur Auflagerkante [mm].

Bei Einfeld- bzw. Durchlaufträgern ergibt sich der Schadensindikator für einen Trägerabsturz I_T aus dem Maximum von I_{Tl} (Gl. 8.8) und I_{Tt} (Gl. 8.9):

$$\boldsymbol{I_T} = \max\left[I_{Tl}, I_{Tt}\right] \tag{8.10}$$

Für Mehrfeld- und Gelenkträger ist der Schadensindikator für die minimale Auflagerlänge aller Gelenke i gegeben durch:

$$\boldsymbol{I_T} = \max\left[\frac{SW_i}{SWL_i}\right] \tag{8.11}$$

mit:

$$SW_i = \min\begin{cases} 100 + 0,84 \cdot (L_T + L_i) \\ 100 + 0,84 \cdot L_i + (30 - \frac{L_{i-1}+L_i}{10}) \cdot h_{ci-1} + (30 - \frac{L_i+L_{i+1}}{10}) \cdot h_{ci} \end{cases} \tag{8.12}$$

SWL_i: Breite des Auflagers/der Übergreifung gemessen von Lagermitte bis zur nächsten Auflager-/Übergreifungskante (transv. oder longit.) [mm],
SW_i: Kleinste notwendige Auflager-/ Übergreifungsbreite nach Gl. 8.12 [mm],
h_{ci}: Pfeilerhöhe [m],
L_i, L_{i+1}: Länge zweier benachbarter Brückenfelder am Lager i [m].

Im Rahmen des hier vorgestellten Konzepts wird für die zweite Untersuchungsstufe das Kriterium nach Dicleli u. Bruneau [1996] zur Bewertung der Vulnerabilität des Trägerabsturzes benutzt. Auf der sicheren Seite liegend und um die Effekte aus Kriechen und Schwinden sowie Schiefstellung zu berücksichtigen, wurde der Mindestabstand zur unbewehrten Auflagerkante von ursprünglich 50 mm auf 100 mm erhöht.

8.1.2 Anprall

Bei einer Belastung in Längsrichtung kann es durch große Verschiebungen zu einem Anprall des Überbaus an das Widerlager kommen. Falls Seitenwände oder Schubnocken vorhanden sind, ist auch in transversaler Richtung ein Anprall an diese Elemente zu überprüfen.

Nach Eurocode 8 - Teil 2 müssen zum Schutz von wichtigen oder kritischen Bauteilen Fugen angeordnet werden, die den resultierenden Bemessungswert der Verschiebung in

der Erdbeben-Bemessungssituation d_{Ed} aufnehmen können. Die minimale Länge bestimmt sich somit aus dem Bemessungswert der Längsverschiebung:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 \cdot d_T \tag{8.13}$$

mit folgenden Komponenten unter Berücksichtigung des jeweils ungünstigsten Vorzeichens:

d_E: Auslegungs-Erdbebenverschiebung,
d_G: Langzeitverschiebung aufgrund der ständigen und der quasi-ständigen Einwirkungen, (z.B. nachträgliches Vorspannen, Schwinden und Kriechen des Betonüberbaus),
d_T: Verschiebung aufgrund der Temperaturbewegungen,
ψ_2: Kombinationsbeiwert für die quasi-ständigen Werte der thermischen Einwirkung, nach Eurocode [EC 2005] ist für Straßenbrücken 0,5 anzusetzen.

Die relative Bemessungs-Erdbebenverschiebung d_E zwischen zwei unabhängigen Abschnitten einer Brücke kann als Wurzel der Summe der Quadrate der für jeden Abschnitt berechneten Bemessungs-Erdbebenverschiebungswerte, bestimmt werden.

Der Schadensindikator für einen Anprall des Überbaus mit der Widerlagerwand ist wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{I_A} = \frac{d_{Ed}}{l_{Gap}} \tag{8.14}$$

mit

d_{Ed}: Überbauverschiebung infolge Erdbebenbelastung und Verkehrslasten (Gl. 8.13),
l_{Gap}: Länge der Dehnfuge (longitudinal bzw. transversal)

8.1.3 Verschiebungen

Bei Brücken sollte ebenfalls die Verschiebungskapazität untersucht werden. Hierzu ist zu überprüfen, ob die Verschiebung eines Feldes kleiner als die Verschiebungskapazität der Brücke ist:

$$\boldsymbol{I_{Vh}} = \frac{d_{Ed}}{d_C} \tag{8.15}$$

mit:

d_{Ed}: Horizontale Verschiebung der Brücke infolge der Erdbebenlasten,
d_C: Zugehörige Verschiebungskapazität.

Die Verschiebungskapazität eines Brückenabschnitts kann nach folgender empirischen Gleichung berechnet werden [SCDOT 2002]:

$$d_C = H \cdot 0,053 \cdot 0,0013^{k\frac{D}{H}} \tag{8.16}$$

mit:

D: Pfeilerdurchmesser,
H: Höhe des Pfeilers,
k: Einspannungsfaktor eines Pfeilers:
= 1 für einen an einem Ende gelenkig gelagerten Pfeiler,
= 2 für einen an beiden Enden eingespannten Pfeiler.

Die vertikale Verformung eines Brückenfeldes kann auf der sicheren Seite, angelehnt an EC [2005], mit folgendem Indikator überprüft werden:

$$\boldsymbol{I_{Vv}} = d_{Ed}\frac{600}{L} \qquad \left(\text{bzw. } = d_{Ed}\frac{300}{L} \quad \text{für seilgetragene Brücken}\right) \tag{8.17}$$

mit:

d_{Ed}: Vertikale Verformung des Überbaus infolge der Erdbebenlasten,
L: Länge des betrachteten Feldes.

Der resultierende Schadensindikator wird als der maßgebende der horizontalen und vertikalen Verformung angesetzt.

$$\boldsymbol{I_V} = \max[I_{Vh}, I_{Vv}] \tag{8.18}$$

8.1.4 Lager

Im Allgemeinen müssen die Kräfte infolge Erdbebenbelastung von den Lagern aufgenommen werden. Bei früheren Erdbeben stellte das Versagen von Auflagern ein verbreitetes Problem dar. Ein Grund dafür ist, dass die Einwirkungen, die durch ein Erdbebenereignis verursacht werden, größer sein können als die statisch anzusetzenden Lasten. Als Folge des Auflagerversagen kann es nicht nur zum Einsturz der Brückenfelder sondern auch zu einer Umlagerung der inneren Kräfte kommen, wodurch andere Bauteile versagen können [Nielson 2003].

Im Seismic Vulnerability Manual [NYSDOT 1995] ist ein Überblick über die möglichen Schäden infolge Erdbebenbeanspruchung bei verschiedenen Auflagertypen zu finden.

- *Kipplager/Pendellager*
  Die seismische Vulnerabilität von Kipplagern ist am größten, da dieser Auflagertyp für gewöhnlich große vertikale Abmessungen hat, schwer zu fixieren ist und nach einer begrenzten Verschiebung instabil wird und abstürzt. Zusätzlich versagen Kipplager häufig unter Querbelastung.

- *Rollenlager*
  Rollenlager sind stabil während eines Erdbebens abgesehen davon, dass sie verstellt und horizontal verschoben werden können. Weiterhin weisen sie einen geringen Widerstand gegenüber Querbelastung auf.

- *Topf- oder Kalottenlager*
  Hochbelastete, in mehrere Richtungen frei drehbare Lager, wie Topf- oder Kalottenlager, haben für gewöhnlich eine ausreichende Festigkeit gegenüber Erdbebenbelastungen. Schwachpunkt bei früheren Erdbeben waren die Verbindungsmittel (z.B. Ankerbolzen) für den Anschluss an das Brückenlager.

- *Elastomerlager*
  Übliche Elastomerlager sind nicht vollständig erdbebensicher aber im Allgemeinen besser als alle anderen Lagerarten. Speziell ausgewählte Elastomerlager sind dagegen sehr stabil, auch wenn bekannt ist, dass sie unter heftigem Schütteln durch unzureichende Befestigung auslaufen (engl. walk-out). Durch Schubbolzen im Innern oder Auflagerplatten mit Ankerbolzen kann dies verhindert werden.

Pezeshk u. a. [1993] benennen ähnliche Schäden. Zusätzlich weist er darauf hin, dass bei Gleitlagern das Problem besteht, dass die Relativverschiebung sehr schwer vorauszusagen ist. Daher muss bei dieser Lagerart auf eine ausreichende Auflagertiefe geachtet werden. Des Weiteren werden bei einer Beschädigung dieses Lagertyps, die einen Verlust der Gleitfunktion zur Folge hat, große Kräfte in die Pfeiler eingeleitet, für die diese in der Regel nicht bemessen wurden. Dadurch kann es zu einer Schädigung der Pfeiler kommen [Takahashi u. a. 1998].

Auch nach Ansicht von Nielson [2003] und Ghasemi u. a. [1996] weisen Stahllager einen sehr geringen Widerstand unter seismischer Belastung auf. Allerdings konnte in der Vergangenheit beobachtet werden, dass im Falle des Versagens der Auflager häufig eine Entkopplung von Über- und Unterbau auftrat, wodurch die seismische Belastung des Unterbaus reduziert und seine Schädigung minimiert wurde. Dies entspricht dem Konzept der seismischen Isolation.

Um eine Schädigung der Lagerkonstruktion auszuschließen, sollten die Auflagerkräfte und Verschiebungen die Werte nach DIN EN 1337 [DIN 1337 2001] (Ersatz für die DIN 4141) sowie die Toleranzen nach Herstellerangaben nicht überschreiten. Das Versagen der Lager bei überhöhter Belastung führt allerdings nicht zwangsläufig zum Tragwerksversagen. Die Gefahr eines Überbauabsturzes ist erst ab einer gewissen Relativverschiebung zwischen Überbau und Lagerung zu befürchten, wenn die vorhandenen Auflagerabmessungen geringer sind als die von dem Erdbeben hervorgerufenen Verschiebungen. Da sich herausgestellt hat, dass ein Lagerversagen die häufigste Versagensart im Erdbebenfall ist, werden im Folgenden die wichtigsten Lagerarten mit ihren Eigenschaften und Konstruktionsprinzipien vorgestellt.

8.1.4.1 Elastomerlager

Das Elastomer (Abb. 8.3) ist ein elastischer Werkstoff, dessen Verformung unter Last durch die Lagerform beeinflusst wird. Üblicherweise werden Elastomerlager mit Festlagern kombiniert eingesetzt. Dabei übernehmen sie in erster Linie die Aufnahme von Zwangsbeanspruchungen und nicht-seismischen Einwirkungen. Die Erdbebenlast wird vom Festlager übertragen. Daher müssen die Elastomerlager die maximale Schubverformung infolge

Erdbeben aufnehmen können. Nach Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] sind für Brücken nur bewehrte Elastomerlager zugelassen. Das Elastomerlager zeichnet sich durch eine sehr hohe Anpassungsfähigkeit und Bruchfestigkeit aus. Ein Nachweis ist nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu führen. Für Regellager sind die Pressungen und zulässigen Verdrehungen in Tabellenwerken in den Normen enthalten [DIN 1337 2001]. Wenn gefordert, sind weitere, genauere Bemessungskriterien nachzuweisen.

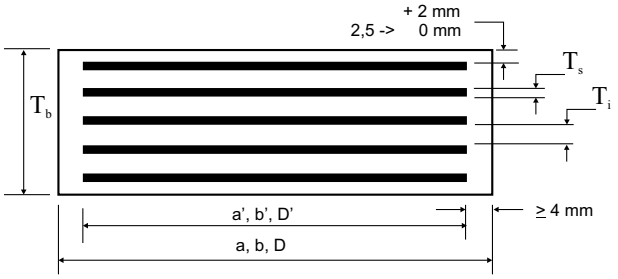


Abbildung 8.3: Typischer Querschnitt eines bewehrten Elastomer-Regellagers [DIN 1337 2001]

Die zulässige Verformung eines rechteckigen Elastomerlagers ohne Öffnungen ergibt sich nach DIN 1337 [2001] zu:

$$\varepsilon_{t,d} = \varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d} \leq 5,0 \tag{8.19}$$

mit:

$\varepsilon_{c,d}$: Dehnung aufgrund von Druckbelastung,
$\varepsilon_{q,d}$: Dehnung aus Horizontalbewegung,
$\varepsilon_{\alpha,d}$: Dehnung aus Verdrehung.

Der Dehnungsschadensindikator für ein Elastomerlagerversagen wird daher folgendermaßen definiert:

$$\boldsymbol{I_{L\varepsilon}} = \frac{\varepsilon_{t,d}}{5} \tag{8.20}$$

Die einzelnen Komponenten von $\varepsilon_{t,d}$ bestimmen sich wie folgt:

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} \tag{8.21}$$

mit:

$F_{z,d}$: Vertikale Last,
G: Schubmodul des Lagers,
A_r: Reduzierte Grundrissfläche des Lagers,
S: Formfaktor.

Für rechteckige Elastomerlager gilt:

$$A_r = A'(1 - \frac{\upsilon_{x,d}}{a'} - \frac{\upsilon_{y,d}}{b'}) \tag{8.22}$$

$$A' = a' \cdot b' \tag{8.23}$$

$$S = \frac{A'}{l_p \cdot t_e} \tag{8.24}$$

$$l_p = 2 \cdot (a' + b') \tag{8.25}$$

mit:

A': Wirksame Fläche des Auflagers,
$\upsilon_{x,d}$: Maximale horizontale Lagerverformung in Richtung a,
a': Breite der Bewehrungsbleche,
$\upsilon_{y,d}$: Maximale horizontale Lagerverformung in Richtung b,
b': Länge der Bewehrungsbleche,
t_e: Dicke der einzelnen Elastomerschicht,
l_p: Seitlicher Umfang des Lagers.

Die Dehnung in einer Elastomerlagerschicht aufgrund von Translationsbewegung $\varepsilon_{q,d}$ ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{\upsilon_{sy,d}}{T_q} \leq 0,7 \tag{8.26}$$

mit:

$\upsilon_{xy,d}$: Maximale horizontale Verformung des Lagers aus der Summe von $\upsilon_{x,d}$ und $\upsilon_{y,d}$,
T_q: Gesamtdicke des Elastomers.

Die Dehnung im Elastomer durch Winkelverdrehung wird ermittelt durch:

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) \cdot t_i}{2\sum(t_i^2)} \tag{8.27}$$

mit:

$\alpha_{a,d}$: Verdrehwinkel über die Breite a,
$\alpha_{b,d}$: Verdrehwinkel über die Breite b,
t_i: Dicke der einzelnen Elastomerschicht.

Die Dicke der Bewehrungsbleche in bewehrten Lagern sollte aufgrund der Zugbeanspruchung nicht kleiner sein als:

$$t_s \leq \frac{1,3 \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot \gamma_M}{A_r \cdot f_k} \leq 2,0 \text{ mm} \tag{8.28}$$

mit:

t_1, t_2: Elastomerdicke auf beiden Seiten des Bewehrungsbleches,
f_k: Streckgrenze des Stahls,
γ_M $= 1$ ohne Löcher,
$= 2$ mit Löcher.

Zudem ist die Stabilität bezüglich Verdrehung, Knicken und Gleiten bei Elastomerlagern sicherzustellen.

Stabilitätskriterium im Bezug auf Verdrehung:

$$\boldsymbol{I_{L\alpha}} = \begin{cases} \dfrac{a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d}}{3 \cdot \sum \upsilon_{z,d}} & \text{(für rechteckige Lager)} \\ \\ \dfrac{D \cdot \alpha}{3 \cdot \sum \upsilon_{z,d}} & \text{(für runde Lager)} \end{cases} \tag{8.29}$$

mit:

D: Lagerdurchmesser,
α: Winkelverdrehung des Lagers,
$\sum v_{z,d}$: Vertikale Einsenkung unter den Lastbedingungen, die α_a und α_b zur Folge haben.

Stabilitätskriterium für Knicken:

$$\boldsymbol{I_{Lk}} = \frac{F_{z,d}}{A_r} \cdot \frac{3 \cdot T_e}{2 \cdot a' \cdot G \cdot S} \tag{8.30}$$

mit:

a': Bei runden Lagern durch den Durchmesser zu ersetzen,
T_e: Nenndicke aller Elastomerschichten.

Stabilitätskriterium für Gleiten:

$$\boldsymbol{I_{Lg}} = \frac{F_{xy,d}}{\mu_e \cdot F_{z,d,min}} \tag{8.31}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{K_f}{\sigma_m} \tag{8.32}$$

$$\sigma_m = \frac{F_{z,d,min}}{A_r}\,[\text{MPa}] \tag{8.33}$$

mit:

$F_{xy,d}$: Resultierende Horizontalkraft,
$F_{z,d,min}$: Minimale vertikale Bemessungskraft, die bei $F_{xy,d}$ möglich ist,
K_f = 0,6 für Beton,
= 0,2 für alle anderen Flächen.

Für die einwirkenden Kräfte, Momente und Verformungen müssen außer den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, noch der Tragfähigkeitsnachweise geführt werden. Die Pressung in der Kontaktfläche zwischen Lager und Bauwerk sollten die Festigkeiten der Materialien nicht überschreiten. Die Kraft, die aus der horizontalen Dehnung des Lagers gemäß Gleichung 8.26 auf das Bauwerk wirkt, darf den zulässigen Wert nicht überschreiten. Der theoretische Wert des Rückstellmomentes bezüglich einer Verdrehung um die Lagermittelachse parallel zur längeren Lagerseite b eines rechteckigen Lagers ergibt sich aus:

$$M_t = \begin{cases} G \cdot \dfrac{\alpha \cdot a^5 \cdot b}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} & \text{(für rechteckige Lager)} \\ \\ G \cdot \dfrac{\pi \cdot \alpha \cdot D^6}{512 \cdot n \cdot t_i^3} & \text{(für runde Lager)} \end{cases} \tag{8.34}$$

mit:

n: Anzahl der Elastomerschichten,
K_s: Nach DIN 1337 [2001] - Teil 3, Tab. 5.

Die gesamte vertikale Verformung $\sum v_{z,d}$ eines Lagers ist die Summe der vertikalen Verformungen der einzelnen Schichten i:

$$\sum v_{z,d} = \sum \frac{F_{z,d} \cdot t_i}{A} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \tag{8.35}$$

mit:
E_b: Bulk-Modul, der üblicherweise 2.000 MN/m^2 ist.

Der resultierende Schädigungsindikator für Elastomerlager ergibt sich zu:

$$\boldsymbol{I_L} = \max \left[I_{L\varepsilon}, I_{L\alpha}, I_{Lk}, I_{Lg} \right] \tag{8.36}$$

8.1.4.2 Rollenlager

Rollenlager übertragen Normalkräfte zwischen Überbau und Unterbau und ermöglichen Verschiebungen rechtwinklig zur und Verdrehungen um die Rollenachse (Abb. 8.4). Eine Querkraft ist unzulässig bzw. es wird davon ausgegangen, dass das Rollenlager in Querrichtung gehalten wird.

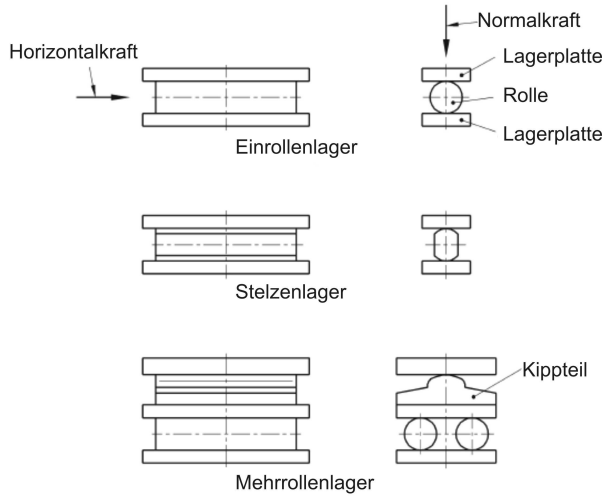


Abbildung 8.4: Rollenlagerarten [DIN 1337 2001]

Der Normalkraftnachweis erfolgt nach DIN 1337 [2001] - Teil 4:

$$N'_{Sd} \leq N'_{Rd} = \frac{N'_{Rk}}{\gamma_m^2} = \frac{23 \cdot R \cdot f_u^2}{\gamma_m^2 \cdot E_d} \tag{8.37}$$

mit:

N'_{Sd}: Bemessungswert der Normalkraft je Längeneinheit [N/mm],
N'_{Rd}: Widerstandswert der Normalkraft je Längeneinheit $[N/mm]$,
N'_{Rk}: Charakteristischer Wert der je Längeneinheit aufnehmbaren Normalkraft [N/mm],
R: Radius der Kontaktfläche [mm],
f_u: Materialfestigkeit [N/mm^2],
E_d: Bemessungswert des Elastizitätsmoduls [N/mm^2],
γ_m: Teilsicherheitsbeiwerte, empfohlener Wert ist $\gamma_m = 1$.

Die Lagerplatten sind in Verschiebungsrichtung für die Aufnahme der Bewegung zu bemessen zuzüglich einer Rollenbewegung, die das doppelte der Lagerplattendicke t_p oder 20 mm beträgt. Zur Bemessung der Lagerplattendicke ist zu erfüllen:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_m^2} = \frac{f_y(2 \cdot t_p + b)L}{\gamma_m^2} \tag{8.38}$$

mit:

N_{Sd}: Bemessungswert der Normalkraft [N],
N_{Rk}: Bemessungswert der von der Lagerplatte aufnehmbaren Normalkraft [N],
f_y: Materialstreckgrenze [N/mm^2],
t_p: Dicke der Lagerplatte [mm],
b: Breite der Kontaktfläche. Diese kann nach der Theorie von Hertz berechnet oder zu 0 gesetzt werden [mm],
L: Wirksame Länge der Rolle [mm],
γ_m: $= 1$.

Der Schädigungsindikator für Rollenlager wird wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{I_L} = \max\left[\frac{N'_{Sd}}{N'_{Rd}}, \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right] \tag{8.39}$$

8.1.4.3 Topflager

Das Topflager (Abb. 8.5) nimmt sowohl Verdrehungen als auch Horizontal- und Vertikalkräfte auf. Es werden zwei Verdrehungen unterschieden: Zum einen die Verdrehung infolge von ständigen Lasten und Langzeiteffekten (wie z.B. Kriechen und Schwinden) ϕ_1, zum anderen elastische Verformungen infolge weiterer Lasten, vornehmlich nichtständiger Lasten ϕ_2. Grenzwerte für die Verdrehungen sind:

$$-0,045 \leq (\phi_1 + \phi_2) \leq 0,045 \tag{8.40}$$

$$-0,02 \leq \phi_2 \leq 0,02 \tag{8.41}$$

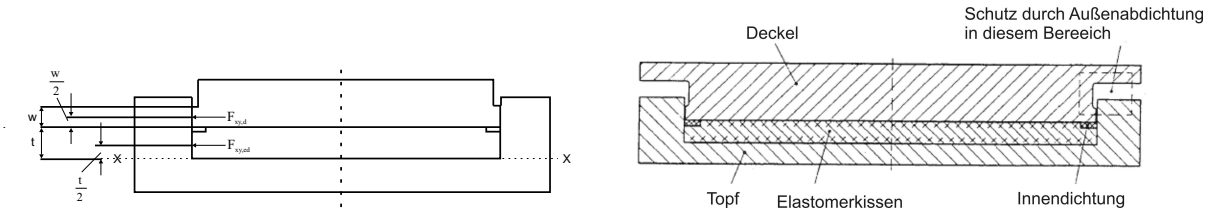
Die seitliche Pressung der Topfwände resultiert aus dem Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft und der Bemessungshorizontallast, die sich aus der vertikalen Belastung des Elastomerkissens ergibt. Die Pressung darf den zulässigen Wert des Werkstoffs nicht überschreiten.

$$\boldsymbol{I_{Lp}} = \frac{F_{xy,ud} + F_{xy,ued}}{A_B} \cdot \frac{\gamma_m}{f_k} \tag{8.42}$$

mit:

$$F_{xy,ued} = \frac{F_{z,u} \cdot 4}{\pi \cdot d^2} \cdot t \cdot d \tag{8.43}$$

A_B: Wirksamer Querschnitt,
d: Durchmesser des Elastomerkissens,
f_k: Charakteristische Festigkeit des Werkstoffs,
$F_{xy,ud}$: Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft,
$F_{xy,ued}$: Bemessungswert der Horizontalkraft infolge Elastomerpressung,
$F_{z,u}$: Zugkraft,
t: Nenndicke des Elastomerkissens,
γ_m: Teilsicherheitsbeiwerte, empfohlener Wert ist $\gamma_m = 1$.



(a) Bauteile **(b)** Angriffspunkte der Horizontalfläche

Abbildung 8.5: Topflager [DIN 1337 2001]

Außerdem muss die Verbindung zwischen Topfwand und Bodenplatte geprüft werden, wenn sie monolithisch oder durch Schweißverbindungen gefertigt sind. Die maximale Biegebeanspruchung ergibt sich zu:

$$\boldsymbol{I_{Lb}} = \frac{\left[1,3 \cdot \frac{F_{xy,ud}}{D} \cdot \left(t + \frac{w}{2}\right)\right] + \left[\frac{t \cdot F_{xy,ued}}{D \cdot 2}\right]}{W_{xx}} \frac{\gamma_m}{f_k} \tag{8.44}$$

mit:

$$W_{xx} = \frac{\frac{D - D_0}{2}}{6} \tag{8.45}$$

D: Innerer Topfdurchmesser [mm],
D_0: Außendurchmesser Topfring [mm],
f_k: Charakteristischer Wert für den Werkstoff [N/mm^2],
$F_{xy,ud}$: Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft [N],
$F_{xy,ued}$: Bemessungswert der Horizontalkraft infolge Elastomerpressung [N],
t: Nenndicke des Elastomerkissens [mm],
w: Breite der Deckelstirnfläche [mm],
W_{xx}: Widerstandsmoment der Komponente im Schnitt x-x (Abb. 8.5) [mm].

Für alle Konstruktionsarten ist in der Kontaktfläche die Schubbeanspruchung nachzuweisen:

$$\boldsymbol{I_{Ls}} = \frac{1,3 \cdot F_{xy,d} + F_{xy,ed}}{A_s} \frac{\gamma_m \cdot \sqrt{3}}{f_k} \tag{8.46}$$

mit:

A_s: Wirksame Scherfläche im Schnitt zwischen Bodenplatte und Wand [mm^2] $= [(D_0 - D)/2] \cdot D$ für monolithische Töpfe,
f_k: Charakteristische Werkstofffestigkeit [N/mm^2].

Aus der Kombination ergibt sich zusätzlich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Vergleichsspannungsnachweis zu:

$$\sqrt{f_{t,ud}^2 + f_{bt,ud}^2 + (3 \cdot f_{q,ud}^2)} \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \tag{8.47}$$

mit:

$f_{t,d}$: Bemessungswert der reinen Zugspannung [N/mm^2],
$f_{bt,d}$: Bemessungswert der Biegezugspannung [N/mm^2],
$f_{q,d}$: Bemessungswert der Schubspannung [N/mm^2].

Die Spannungen in der Stirnfläche des Deckels werden folgendermaßen nachgewiesen:

$$\boldsymbol{I_{Ld}} = \frac{F_{xy,ud} \cdot 1,3}{D \cdot w} \frac{\gamma_m}{f_y} \tag{8.48}$$

mit:

$F_{xy,ud}$: Bemessungswert der einwirkenden Horizontallast,
f_y: Materialstreckgrenze [N/mm^2].

Die Druckspannungen von Elastomeren in Topflagern infolge $F_{z,d}$ sind begrenzt durch:

$$\boldsymbol{I_{Le}} = \frac{4 \cdot F_{z,d}}{\pi \cdot d^2} \frac{\gamma_m}{f_{e,d}} \tag{8.49}$$

mit:

d: Durchmesser des Elastomerkissens,
$f_{e,d}$: Bemessungswert der Kontaktpressung, in ULS auf 50 N/mm^2 zu begrenzen,
$F_{z,d}$: Bemessungswert der Vertikallast.

Weiterhin darf die Einsenkung infolge der Verdrehung α nicht mehr als 15% der Kissendicke betragen:

$$\boldsymbol{I_{L\Delta}} = \frac{\alpha \cdot d/2}{0,15 \cdot t_e} \tag{8.50}$$

mit:

α: Gesamtverdrehung aus $\phi_1 + \phi_2$,
t_e: Dicke des Elastomerkissens am Rand.

Der Schädigungsindikator für Topflager wird wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{I_L} = \max\left[I_{Lp}, I_{Lb}, I_{Ls}, I_{Ld}, I_{Le}, I_{L\Delta}\right] \tag{8.51}$$

8.1.4.4 Kipplager

Es wird unterschieden zwischen Linien- und Punktkipplagern (Abb. 8.6 und 8.7). Sie bestehen aus einem Linien- bzw. Punktdruckstück, einer Kippplatte und, im Falle des Linienkipplagers, einem Scherdübel zum Abtrag der horizontalen Lasten.

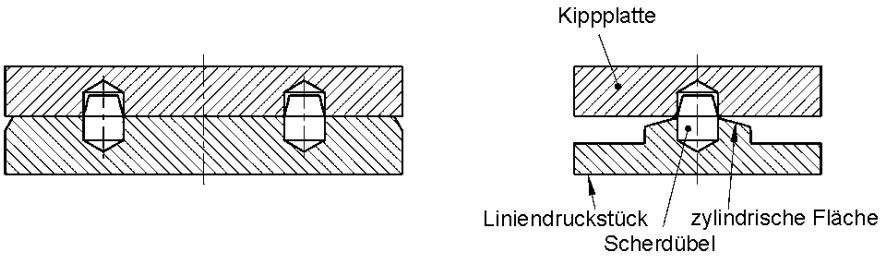


Abbildung 8.6: Typisches Linienkipplager [DIN 1337 2001]

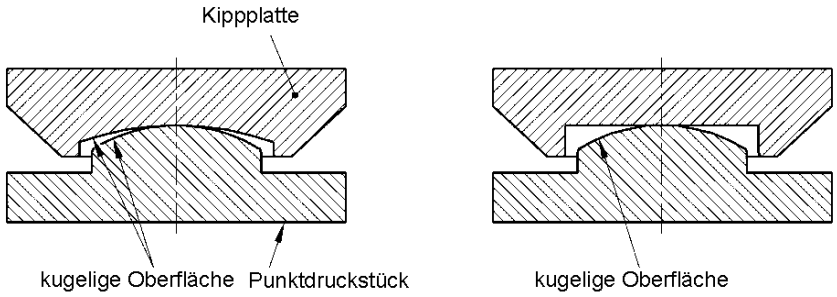


Abbildung 8.7: Typisches Punktkipplager [DIN 1337 2001]

Die maximale Normalkraft je Längeneinheit eines Linienkipplagers ergibt sich analog zur Bestimmung für Rollenlager aus Gleichung 8.37. Für Punktdruckstücke ergibt sich die Maximallängskraft aus:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_m^3} = \frac{220 \cdot f_u^3}{\gamma_m^3 \cdot E_d^2} \cdot \left(\frac{R_1 - R_0}{R_1 \cdot R_0} \right)^2 \tag{8.52}$$

mit:

f_u: Materialfestigkeit [N/mm^2],
E_d: Bemessungswert des Elastitzitätsmoduls [N/mm^2],
R_0: Radius der konvexen Kontaktfläche [mm],
R_1: Radius der konkaven Kontaktfläche [mm],
γ_m: Teilsicherheitsbeiwerte, empfohlener Wert ist $\gamma_m = 1$.

Der Schädigungsindikator für Kipplager wird folgendermaßen definiert:

$$\boldsymbol{I_L} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \tag{8.53}$$

8.1.4.5 Zylinderlager

Zylinderlager bestehen aus einer Trägerplatte mit einem zylindrischen Verdrehungselement, zwischen denen eine PTFE-Platte und ein Gegenwerkstoff eine gekrümmte Gleitfläche bilden (Abb. 8.8). Beim Kalottenlager ist das Verdrehelement kugelförmig. PTFE (Polytetrafluorethylen) ist ein thermoplastischer Werkstoff mit sehr geringer Reibungszahl.

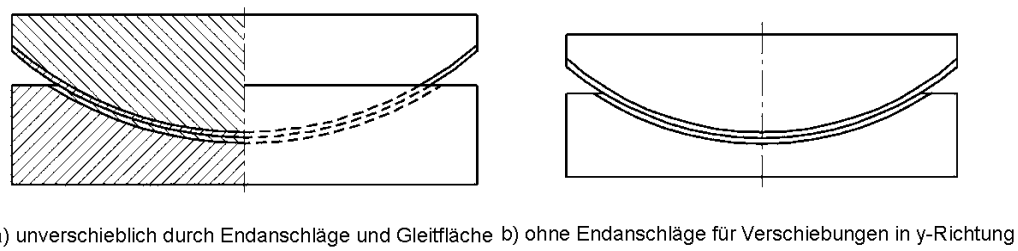


Abbildung 8.8: Typisches Zylinderlager mit PTFE [DIN 1337 2001]

Bei Zylinderlagern ist der Schadensindikator über die Beschränkung der Normalkraftbeanspruchung definiert. Die horizontalen Kräfte werden über Exzentrizitäten und die Berechung einer fiktiven ebenen Ersatzfläche berücksichtigt. Der Schädigungsindikator zur Überprüfung der Auflagerpressungen bei Zylinderlagern bestimmt sich zu:

$$\boldsymbol{I_L} = \frac{N_{Sd}}{\frac{f_k}{\gamma_m} \cdot A_r} \tag{8.54}$$

mit:

$$A_r = \lambda \cdot A \tag{8.55}$$

f_k: Charakteristischer Wert der PTFE-Platten ([DIN 1337 2001] - Teil 2, Tab. 10),
A_r: Reduzierte Kontaktfläche der gekrümmten Gleitfläche,
A: Flächeninhalt der fiktiven Ersatzfläche ([DIN 1337 2001] - Teil 7, Kap. 6.2),
λ: Koeffizient nach DIN 1337 [2001] - Teil 7, Anhang B,
γ_m: Teilsicherheitsbeiwerte, empfohlener Wert ist $\gamma_m = 1,4$.

8.1.4.6 Verankerung

Nach Dicleli u. Bruneau [1996] ist zudem die Verankerung des Auflagers nachzuweisen, um ein vollständiges Lagerversagen auszuschließen. Der Lagerwiderstand B_{va} errechnet sich aus dem Abscherwiderstand der Schrauben bzw. Ankerbolzen.

$$B_{va} = n_{ab} \cdot A_{ab} \cdot \tau_y \tag{8.56}$$

mit:

$A_{ab} \cdot \tau_y$: Grenzabscherkraft der Schraube bzw. des Ankerbolzen,
n_{ab}: Anzahl der Schrauben bzw. Ankerbolzen.

Der Schadensindikator für ein Versagen der Festhaltekonstruktion ergibt sich für eine vorhandene Abscherkraft F_d je Scherfuge und je Schraube zu:

$$\boldsymbol{I_{L_{va}}} = \frac{F_d}{B_{va}} \tag{8.57}$$

Darüber hinaus sollte nicht nur der Widerstand der Ankerbolzen der Festhaltekonstruktionen, sondern auch der Widerstand der Schweißnähte (B_{vs}) analog untersucht werden.

Die resultierenden Auflagerkräfte sind hierbei nicht nur aus den Lasten infolge einer Belastung in Längsrichtung zu berücksichtigen, sondern auch infolge einer Belastung in der Querrichtung zur Fahrbahn, wie in Abbildung 8.9 dargestellt.

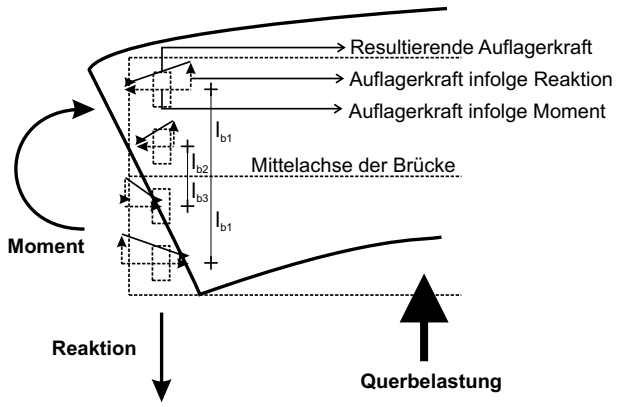


Abbildung 8.9: Auflagerkräfte infolge transversaler Belastung [Dicleli u. Bruneau 1996]

8.1.4.7 Resultierender Schädigungsindikator

Als Schädigungsindikator für ein Lagerversagen I_L wird das Maximum aus allen Lagernachweisen verwendet.

$$\boldsymbol{I_L} = \max\left[I_L, (I_{L_{va}}, I_{L_{vs}})\right] \tag{8.58}$$

8.1.5 Widerlager

Widerlager sind Übergangsbauwerke zwischen der Brücke und dem angrenzenden Gelände bzw. Damm. Sie bestehen aus dem Fundament, den Widerlagerwänden, der Auflagerbank mit der Lagerung und den Flügelwänden, die einer Verschiebung des Widerlagers in transversaler Richtung entgegenwirken (Abb. 8.10). Das Widerlager leitet die horizontalen und vertikalen Kräfte vom Überbau über die Auflager in den Baugrund ab. Die horizontale seismische Belastung kann zu Verschiebungen und damit verbunden zur Lockerung

bzw. Setzung der Hinterfüllung des Widerlagers führen. Wie bereits erwähnt, ist die primäre Schadensart bei Widerlagern die Folge einer Setzung der Hinterfüllung (Abb. 8.11). Wie bereits in Kapitel 8.1.4 erwähnt, führt ein Versagen der Lager nicht unmittelbar zum Absturz des Überbaus. Seitliche Sporne am Widerlager verhindern eine übermäßige Verschiebung des Überbaus in transversaler Richtung nach Zerstörung der Lagerung. In Längsrichtung gelten die Anforderungen an die Länge der Auflagerbank gemäß Kapitel 8.1.1.

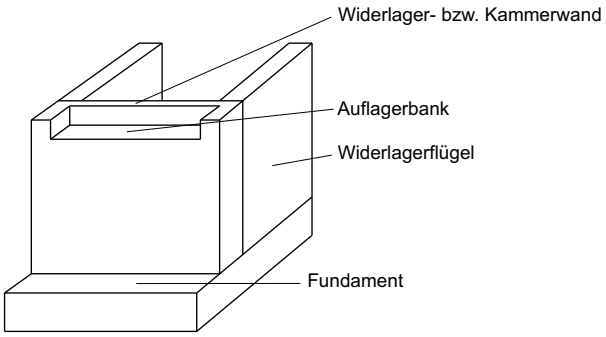


Abbildung 8.10: Typisches Widerlager mit Flügelwänden

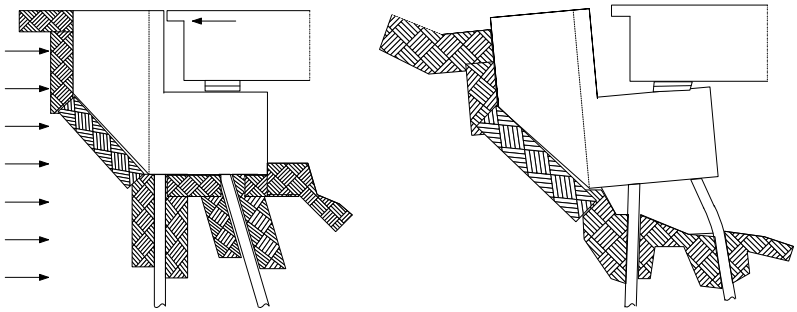


Abbildung 8.11: Versagen der Widerlager

Widerlager werden im Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] in zwei Gruppen eingeteilt. Die erste Gruppe ist flexibel mit dem Überbau durch Elastomer- und Gleitlager verbunden. Hierbei ist auf einen ausreichenden Abstand zwischen dem Überbau und der Widerlagerrückwand zu achten.

Die zweite Gruppe besteht aus einer festen Verbindung des Überbaus mit dem Widerlager, die entweder aus der monolithischen Verbindung oder einem festem Auflager besteht. Diese tragen zu einem größeren Erdbebenwiderstand in Längs- und Querrichtung bei. Widerlager sind in ihrer Bewegung während eines Erdbebenereignisses durch den Überbau eingeschränkt. Zusätzlich werden Widerlager durch die Trägheitslast des Brückenüberbaus in die Hinterfüllung gedrückt. Dabei wechselt die zuvor aktive Erddruckkraft in die passive Erddruckkraft. Die Widerlagerrückwand versagt, da der passive Erddruckkoeffizient etwa dreißig-mal größer ist als der aktive Erddruckkoeffizient [ATC 1996]. Daher müssen die Verschiebungen begrenzt werden, um die passiven Erddruckkräfte nicht zu aktivieren.

Der Eurocode 8 - Teil 2 gibt für Überbauten, die starr an das Widerlager angeschlossen sind, Begrenzungen für die Verschiebung, in Abhängigkeit von der Bedeutungsklasse der Brücke, vor (Tab. 8.1).

Tabelle 8.1: Empfohlene Grenzwerte der seismischen Bemessungsverschiebung an starr mit dem Überbau verbundenen Widerlagern [EC 8-2 2004]

Brücken-Bedeutungsklasse	d_{lim} [mm]
III	30
II	60
I	Kein Grenzwert

Im ATC 6-2 [ATC 1983] werden Grenzsetzungen der Auffüllung Δ_s in Abhängigkeit der Höhe H der Hinterfüllung und der Bodenbeschleunigung a_g [m/s^2] angegeben. Die Werte von Δ_s sind zu verdoppeln, wenn die Brücke über Wasser führt.

$\Delta_s = 0,01 \cdot H$ für $1,9 < a_g \leq 2,9$
$\Delta_s = 0,02 \cdot H$ für $2,9 < a_g \leq 3,9$
$\Delta_s = 0,03 \cdot H$ für $a_g > 3,9$

Häufig führen auch Kipp- und Gleitbewegungen der Widerlager infolge der Kräfteübertragung aus dem Überbau zu einer horizontalen Bewegung und damit zu einer Verschiebung der Hinterfüllung. Nach ATC 6-2 werden zulässige Verschiebungen begrenzt auf:

- $7,62$ cm in transversaler Richtung
- $15,24$ cm in horizontaler Richtung

Der Schädigungsindikator für die Widerlager infolge Erdbebenbelastung wird auf der sicheren Seite wie folgt festgelegt:

$$\boldsymbol{I_W} = \frac{d_{Ed}}{d_{lim}} \tag{8.59}$$

8.1.6 Pfeiler

Wie erwähnt treten in Lagern im Erdbebenfall erhöhte Auflagerkräfte und Verschiebungen auf. Diese führen in Pfeilern zu zusätzlichen Normal-, Querkraft- und Biegebeanspruchungen, die eines gesonderten Nachweises bedürfen. Da sich die Querschnitte der Brückenpfeiler in der Regel nach oben verjüngen, ist nicht unbedingt die Stelle der größten Beanspruchung maßgebend. Durch die abnehmende Querschnittsfläche verringert sich auch der Widerstand des Querschnitts, so dass unter Umständen mehrere Stellen eines Pfeilers untersucht werden müssen. Besonders kritisch sind kurze, beidseitig biegesteif angeschlossene und daher für horizontale Verschiebungen sehr steife Pfeiler, die einen verhältnismässig großen Teil der horizontalen Erdbebenkräfte abzutragen haben. In Stahlbetonstützen sollten die resultierenden Druckspannungen σ_D möglichst nicht größer als

40% der Betondruckfestigkeit f_{cd} sein. Ab diesem Grenzwert wird die lineare Verschiebungsberechnung infolge des nichtlinearen Verhaltens des Betons ungenau. Überschreitet die Zugspannung σ_Z die Zugfestigkeit des Betons f_{cm} ist mit Rissen im Beton zu rechnen und die Spannungen werden vom Betonstahl aufgenommen. Die beiden Bereiche werden wie folgt voneinander abgegrenzt:

Ungerissener Beton:

$$\sigma_D \leq 0,4 \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,262 \cdot f_{ck} \tag{8.60}$$

Gerissener Beton:

$$0,4 \cdot f_{cd} \leq \sigma_D \leq f_{cd} = \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,654 \cdot f_{ck} \tag{8.61}$$

mit:

α: Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton,
γ_c: Teilsicherheitsbeiwert für Beton.

Im Rahmen einer linearen Berechung sind die Zugspannungen auf den Wert der Betonzugfestigkeit zu begrenzen:

$$\sigma_Z \leq f_{cm} \tag{8.62}$$

In der dritten Untersuchungsstufe wird ein detailliertes, dreidimensionales FE-Modell erstellt, mit dem es möglich ist, das Verhalten eines Stahlbetonquerschnitts exakt abzubilden. Die Druckspannungen werden, wie in Gleichung 8.60 und 8.61, vom Beton aufgenommen. Es wird davon ausgegangen, dass der Beton infolge der Zugspannungen gerissen ist (Zustand II) und der Betonstahl die Zugkräfte aufnimmt. Daher ergibt sich das Versagenskriterium aus der Streckgrenze der Längsbewehrung:

$$\sigma_Z \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,0} \tag{8.63}$$

Darüber hinaus kann mit Hilfe der vorhandenen Bewehrung das entsprechende M-N-Interaktionsdiagramm für Brückenpfeiler ermittelt werden. Vereinfacht kann dessen Überprüfung als Schadensindikator herangezogen werden. Solange das Wertepaar M_d/N_d des einwirkenden Momentes am Pfeilerfuss und der zugehörigen einwirkenden Normalkraft innerhalb oder auf dem Interaktionsdiagramm liegen ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht.

8.1.6.1 Duktilität

Im Allgemeinen werden zwei Duktilitätsarten unterschieden: die Krümmungsduktilität und die Verschiebungsduktilität. Für die nichtlinearen transienten Berechnungen wird der maximal erreichte Krümmungsduktilitätsbedarf μ_θ im plastischen Gelenk der Stütze

über der Fundamenteinspannung als Schädigungsindikator vorgeschlagen. Zusammen mit der Verschiebungsduktilität μ_Δ, die auch für eine linear-elastische Berechnung ermittelt werden kann, stellen diese beiden Parameter zwei einfache charakteristische Verformungsgrößen dar, die das plastische Tragverhalten des Bauwerks sehr gut wiedergeben. Die Krümmungsduktilität ist definiert als:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \tag{8.64}$$

mit:

θ_u: Maximale Krümmung die erreicht werden kann (u: ultimate),
θ_y: Krümmung, bei der gerade noch kein plastisches Materialverhalten auftritt (y: yield)

Die auch für den Entwurf von Brücken verwendete Verschiebungsduktilität beschreibt das Verhältnis aus der elastischen Pfeiler-Kopfverschiebung Δ_y, kurz bevor die Bewehrung fließt, zur Kopfverschiebung Δ_u, bei der es zum Pfeilerversagen kommt und ergibt sich somit zu:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{8.65}$$

mit:

Δ_u: Maximale Verschiebung im plastischen Zustand, berechnet aus Δ_y plus der Verschiebung infolge der Verdrehung $(\theta_u - \theta_y)$ im plastischen Gelenk,
Δ_y: Horizontale Verschiebung des Überbaus, bei der gerade keine plastische Verformung auftritt und sich aus den Verformungen der Stütze, den Lagern und der Fundamentverdrehung zusammensetzt.

Bei einer effektiven Stützenhöhe L_c kann die Verschiebung, bei der gerade noch kein plastisches Materialverhalten auftritt durch folgenden Ausdruck approximiert werden:

$$\Delta_y = \frac{\theta_y L_c^2}{3} \tag{8.66}$$

und die plastischen Verschiebungen $\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$ vereinfacht sich zu

$$\Delta_p = \theta_p L_p L_c \tag{8.67}$$

mit $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ als plastische Krümmungskapazität. Die Verschiebungsduktilität ergibt sich damit zu:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3\frac{\theta_p L_p}{\theta_y L_c}. \tag{8.68}$$

Um die Verschiebung, die aus der Verdrehung θ resultiert, berechnen zu können, ist die Kenntnis der Länge des plastischen Gelenks L_p erforderlich. Diese wird annäherungsweise mit $L_p = 0,5D$ bzw. $0,5h$ oder genauer mit

$$L_p = 0,08L_c + 0,022 f_y d_{bl} \tag{8.69}$$

angegeben [Calvi 2004]. Dabei ist:

D: Durchmesser eines Kreisquerschnitts,
h: Seitenlänge eines Rechteckquerschnitts, in deren Richtung die seismische Last wirkt,
L_c: Abstand von der Fundamentoberkante bis zum Krümmungswendepunkt der Stütze,
f_y: Fließspannung des Bewehrungsstahls,
d_{bl}: Durchmesser der Längsbewehrung.

Der duktilitätsbasierte Schadensindikator $I_{P\mu}$ ist wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{I_{P\mu}} = \frac{\mu_{vorh}}{\mu_{max}} \tag{8.70}$$

mit der Duktilität μ_{vorh} nach der Belastung und der maximal möglichen Duktilität bei Versagen μ_{max}. Die maximal mögliche Duktilität kann beispielsweise durch den Stahlbruch definiert sein.

Nach Eurocode 8 müssen aber zunächst die Duktilität des Pfeilers und der Verhaltensbeiwert zur Bemessung bestimmt werden. Da in der Regel davon ausgegangen werden kann, dass bei der Bemessung älterer Brücken die Bildung von plastischen Gelenken nicht vorgesehen wurde, ist ein beschränkt duktiles Verhalten mit einen Verhaltensbeiwert von $q = 1,5$ anzunehmen. Übersteigt das maximale Bemessungsmoment um mehr als 30% die Biegetragfähigkeit, so ist an diesem Ort mit der Bildung eines plastischen Gelenks zu rechnen und erfordert die genauere Betrachtung dieses kritischen Querschnittes in der dritten Untersuchungsstufe. Der Schadensindikator für die zweite Untersuchungsstufe ist somit:

$$\boldsymbol{I_{Pg}} = \frac{M_{Rd}}{1,3 \cdot M_{Ed}} \tag{8.71}$$

Vereinfacht kann die Mindest-Biegetragfähigkeit angenommen werden zu:

$$M_{Rd} = A_{vorh} \cdot f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d_s \tag{8.72}$$

mit:

A_{vorh}: Vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche,
f_{yd}: Bemessungsstreckgrenze,
d_s: Statische Nutzhöhe.

Wird ein Querschnitt nach Gleichung 8.71 als kritisch identifiziert, stellt der Eurocode 8 - Teil 2 erhöhte Anforderungen an die Umschnürungsbewehrung $\omega_{wd,r}$ in diesem Bereich. Der Mindestwert der Umschnürungsbewehrung für rechteckige Bügel oder Querhaken ist mit folgender Gleichung zu überprüfen:

$$\omega_{wd,r} \geq \max(\omega_{w,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,min}) \tag{8.73}$$

mit:

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \cdot \lambda \cdot \eta_k + 0,13 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \cdot (\rho_l - 0,01) \tag{8.74}$$

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{8.75}$$

$\omega_{wd,r}$: Erforderliche Umschnürungsbewehrung,
A_c: Bruttofläche des Betonquerschnitts,
A_{cc}: Beton(kern)fläche des Querschnitts bis zur Bügelmittellinie,
ρ_l: Bewehrungsgrad der Längsbewehrung,
η_k: Bezogene Längskraft,
N_{Ed}: Wert der Axialkraft in der Erdbeben-Bemessungssituation (positiv bei Druck).

Tabelle 8.2: Mindestwerte für λ und $\omega_{w,min}$ [EC 8-2 2004]

Seismisches Verhalten	λ	$\omega_{w,min}$
Duktil	0,37	0,18
Beschränkt duktil	0,28	0,12

Außerdem muss sichergestellt sein, dass die Haupt-Längsbewehrung nicht ausknicken kann. Dazu muss der Abstand der Schubbewehrung kleiner als $\delta \cdot d_{bl}$ sein.

$$\boldsymbol{I_{Pv}} = \frac{s_L}{\delta \cdot d_{bl}} \tag{8.76}$$

mit:

$$5 \leq \delta = 2,5 \left(\frac{f_{tk}}{f_{yk}} \right) + 2,25 \leq 6 \tag{8.77}$$

f_{tk}, f_{yk}: Charakteristischer Wert der Zugfestigkeit bzw. Streckgrenze der Schubbewehrung,
s_L: Abstand der Bügel in Längsrichtung,
d_{bl}: Durchmesser der Längsbewehrung.

8.1.6.2 Spannungen

Zur Überprüfung der Maximalwerte der Spannungen infolge zweiachsiger Biegung mit Normalkraft sind diese wie folgt zu berechnen:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{Sd,y}}{I_{yy}} \cdot z_i + \frac{M_{Sd,z}}{I_{zz}} \cdot y_i \tag{8.78}$$

Um den Schadensindikator I_P zu ermitteln, wird bei Betonpfeilern die vorhandene Spannung mit der zulässigen verglichen:

$$\boldsymbol{I_{Pc}} = \frac{\sigma}{\sigma_{zul}} \tag{8.79}$$

Für reine Stahlkonstruktionen sollte für die erhöhten Lasten zusätzlich ein Knickspannungsnachweis nach Eurocode 3 [EC 3 2005] erfolgen:

$$\boldsymbol{I_{Ps}} = \max \begin{cases} \dfrac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \dfrac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \dfrac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \\ \\ \dfrac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \dfrac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \dfrac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \end{cases} \tag{8.80}$$

Dabei sind:

N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$: Bemessungswerte der einwirkenden Druckkraft und der einwirkenden maximalen Momente,
χ_y und χ_z: Abminderungsfaktor für die maßgebende Biegeknickrichtung nach EC 3 [2005], Kap. 6.3.1,
χ_{LT}: Abminderungsfaktor für Biegedrillknicken nach EC 3 [2005], Kap. 6.3.2,
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}: Interaktionsbeiwerte nach EC 3 [2005], Anhang A und B,
γ_{M1}: Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit.

In der Vergangenheit wurde durch Erdbebeneinwirkungen häufig ein Schubversagen der Pfeiler festgestellt. Der ATC 6-2 [ATC 1983] sieht das Schubversagen der Pfeiler als maßgebenden Schadensindikator („Base Vulnerability Rating“). Die maximal aufnehmbare Schubkraft ergibt sich aus der Querschnittsgeometrie, der Pfeilerlänge und dem Längsbewehrungsgrad. Die maximale Schubtragfähigkeit ist außerdem proportional zur Querschnittsfläche.

$$F_{s,max} = \frac{\sum M_u}{L_c} \tag{8.81}$$

mit:

$\sum M_u$: Summe max. Momente am Kopf und/oder Fuß der Stütze,
L_c: Effektive Stützenhöhe.

Die maximalen Momente M_u hängen vom Betrag der Längsbewehrung, Pfeilergeometrie und Materialfestigkeit ab. Zur Herleitung wird vereinfachend die Querschnittsfläche konstant über die Höhe angenommen. Die meisten Brückenpfeiler sind durch weniger als 10% der maximal aufnehmbaren Last beansprucht. In diesem Bereich ist die Momententragfähigkeit, bei gleich bleibender Längs-Zugbewehrung, proportional zur Querschnittsfläche des Stahls und der maximalen Pfeilerbreite. Diese Relation bleibt erhalten, wenn ein prozentualer Teil des Bruttoquerschnitts mit Bewehrung durch die Querschnittsfläche des Stahls ersetzt wird.

$$M_u \Leftrightarrow A_g \cdot P_s \cdot b_{max} \tag{8.82}$$

mit:

A_g: Bruttoquerschnittsfläche des Pfeilers,
P_s: Längsbewehrungsgrad,
b_{max}: Maximale Breite in Querrichtung.

Bei den meisten Stützen wird das maximale Moment nur an einem Ende erreicht. Daher ist es hilfreich dies durch einen Faktor f_P zu berücksichtigen. Dieser Faktor wird mit den Momententragfähigkeiten multipliziert, um eine Näherung für das Gesamtmoment an der Spitze bzw. am Fuß der Stütze zu erhalten. Die maximale aufnehmbare Schubkraft infolge Erdbeben ergibt sich damit zu:

$$F_{s,max} = \frac{f_P \cdot M_u}{L_c} = \frac{f_P \cdot A_g \cdot P_s \cdot b_{max}}{L_c} \tag{8.83}$$

mit:

f_P = 2,00 für Stützenreihen, beidseitig eingespannt,
= 1,00 für Stüzenreihen, einseitig eingespannt,
= 1,50 für Einzelpfeiler, beidseitig eingespannt mit Hohlkastenquerschnitt,
= 1,25 für Einzelpfeiler, einseitig eingespannt mit sonstigen Querschnitten.

Als Schadensindikator für die Querkraft wird das Verhältnis der einwirkenden Querkraft V_{Sd} zu $F_{s,max}$ gewählt.

$$\boldsymbol{I_{Pq}} = \frac{V_{Sd}}{F_{s,max}} \tag{8.84}$$

Falls genauere Werte für die Widerstandsseite vorliegen, sollte anstelle der Näherung $F_{s,max}$ die Querkraft V_{Rd} bestimmt werden.

Der daraus resultierende Schadensindikator lässt sich wie folgt ermitteln:

$$\boldsymbol{I_P} = \max[I_{P\mu}, I_{Pg}, I_{Pv}, I_{Pc}, I_{Ps}, I_{Pq}] \tag{8.85}$$

In der Arbeit von Dicleli u. Bruneau [1996] werden die Pfeiler mit einer vereinfachten, linearen, biaxialen Momenten-Interaktion-Beziehung nachgewiesen. Die Widerstandsmomente sind dabei aus den statischen Berechnungen zu entnehmen.

$$\boldsymbol{I_P} = \frac{C_1 \cdot M_{Ey} + C_2 \cdot M_{Eyx}}{M_{ay}} + \frac{C_1 \cdot M_{Exy} + C_2 \cdot M_{Ex}}{M_{ax}} \tag{8.86}$$

mit:

C_1, C_2: Kombinationsbeiwerte
($C_1 = 1,0$ und $C_2 = 0,3$ bzw. $C_1 = 0,3$ und $C_1 = 1,0$),
M_{ax}, M_{ay}: Widerstandsmomente unter Berücksichtigung aller axialer Lasten,
M_{Ey}, M_{Eyx}: Transversale Biegemomente infolge seismischer Einwirkung in transversaler und longitudinaler Richtung,
M_{Ex}, M_{Exy}: Longitudinale Biegemomente infolge seismischer Einwirkung in transversaler und longitudinaler Richtung.

8.1.6.3 Zusätzliche Indikatoren für die detaillierte Untersuchung

Ein weiterer Indikator, der in der dritten Untersuchungsstufe Verwendung findet, ist die Ermittlung der Variation der Steifigkeit infolge Materialschädigung in den Pfeilern [DiPasquale u. Cakmak 1990]. Hierbei wird davon ausgegangen, dass während eines Erdbebens der Überbau im elastischen Bereich verbleibt, und die Pfeiler die komplette Belastung aufnehmen müssen und sich nichtlinear verhalten. Die Biegung findet dabei um die beiden senkrecht zueinander stehenden Hauptachsen des Querschnitts statt. Um diese Veränderung zu erfassen, wird das äußere Moment $M_e(z)$ im Pfeiler dem internen Moment $M_{int}(z)$ der geschädigten Struktur gegenübergestellt. Aus dem maximalen äußeren Moment kann wiederum die zugehörige Krümmung ermittelt werden. Für die Berechnung des inneren Momentes wird folgender Ansatz gewählt:

$$M_{int}(z) = E_c^0 \cdot \chi(z) \cdot S_i(z) \tag{8.87}$$

mit der inneren Schädigung definiert S_i als

$$S_i(z) = \int_{A_c} f(x,z) \cdot y^2 dA_c \tag{8.88}$$

mit:

A_c: Querschnittsfläche des Pfeilers,
E_c^0: Elastizitäts-Modul des Materials,
$\chi(z)$: Krümmung entlang der Längsachse des Pfeilers infolge Lasten in x-Richtung,
y: Abstand der neutralen Faser zum Auswertungspunkt im Querschnitt,
$f(x,z)$: Schädigungsfunktion; hierfür kann beispielsweise das isotrope Schädigungsmodell nach Oliver u. a. [1990] benutzt werden.

Mit den inneren und äußeren Momenten des Pfeilers kann anschließend der lokale Schaden S_l in jedem Integrationspunkt des Querschnitts ausgewertet werden.

$$S_l = \frac{M_e(z) - M_{int}(z)}{M_e(z)} \tag{8.89}$$

Anhand dieses lokalen Schädigungsindikators können der mittlere globale Schaden (Gl. 8.90) und der funktionelle Schaden (Gl. 8.91) einer Brücke mit einer Anzahl n_p von Pfeilern bestimmt werden.

$$\boldsymbol{I_P^g} = \frac{\sum_i S_l^i}{n_p}, \qquad \text{mit} \quad i = 1, \ldots, n_p \tag{8.90}$$

$$\boldsymbol{I_P^f} = \prod_i S_l^i, \qquad \text{mit} \quad i = 1, \ldots, n_p \tag{8.91}$$

8.1.7 Resultierender globaler struktureller Schadensindikator

Aus den Schadensindizes für die einzelnen Bauteile, wird ein resultierender struktureller Schadensindex bestimmt. Der Gesamtschadensindex DI der Brücke richtet sich nach dem gefährdetesten Bauteil. Wenn mehrere Brücken untersucht werden, kann er außerdem zur seismischen Priorisierung der Brückenbauwerke genutzt werden. Entscheidend für den Einfluss der einzelnen Indizes auf den Gesamtindex ist das statische System der Brücke. Bei Einfeldträgern hat ein Versagen der Auflager nicht unbedingt ein Versagen der ganzen Brücke zur Folge, da der Überbau von den Auflagerbänken getragen werden kann. Somit sind bei der Berechnung des resultierenden Schadensindexes für einfeldrige Brücken zwei Fälle zu unterscheiden:

1. $I_L < 1$, d.h. die Auflager sind unbeschädigt

$$\begin{aligned} DI^* &= \min\left[I_L; I_T\right] \\ \boldsymbol{DI} &= \max\left[DI^*, I_A, I_V, I_W\right] \end{aligned} \tag{8.92}$$

2. $I_L > 1$, d.h. die Auflager sind beschädigt

$$\boldsymbol{DI} = \max\left[I_T, I_A, I_V, I_W\right] \tag{8.93}$$

Brücken mit Durchlaufwirkung besitzen zusätzliche Pfeiler, so dass ein weiterer Index zu berücksichtigen ist. Eine Beschädigung der Pfeiler kann zum Versagen der gesamten Brücke führen. Eine Zerstörung der Auflager hingegen bewirkt lediglich eine starke Verschiebung des Überbaus. Daraus kann bei ungenügender Breite bzw. Tiefe der Auflagerbank ein Überbauabsturz oder ein Pfeilerversagen resultieren. Es ergeben sich drei mögliche Fälle:

1. Für $I_L < 1$ und $I_L < I_P$ sind die Auflager und die Pfeiler unbeschädigt

$$\boldsymbol{DI} = \max\left[I_P, I_V, I_W\right] \tag{8.94}$$

2. Für $I_L < 1$ und $I_L > I_P$ sollten die möglichen Folgen eines Auflagerversagens genauer untersucht werden. Dafür wird eine erneute numerische Analyse durchgeführt, bei der der Überbau schwimmend gelagert wird. Daraus ergeben sich neue Schadenssindizes für Pfeilerversagen I_P^* und Überbauabsturz I_T^*. Der größere der beiden wird als vorübergehender Gesamtindex I_{Tmp}^* gewählt. Der endgültige Gesamtschadensindex ergibt sich wie folgt:

$$\text{Wenn } I_{Tmp}^* > I_L \quad \text{, dann } \boldsymbol{DI} = \max\left[I_L, I_A, I_V, I_W\right] \tag{8.95}$$

$$\text{Wenn } I_P < I_{Tmp}^* < I_L, \text{ dann } \boldsymbol{DI} = \max\left[I_{Tmp}^*, I_V, I_W\right] \tag{8.96}$$

$$\text{Wenn } I_{Tmp}^* < I_P \quad \text{, dann } \boldsymbol{DI} = \max\left[I_P, I_V, I_W\right] \tag{8.97}$$

3. Für $I_L > 1$ gilt:

$$\boldsymbol{DI} = \max\left[I_P, I_T, I_A, I_V, I_W\right] \tag{8.98}$$

Falls als statisches System ein Gelenkträger vorliegt, können Überbauabsturz, Auflagerversagen, Pfeilerversagen und Versagen der Spannglieder gleichermaßen zum Versagen des gesamten Systems führen.

$$\boldsymbol{DI} = \max\left[I_L, I_T, I_P, I_A, I_V, I_W\right] \tag{8.99}$$

8.1.8 Regelmäßigkeit der Brücke

Das Schwingungsverhalten einer Brücke ist bei einem Erdbebenereignis entscheidend für die Schädigung der Tragstruktur. Grundsätzlich ist eine ausgeglichene Verteilung von Masse und Steifigkeit anzustreben. Unregelmäßigkeiten führen zu komplexen nicht-linearen Bauwerksantworten, die nicht ausreichend genau abgebildet werden können. Unregelmäßigkeiten in der Geometrie erhöhen die Wahrscheinlichkeit eines komplexen nichtlinearen Verhaltens und können nicht durch elastische oder nichtlineare quasi-statische Verfahren

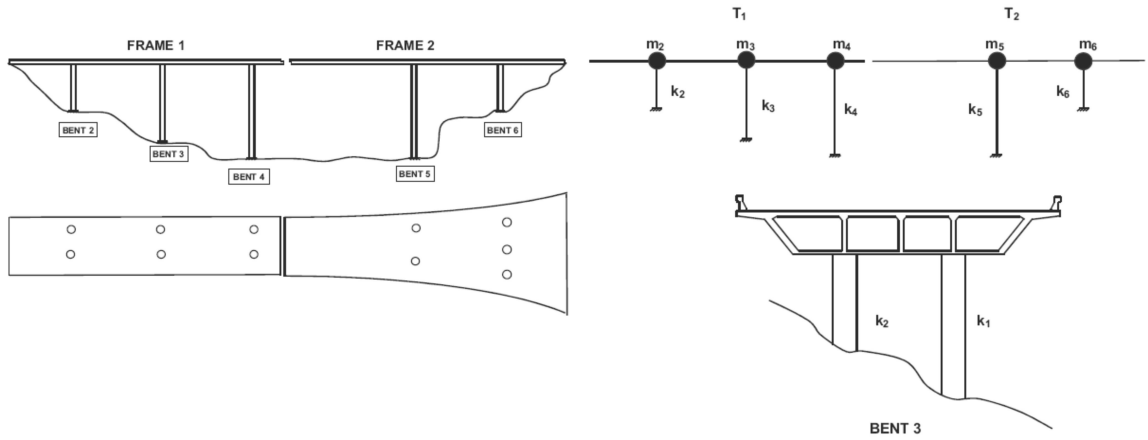


Abbildung 8.12: Ausgewogene Massen- und Steifigkeitsverteilung [CALTRANS 2004]

abgebildet werden. Nach dem CALTRANS [2004] sollte daher das Verhältnis der Steifigkeit von Pfeilern in einem Abschnitt den Wert nach Gleichung 8.100a nicht überschreiten. Für zwei direkt benachbarte Pfeiler wird ein Verhältnis nach Gleichung 8.100b empfohlen. Eine Zunahme der Masse des Überbaus in Längsrichtung sollte durch eine entsprechende Steigerung der Stützensteifigkeit kompensiert werden.

Konstante Überbaubreite	Variable Überbaubreite	
$\boldsymbol{I_{k1}} = \dfrac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0,5$	$\boldsymbol{I_{k1}} = \dfrac{k_i^e}{m_i} \Big/ \dfrac{k_j^e}{m_j} \geq 0,5$	(8.100a)
$\boldsymbol{I_{k2}} = \dfrac{k_i^e}{k_j^e} \geq 0,75$	$\boldsymbol{I_{k2}} = \dfrac{k_i^e}{m_i} \Big/ \dfrac{k_j^e}{m_j} \geq 0,75$	(8.100b)

mit:

k_i^e: Pfeiler mit der geringeren Steifigkeit,
k_j^e: Pfeiler mit der größeren Steifigkeit,
m_i: Masse des Pfeilers i,
m_j: Masse des Pfeilers j.

Dabei wird angenommen, dass eine Zunahme der Masse des Überbaus mit einer Veränderung in der Überbaubreite einhergeht (Abb. 8.12). Weiterhin wird empfohlen, dass das Verhältnis der Perioden der Grundschwingungen benachbarter Felder in transversaler und longitudinaler Richtung um nicht mehr als 30% voneinander abweichen sollen:

$$\boldsymbol{I_{Tij}} = \frac{T_i}{T_j} \geq 0,7 \tag{8.101}$$

mit:

T_i: Periode des steiferen Feldes,
T_j: Periode des weicheren Feldes.

Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so ist die Wahrscheinlichkeit einer gegenphasigen Schwingung und damit sehr großen Relativverschiebungen gegeben, was zu einem Überbauabsturz oder Kollision der Überbauabschnitte führen kann.

Der resultierende Schadensindikator bezüglich der Regelmäßigkeit der Brücke ist:

$$\boldsymbol{DI_R} = \max\left[\frac{0,5}{I_{k1}},\ \frac{0,75}{I_{k2}},\ \frac{0,7}{I_{Tij}}\right] \tag{8.102}$$

8.1.9 Eigenfrequenzen

Durch Messung der Bauwerkseigenfrequenz ($f_{Bruecke}$) und der Frequenzen, die durch den Boden am Standort verstärkt werden (f_{Boden}), lässt sich ein weiterer Indikator ableiten. Die Bodeneigenfrequenzen sollten hierbei z.B. mit dem H/V-Verfahren nach Nakamura [1989] ermittelt werden.

$$\boldsymbol{DI_F} = \max\begin{cases}\left|\frac{0,2\cdot f_{XBruecke}}{f_{XBruecke}-f_{Boden}}\right| & \text{für X-Richtung des Bauwerks}\\ \\ \left|\frac{0,2\cdot f_{YBruecke}}{f_{YBruecke}-f_{Boden}}\right| & \text{für Y-Richtung des Bauwerks}\end{cases} \tag{8.103}$$

Wenn die Bauwerks- und Bodeneigenfrequenzen um mehr als 20% voneinander entfernt sind, besteht keine Gefahr, dass Resonanzeffekte auftreten. Die Resonanzfrequenzen der Grundeigenform der Bodenschichten lassen sich auch vereinfacht anhand des $\lambda/4$-Kriteriums grob abschätzen (horizontale Schichtung vorausgesetzt):

$$f_{Boden} = \frac{v_s}{4h}. \tag{8.104}$$

mit:

v_s: Scherwellengeschwindigkeit der Schicht,
h: Mächtigkeit der Deckschicht.

Abschließend wird noch angemerkt, dass die Veränderung der Eigenfrequenz vor und nach einem Erdbeben ein Hinweis für das Ausmaß der Schädigung des Bauwerks sein kann. DiPasquale und Cakmak schlagen z.B. einen Schädigungsfaktor in Abhängigkeit der Bauwerkseigenperiode vor [Rodriguez u. DiPasquale 1990; DiPasquale u. Cakmak 1990]. Hierbei wird die Variation der Grundeigenperiode infolge Schädigung des Bauwerks als Kriterium herangezogen:

$$\boldsymbol{DI_T} = 1 - \left(\frac{T_0}{T_f}\right)^2 \tag{8.105}$$

mit:

T_0: Grundeigenperiode des ungeschädigten Systems,
T_f: Endgültige Eigenperiode des geschädigten Systems.

Um die Zustandsentwicklung über die Zeit entsprechend verfolgen zu können, werden üblicherweise Messungen des Bauwerksverhaltens durchgeführt. Die Schadensfeststellung durch dynamische Untersuchungen basiert auf der Beurteilung der Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen. In einem ersten Schritt der Analyse wird ein sehr dichtes Sensorennetz gewählt, um Schäden über Variationen der gemessenen Eigenschwingungsformen zu erkennen. Dabei sind insbesondere die Eigenschwingungsformen höherer Eigenfrequenzen von Bedeutung. Die Genauigkeit ist dabei von der Auflösung der Sensoren (= Abstand zwischen den einzelnen Messpunkten) abhängig.

Dieser Effekt wurde bereits in zahlreichen Veröffentlichungen untersucht (z.B. [Salawu 1997; Flesch u. a. 2001; Maeck 2003]). Bisher gibt es aber noch keine eindeutigen Ergebnisse, die für eine zuverlässige Aussage in der Praxis angewandt werden könnte. Allerdings können durch regelmäßige Eigenfrequenzmessungen und deren Speicherung im entwickelten Managementsystem, durch einen Vergleich der Eigenfrequenzen über das Bauwerksalter tendenzielle Aussagen über den Grad der Brückenschädigung gemachte werden.

8.1.10 Ökonomische Schädigung

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle der in der Versicherungsindustrie übliche Schädigungsindikator „Damage Ratio“ (DR) aufgeführt.

$$\boldsymbol{DR} = \frac{Sanierungskosten\ des\ Bauwerks}{Bauwerkswert} \leq 0,6 \tag{8.106}$$

Nach ATC 13 [ATC 1985] wird eine „sehr starke“ Schädigung definiert bei einem Schädigungsgrad DR $\geq 60\%$. Es hat sich in der Vergangenheit gezeigt, dass Bauwerke mit einem Schädigungsgrad von über 60% meist abgerissen werden müssen, da sich eine Sanierung nicht mehr lohnt.

Der Erwartungswert von DR bei einer Erdbebenintensität I wird als „Mean Damage Ratio“ (MDR) bezeichnet:

$$MDR(I) = E[DR|I] \tag{8.107}$$

Er entspricht dem Verhältnis der Summe der Sanierungskosten einer Bauwerksgruppe zur Summe der Bauwerkswerte und wird zur Berechnung der Prämien in der Versicherungsindustrie herangezogen.

8.2 Untersuchungsstufe II - Genauere Bewertungsverfahren

Im Rahmen des hier vorgeschlagenen dreistufigen Untersuchungskonzeptes wird als Referenzverfahren für die Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen in der zweiten Untersuchungsstufe die Berechnung nach dem Antwortspektrenverfahren angewendet. Die in Kapitel 4 angegebenen Bemessungsspektren dienen hierbei der Beschreibung der seismischen Einwirkungsgrößen. In Abhängigkeit vom Tragwerk kann üblicherweise eines der beiden folgenden Berechnungsverfahren verwendet werden:

- Das „vereinfachte Antwortspektrenverfahren“ ($\simeq$ Ersatzlastverfahren) für Bauwerke, wobei hierfür bestimmte Bedingungen erfüllt sein müssen.
- Das „Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen“, das für alle Arten von Bauwerken anwendbar ist.

In Anbetracht des komplexen Schwingungsverhaltens wird hier das Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen für ein linear-elastisches vereinfachtes Tragwerksmodell dringend empfohlen. Des Weiteren ist es nur durch die Benutzung eines einheitlichen Verfahrens möglich, Schablonen für die Rechenmodelle zu erstellen und den Berechungsablauf zu standardisieren.

Die Berechnung nach der Zeitverlaufsmethode ist speziellen Bauwerken vorbehalten, da sie einen verhältnismässig großen Rechenaufwand erfordert. In Kapitel 8.3 wird auf diese Berechnungsmethode im Rahmen der dritten Untersuchungsstufe näher eingegangen. Sie bietet allerdings den Vorteil, komplexe nichtlineare Effekte wie z.B. das Versagen von Lagerkonstruktionen infolge sehr großer horizontaler Verschiebungen und den damit möglichen Anprall des Überbaus an die Widerlager abzubilden. Hierbei ist allerdings anzumerken, dass die Zeitverlaufsmethode und das Antwortspektrenverfahren meistens sehr ähnliche Ergebnisse liefern. An Brückenpfeilerköpfen hingegen ergeben sich für eine Belastung in Längsrichtung nach der Zeitverlaufsmethode und dem Antwortspektrenverfahren infolge einer Anregung höherer Eigenformen und der Rotationsfähigkeit des Brückenbalkens erhebliche Biegemomente, die mit dem Ersatzlastverfahren nicht erfasst werden können. Auch die Biegemomente im Brückenbalken selbst können nur durch eine dynamische Berechnung erfasst werden. Für die Querrichtung stimmen die Ergebnisse der drei Verfahren meistens überein, da hierbei praktisch nur die erste Eigenfrequenz angeregt wird.

Daher lässt sich sagen, dass das Ersatzlastverfahren gut geeignet ist, die Erdbebenbeanspruchung von Brücken zu erfassen, sofern nur die erste Eigenform angeregt wird. Dies ist normalerweise der Fall bei einer einigermaßen homogenen Masse- und Steifigkeitsverteilung wie z.B. bei Anregung in Querrichtung von Balken- und Rahmenbrücken. Das Ersatzlastverfahren ist schlecht oder überhaupt nicht geeignet, die Erdbebenbeanspruchung von Brücken zu erfassen, sofern auch höhere Eigenformen angeregt werden. Dies ist der Fall bei Anregung in Längsrichtung von Balken- und Rahmenbrücken sowie bei Anregung in Längs- und Querrichtung von komplizierten Systemen (z.B. Bogen- und Hängebrücken). Darüber hinaus liefert das Ersatzlastverfahren meist eher zu kleine Bemessungsgrößen, da die Ersatzbeschleunigung von den Normen als zu klein angenommen wird. Eine Berücksichtigung der nichtsimultanen, phasenverschobenen oder überhaupt zufälligen Anregungen an den verschiedenen Pfeilerfusspunkten und Widerlagern infolge wandernder Wellen kann durch das Ersatzlastverfahren ebenfalls nicht berücksichtigt werden. Das nichtlineare Verhalten, vor allem bei ungenügendem Bewegungsspielraum bei Fugen, Lagern und Gelenken (Aufprall) sowie bei festen Lagern, die schon bei schwächeren Erdbeben aus den Verankerungen gerissen werden können, ist nur durch eine Zeitverlaufsberechnung zu erfassen. Einen guten Überblick, welche Brücken für einfache Rechenverfahren geeignet sind, findet sich in Gates [1976].

Wenn ein räumliches Modell verwendet wird, muss die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entlang aller maßgebenden horizontalen Richtungen (hinsichtlich der Grundrissanordnung) und ihrer orthogonalen horizontalen Achsen angesetzt werden. Die Schnittgrößen und Verschiebungen aus allen Schwingungsformen, die wesentlich zum globalen Schwingungsverhalten beitragen, sind dabei zu berücksichtigen: Die Summe der Ersatzmassen (der „effektiven modalen Massen“) der berücksichtigten Schwingungsformen sollte mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks betragen, oder alle Schwingungsformen mit Ersatzmassen von mehr als 5% der Gesamtmasse müssen berücksichtigt werden.

8.2.1 Antwortspektrenverfahren für vereinfachte Modelle

Die Tragwerksberechnung für Brücken sollte wie bereits erwähnt für genauere Untersuchungen nach dem multimodalen Antwortspektrenverfahren durchgeführt werden. Hierbei kann die spektrale Analyse der Brücken für jede Richtung getrennt durchgeführt werden. In den USA wird der Einfluss der vertikalen Erdbebenrichtung oft vernachlässigt. Neuere Untersuchungen haben allerdings gezeigt, dass gerade bei Brücken, die im Vergleich zu Gebäuden sehr wohl in der Vertikalen schwingungsanfällig sind, die vertikale Erregungskomponente berücksichtigt werden sollte. Dies kann durch den Autor anhand der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen der Anwendungsbeispiele bestätigt werden. Auch der Eurocode 8 - Teil 2 empfiehlt bei genaueren Untersuchungen alle drei Komponenten mit zu berücksichtigen.

Die Verknüpfung von allen berechneten Modalbeiträgen zu Schnittkräften oder Verformungen E_i erfolgt abhängig von dem Quotient ρ, der sich aus den benachbarten Perioden T_i und T_j berechnen lässt. Die Quadratsummenwurzel-Regel (SRSS-Regel)

$$E = \sqrt{\sum E_i^2} \tag{8.108}$$

wird dann angewandt, wenn der Quotient $\rho = T_i/T_j$ $(T_j \geq T_i)$ kleiner als der Wert

$$\frac{0,1}{0,1 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \tag{8.109}$$

ist.

Dabei sind

ξ_i: Viskose Dämpfung des i-ten Modalbeitrags und
ξ_j: Viskose Dämpfung des j-ten Modalbeitrags.

Ist der Wert ρ größer, liegt eine Korrelation der Eigenfrequenzen vor, und es muss die genauere vollständige quadratische Kombination (CQC-Regel) angewendet werden. Diese lautet:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j} \tag{8.110}$$

mit dem Korrelationsfaktor:

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + \rho\xi_j)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2) + 4\xi_i\xi_j(1+\rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2)\rho^2} \tag{8.111}$$

Die viskose Dämpfung wird dabei vereinfachend für alle Modalbeiträge mit dem gleichen Betrag angenommen, i.d.R. 5%.

Die Zustandsgrößen E_{Ed} werden entweder nach Gleichung 8.112 oder mit den nach Eurocode 8 - Teil 2 definierten Lastkombinationen (Gl. 8.113) ermittelt.

$$E_{Ed} = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2} \tag{8.112}$$

$$\begin{aligned} E_{Ed} &= 1,0 \cdot E_{Edx} \text{“+”} 0,3 \cdot E_{Edy} \text{“+”} 0,3 \cdot E_{Edz} \\ E_{Ed} &= 0,3 \cdot E_{Edx} \text{“+”} 1,0 \cdot E_{Edy} \text{“+”} 0,3 \cdot E_{Edz} \\ E_{Ed} &= 0,3 \cdot E_{Edx} \text{“+”} 0,3 \cdot E_{Edy} \text{“+”} 1,0 \cdot E_{Edz} \end{aligned} \tag{8.113}$$

Wobei hier das “+” „zu kombinieren mit“ bedeutet. Jede einzelne Komponente ist in den angegebenen Kombinationen von Gleichung 8.113 mit dem für die betrachtete Schnittgröße ungünstigstem Vorzeichen anzusetzen. Bei der zweiten Lastfallkombination ist die ungünstigste Kombination der Schnittgrößen maßgebend.

Die Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen erfolgt anschließend durch Überlagerung des Lastfalls Eigengewicht und Verkehrslast mit den Ergebnissen aus der spektralen Analyse nach der Bemessungssituation für Erdbeben. Hierbei wird der Bemessungswert der Beanspruchung aus Erdbeben E_{Ed} (im EC8-Teil 2 teilweise auch A_{Ed} genannt) durch den Ansatz der Trägheitseffekte der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung unter Berücksichtigung der Massen entsprechend aller Gewichtskräfte, die in der folgenden Kombination von Einwirkungen auftreten, berechnet:

$$\sum G_k \text{“+”} \sum \psi_{21} \cdot Q_{k,i} \tag{8.114}$$

$$E_d = G_k \text{“+”} P_k \text{“+” } E_{Ed} \text{“+”} \psi_{21} \cdot Q_{1k} \text{“+”} Q_2 \tag{8.115}$$

wobei

“+”: „zu kombinieren mit“ bedeutet,
G_k: Charakteristischen Werte der ständigen Einwirkung,
P_k: Charakteristische Wert der Vorspannung nach allen Verlusten,
E_{Ed}: Seismische Bemessungseinwirkung,
Q_{1k}: Charakteristische Wert der Verkehrslast,
ψ_{21}: Kombinationsbeiwert für die Verkehrslast mit:
= 0 für Brücken mit normaler Verkehrsbelastung und Fußgängerbrücken,
= 0,2 für Straßenverkehrsbrücken mit hoher Verkehrsbelastung,
= 0,3 für Eisenbahnbrücken,
Q_d: Quasi-ständiger Wert für langandauernde Einwirkungen.

Die Berechnung erfolgt im Rahmen dieser Arbeit mit einem FE-Programm und den vordefinierten Schablonen für die einzelnen Brückenklassen. Insgesamt stehen neun Schablonen zur Verfügung, welche die in Kapitel 5.1.3 definierten Standardbrücken abbilden. Die Berechnung erfolgt anhand einfacher linearer Rechenmodelle mit Hilfe von Balken und ggf. Seilelementen. Nach Eingabe der Geometrie- und Materialparameter in das Managementsystem wird die Berechnung in der zweiten Untersuchungsstufe weitgehend automatisch durchgeführt. Das bereitgestellte Managementsystem übernimmt die notwendigen Geometrie-, Material- und Querschnittsparameter direkt aus der Datenbank SIB-Bauwerke, so dass der Eingabeaufwand für den Benutzer gering ist. Fehlende Angaben sind durch eine zusätzliche Auswertung der Planungsunterlagen der Brücke zu ermitteln. Eine Brückenbegehung kann in Ergänzung bei unvollständigen Unterlagen durchgeführt werden. Die für die zweite Untersuchungsstufe notwendigen Eingabeparameter der einzelnen Brückentypen sind im Anhang H.3 zusammengestellt.

Die Boden-Bauwerk Interaktion wird in dieser Stufe näherungsweise über Ersatzsysteme nach Wolf [1994] berücksichtigt. Das Modell idealisiert den Boden als homogenen, linear elastischen Halbraum und kann für Fundamente in homogenem sowie in geschichtetem Boden verwendet werden (Kap. 6.3.1.2).

Die für die Berechnung erforderlichen Spektren werden mittels des Systems in Abhängigkeit der geografischen Lage wahlweise nach Eurocode 8 [DIN 4149 2005] oder Eurocode 8 [EC 8-1 2004] ermittelt (Kap. 4.2.1). Das Managementsystem unterstützt den Anwender hierbei durch eine automatische Generierung von Antwortspektren für den Brückenstandort. Falls standortspezifische Belastungen in Form von Antwortspektren oder Beschleunigungszeitverläufen vorhanden sind, können diese in das System übernommen werden.

Die Ergebnisse der Antwortspektrenanalyse werden anschließend mit Hilfe der im Kapitel 8.1 definierten Schädigungsindikatoren bewertet. Ergebnis der zweiten Untersuchungsstufe ist die Überprüfung der Erdbebensicherheit auf Grundlage der berechneten Schnittgrößen und Verformungen. Anhand dieser Überprüfung kann im Allgemeinen eine zuverlässige Aussage über die Erdbebensicherheit der Brücke gemacht werden. Werden im Verlauf der Untersuchung kritische Stellen identifiziert, oder kündigt sich ein nichtlineares Tragverhalten an, so sollte die nächste Untersuchungsstufe durchgeführt werden. Die identifizierten Stellen der Brücke sind dann in der detaillierten Untersuchung möglichst genau abzubilden und zu untersuchen. Die zweite Untersuchungsstufe ist in der Regel ausreichend, um eine zuverlässige Aussage über die Standsicherheit der Brücke im Erdbebenfall machen zu können.

8.3 Untersuchungsstufe III - Detaillierte Untersuchung

Aufbauend auf den Ergebnissen der ersten und zweiten Untersuchungsstufe ist es in einigen Fällen angebracht eine detaillierte Untersuchung der Brücke durchzuführen. Alle Experten sind sich darüber einig, dass das dynamische Tragverhalten einer Brücke, auch der einfachsten, nur über eine dreidimensionale transiente Berechnung vollständig korrekt erfasst werden kann. Nach Auswertung der Erdbebenschäden von vergangenen Erdbeben hat sich gezeigt, dass ab einer Bodenbeschleunigung von 0,1 g bei älteren Brücken

fast immer mit einem plastischen Tragverhalten zu rechnen ist, und sich in den meisten Fällen plastische Gelenke an den Pfeilerfüßen ausbilden. Daher sollten insbesondere Brücken der höchsten Bedeutungsklasse und die, die in der Erdbebenzone 3 (evtl. auch 2) liegen, abschließend immer einer Untersuchung der Stufe III unterzogen werden, um die Funktionalität und Sicherheit während und nach dem Erdbeben zu gewährleisten.

8.3.1 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung für detaillierte Modelle

Für die dritte Untersuchungsstufe sind alle Brückenunterlagen sorgfältig auszuwerten. Eine Brückeninspektion mit Schwingungsmessung ist ebenfalls durchzuführen, damit der aktuelle Zustand der Brücke genau beurteilt werden kann, und um die aus den Unterlagen nicht ersichtlichen Angaben bestimmen zu können. Die Schwingungsmessung dient der Überprüfung und Kalibrierung der numerischen Modelle (Kap. 6.1). Die in der vorangeganenen Untersuchungsstufe identifizierten kritischen Stellen und konstruktiven Details sind im numerischen Modell der dritten Untersuchungsstufe zu erfassen, um mögliche Versagensmechanismen abzubilden. Die dreidimensionale Abbildung der Brücke ist mit entsprechenden Balken, Schalen und Seilelementen durchzuführen.

Die Boden-Bauwerk Interaktion sollte in dieser Stufe wie in der vorangegangenen Untersuchungsstufe mindestens mit einem vereinfachten Feder-Dämpfer Ansatz berücksichtigt werden (Kap. 6.3.1.2). Falls sehr weiche Böden anstehen und die notwendigen Ressourcen vorhanden sind, ist die Boden-Bauwerk Interaktion mit einem genaueren Ansatz wie z.B. der Randelementemethode genauer abzubilden (Kap. 6.3.1.3).

Die Berechnung der Erdbebensicherheit in der dritten Stufe erfolgt anhand einer detaillierten dreidimensionalen Zeitverlaufsberechnung unter Berücksichtigung physikalisch und geometrisch nichtlinearer Effekte. Eine vollständig automatische Generierung eines Computermodells der Brücke ist in dieser Stufe nicht möglich, da alle individuellen Merkmale der untersuchten Brücke abgebildet werden müssen, und jede Brücke an sich ein Unikat darstellt. Die Zeitverlaufsberechnung des kalibrierten Rechenmodells wird mit synthetischen Beschleunigungszeitverläufen durchgeführt, die aus den Antwortspektren der zweiten Stufe generiert werden. Wie in der zweiten Untersuchungsstufe besteht natürlich die Möglichkeit, aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe zu verwenden. Wie bereits in Kapitel 4 vorgestellt, sollte bei langen Brücken oder Brücken mit stark schwankenden Untergrundverhältnissen eine unkorrelierte Fußpunktanregung verwendet werden. Im FE-Progamm ist diese durch an den Fußpunkten der Brücke angebrachte unterschiedliche Beschleunigungs- bzw. Verschiebungszeitverläufe zu realisieren. Bei einem räumlichen Modell muss die Erdbebenbewegung aus drei gleichzeitig wirkenden Beschleunigungszeitverläufen bestehen. Ein und derselbe Beschleunigungszeitverlauf darf nicht gleichzeitig entlang beider Horizontalrichtungen verwendet werden.

Künstliche Beschleunigungszeitverläufe

Künstliche Beschleunigungszeitverläufe müssen so erzeugt werden, dass ihre Antwortspektren dem elastischen Antwortspektrum für 5% viskoser Dämpfung entsprechen. Die Dauer der Beschleunigungszeitverläufe muss zur Magnitude und den anderen einschlägigen Merkmalen des Erdbebens, das der Festlegung von a_g zugrunde lag, konsistent sein. Wenn standortspezifische Angaben nicht zur Verfügung stehen, sollte die Mindestdauer T_s des stationären Teils des Beschleunigungszeitverlaufs gleich 10 s sein. Die Serie der künstlichen Beschleunigungszeitverläufe sollte nach EC 8-1 [2004] folgenden Regeln genügen:

- Es sollten mindestens drei Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden. Werden allerdings mindestens sieben nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen mit Beschleunigungszeitverläufen durchgeführt, so kann der Mittelwert der Antwortgrößen aus allen diesen Berechnungen als Bemessungswert der Beanspruchungsgröße verwendet werden (Kap. 4.2.2).
- Das Mittel der Beschleunigungs-Spektralwerte für die Nullperiode (berechnet aus den einzelnen Zeitverläufen) sollte nicht kleiner sein als der Wert von $a_g \cdot S$ für den betrachteten Standort.
- Im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $2T_1$, wobei T_1 die Eigenschwingungsdauer des Tragwerks in Richtung der Einwirkung des Beschleunigungszeitverlaufs ist, sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5% gedämpften elastischen Spektrums, aus allen Zeitverläufen berechnet, kleiner sein als 90% des zugehörigen Werts des mit 5% gedämpften elastischen Antwortspektrums.

Aufgezeichnete oder simulierte Beschleunigungszeitverläufe

Aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe oder Beschleunigungszeitverläufe, die durch eine der Wirklichkeit entsprechende Simulation der Herd- und Fortpflanzungsmechanismen generiert wurden, dürfen verwendet werden, vorausgesetzt, dass die verwendeten Musterfunktionen im Hinblick auf die seismogenetischen Merkmale der Herde und der Bodenbeschaffenheit des Standorts ausreichend aussagekräftig sind und dass ihre Werte auf den Wert von $a_g \cdot S$ für die betrachtete Zone skaliert werden. Die Serie der zu verwendenden aufgezeichneten oder simulierten Beschleunigungszeitverläufe sollte den gleichen Bedingungen wie die künstlichen Beschleunigungszeitverläufe genügen.

Kapitel 9

Programmtechnische Umsetzung – SVBS-Brücken

Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Untersuchungskonzept wurde in ein EDV-Programm mit dem Namen „**S**eismisches **V**ulnerabilitäts-**B**ewertungs**S**ystem für Brücken“ (SVBS) umgesetzt. Vor der genaueren Ausführung der Funktionsweise des Programmsystems SVBS soll an dieser Stelle zuerst ein Überblick über die derzeit vorhandene Architektur an Programmsystemen im Straßen- und Brückenbau in Deutschland gegeben werden, um die Einordnung des in dieser Arbeit entwickelten Systems zu erleichtern.

9.1 Überblick

Die genaue Kenntnis über Bestands- und Zustandsdaten der Brücken und das Wissen über zu erwartende Einwirkungen sind wichtige Voraussetzungen, um eine gezielte Erhaltungsstrategie planen und durchführen zu können. Um jedoch die komplexen Zusammenhänge transparent zu machen und die notwendigen Arbeitsschritte von der Schadensaufnahme über Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen von möglichen Erhaltungsmaßnahmen bis hin zu einem netzweiten Erhaltungsprogramm systematisch und nach einheitlichen Verfahren abarbeiten zu können, sind moderne Managementsysteme unverzichtbar. Das Programmsystem SIB-Bauwerke (StraßenInformationsBank für Bauwerke) dient derzeit der Erfassung, Verwaltung und Auswertung von Bauwerksdaten einschließlich der Erstellung von Bauwerksbüchern (Abb. 9.1). Neben der Brückendatenbank SIB-Bauwerke entwickelt die BASt derzeit im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung noch ein Bauwerks-Management-System (BMS), welches als Grundlage für das Managementsystem der Bauwerkserhaltung dient (Abb. 9.2). Die Bauwerke können zusätzlich als Objekt in dem Geographischen Informationssystem (GIS) des Straßennetzes angelegt werden (Straßendatenbank TT-SIB und NW-SIB). Der Datenaustausch mit anderen Systemen erfolgt zukünftig über die entsprechend des Objektkatalogs für Straßen- und Verkehrswesen (OKSTRA) zu definierende Schnittstelle. Später sollen alle Module in einem Gesamtmanagementsystem (Assessment-Management-System, AMS) integriert werden.

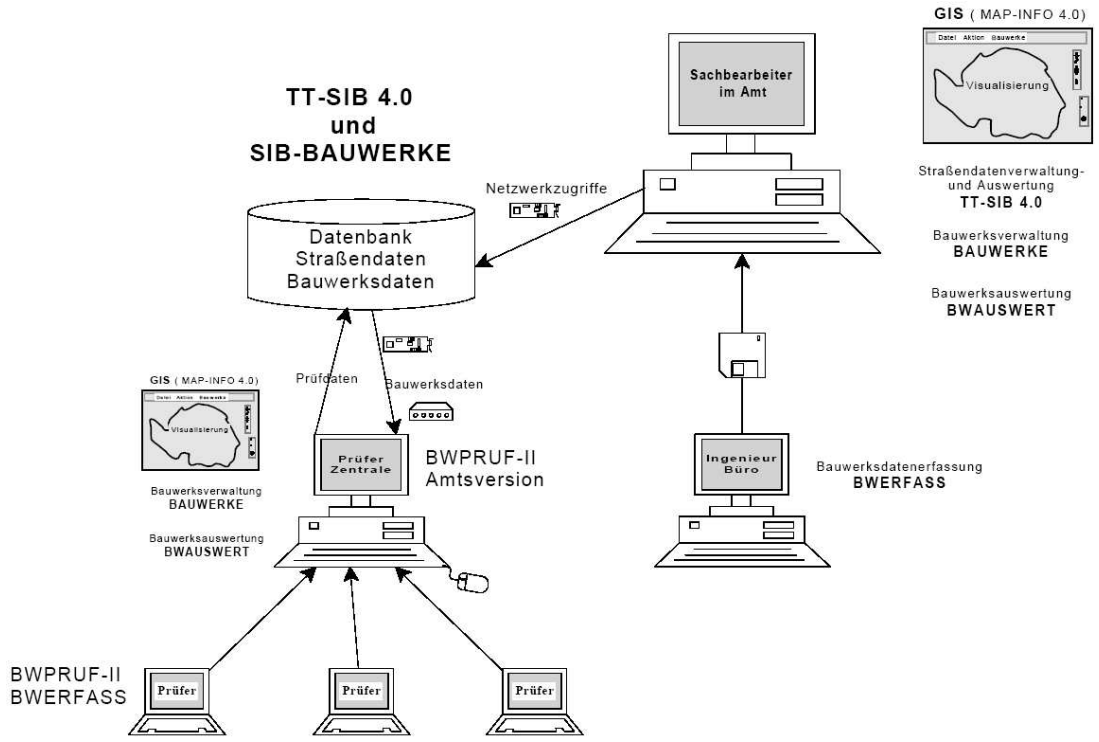


Abbildung 9.1: SIB-Bauwerke, Erfassungs- und Verwaltungsprogramm [BASt 2005a]

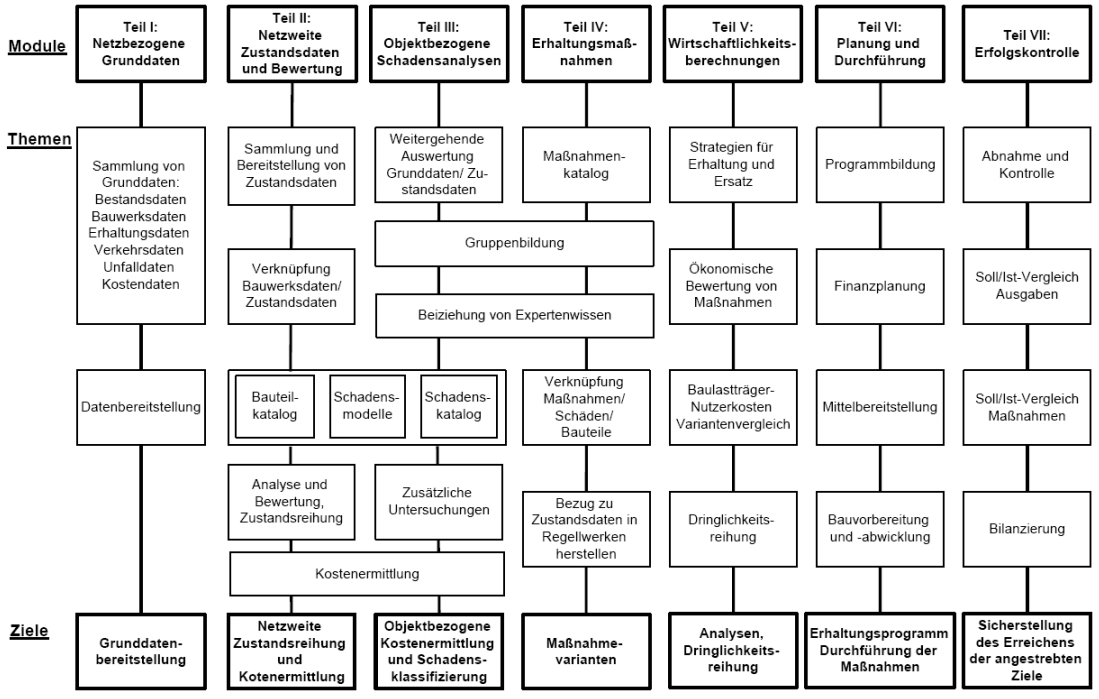
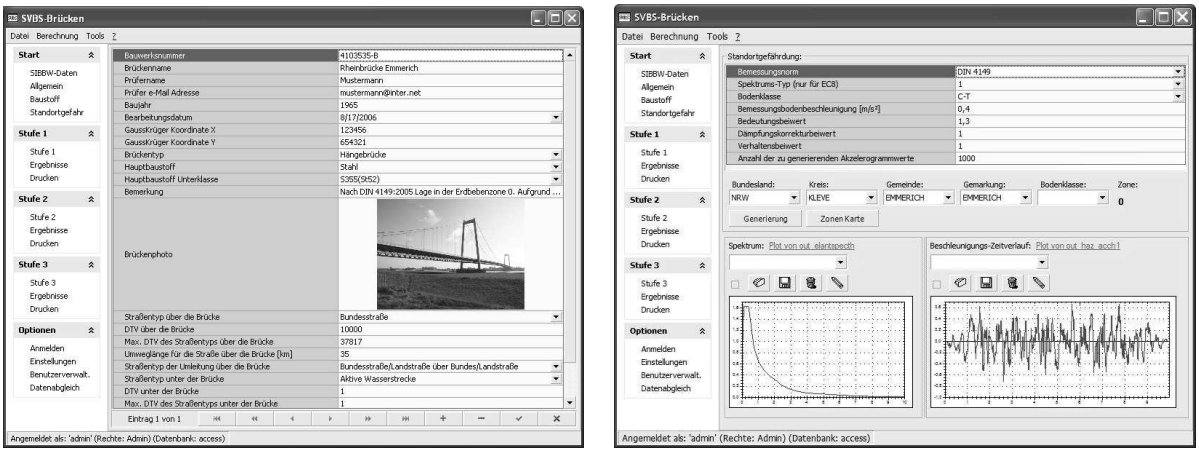


Abbildung 9.2: Struktur des Bauwerks-Management-Systems [Haardt 1998]

Das in dieser Arbeit vorgestellte Verfahren zur Bewertung der Erdbebensicherheit stellt eine Erweiterung der bisher existierenden deutschen Managementsysteme dar und greift auf die Bauwerksdaten aus SIB-Bauwerke zu. Die Umsetzung erfolgte in der Form eines neuen Managementsystems mit Datenbankfunktion und Netzwerkfunktionalität, dass die Untersuchungsstufen durch einfach zu bedienende interaktive Programmoberflächen unterstützt. Im Folgenden werden die Struktur des Managementsystems und die Implementierung der drei Untersuchungsstufen beschrieben.

9.2 Managementsystem für die Abschätzung der Erdbebensicherheit von Brücken

Das Managementsystem unterstützt den Benutzer bei der Erfassung der Brückendaten, der Ermittlung der seismischen Standortgefährdung, der Generierung der Rechenmodelle, der Auswertung und Interpretation der Untersuchungsergebnisse und der strukturierten Ablage der Daten und Ergebnisse auf einem zentralen Datenbankserver (Abb. 9.3). Das System ist direkt an die bundesweit eingesetzte Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke [BASt 2005a] gekoppelt, so dass die wesentlichen für die Untersuchung notwendigen Brückendaten nicht mehr vom Benutzer eingegeben werden müssen. Durch die Kopplung ist es auch möglich, den aktuellen Zustand der Brücke im Modell zu berücksichtigen, da die Zustandsberichte der regelmäßigen Brückeninspektionen in der Datenbank verfügbar sind. Auf diese Weise ist der Rückfluss der Untersuchungsergebnisse gewährleistet, die dann im Brückenmanagement zur langfristigen Planung von Investitionsmaßnahmen verwendet werden können. Zusätzlich beinhaltet das System ein hierarchisches Benutzermanagement, so dass die Zugriffsrechte auf die nicht öffentlichen Brückendaten für jeden Benutzer spezifisch festgelegt werden können.



(a) Startmaske

(b) Maske für die Bestimmung der Standortgefährdung

Abbildung 9.3: SVBS-Brücken Managementsystem

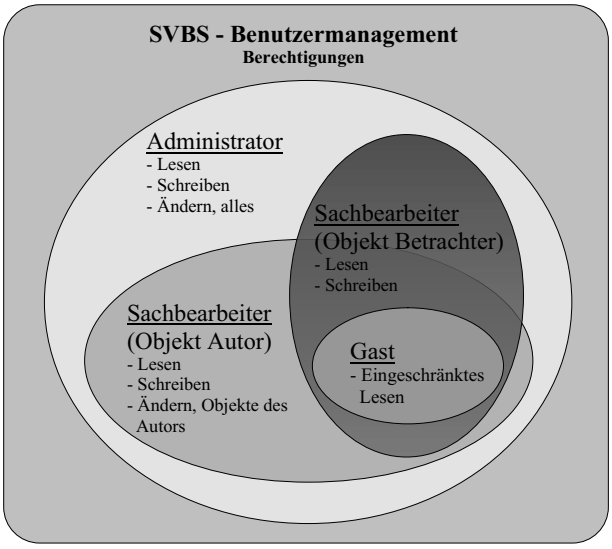


Abbildung 9.4: Benutzerverwaltung und Rechte in SVBS-Brücken

9.2.1 Hierarchische Benutzerverwaltung

Über das hierarchisches Benutzermanagement (Abb. 9.4), können benutzerspezifische Zugriffsrechte auf die nicht öffentlichen Brückendaten festgelegt werden. Vor dem Start des Programms erfolgt hierfür eine Benutzername- und Passwortabfrage. Hierbei wird zwischen folgenden Benutzerklassen unterschieden:

- Administrator
- Sachbearbeiter (Autor eines Objektes)
- Sachbearbeiter (Betrachter eines Objektes)
- Gast

Nur der Benutzer mit Administratorrechten kann neue Benutzer hinzufügen oder bestehende Konten ändern. Das Konzept der fortgeschrittenen und sicheren Benutzerverwaltung zur Verwaltung der Zugriffe auf den verschiedenen Ebenen des Bewertungssystems stellt einen nicht autorisierten Zugriff von Unbefugten auf das Datenmaterial und die Ergebnisse sicher.

9.2.2 Datenbanksystem und Anbindung an SIB-BAUWERKE

Für das Managementsystem erfolgte eine Anbindung an die beiden Serverversionen von SIB-Bauwerke (MS-SQL und Oracle®). Zum Zugriff auf die Datenbanken wird die .net OleDb Schnittstelle verwendet. Da ausschließlich SQL-Befehle und keine datenbankspezifischen Kommandos verwendet werden, kann jede beliebige zugrunde liegende Datenbank verwendet werden, sofern sie SQL-Befehle unterstützt. Ebenso wenig ist es von Belang,

ob die benutzte Datenbank lokal oder über das Intra- bzw. Internet verfügbar ist, da die OleDb Schnittstelle netzwerkfähig ist.

Es besteht ferner die Option, Brückendaten aus der SIB-Bauwerke Datenbank zu importieren. Die gewünschte Brücke kann anhand der Bauwerksnummer herausgesucht werden. Anschließend können die zu übernehmenden Daten ggf. bearbeitet werden, wenn keine eindeutige Zuordnung erfolgt ist. Dies ist manchmal nötig, da die Datensätze in SIB-Bauwerke teilweise heterogen oder unvollständig sind. Es gibt zwei Möglichkeiten, die Daten der Brücken in SVBS zu speichern. Die Standardeinstellung ist die lokale Speicherung in einer Access Datenbank. Die zweite Variante besteht darin, die Daten auf einem MS-SQL oder Oracle® Server zu speichern. Es ist außerdem möglich, die Daten der lokalen Datenbank mit dem zentralen Server zu synchronisieren.

Der Aufbau der Datenbank gliedert sich in insgesamt 35 Tabellen. Die Tabellen, die von der Haupttabelle `bridge` abhängen (`sitehazard`, `level2_xxx`, `level3_xxx`), sind über den Primärschlüssel ID mit dieser verknüpft. In Tabelle 9.1 sind die in der Datenbank vorhanden übergeordneten Tabellen aufgführt:

Tabelle 9.1: Datenbanktabellen in SVBS-Brücken

Tabellenname	Beschreibung
`ansys`	Parametrisierte Eingabedateien für die Berechnungen mit ANSYS®
`bridge`	Haupttabelle mit allgemeinen Daten und allen Feldern für Stufe I
`ezone_guk`	Daten der Erdbebenzonen nach DIN 4149
`fragility_factor`	Daten zur Berechung der Fragilitätskurven
`level2_xxx`	Ein- und Ausgabedaten für Untersuchungsstufe II der sechs Brückentypen
`level3`	Ein- und Ausgabedaten für Untersuchungsstufe III der sechs Brückentypen
`material_xxx`	Baustoffkennwerte für die verschiedenen Materialien
`schluessel`	Zuordnung der SIB-Bauwerkeschlüssel zu SVBS-Definitionen
`sitehazard`	Ein- und Ausgabefelder für die Berechnung der Standortgefährdung
`users`	Tabelle zur Verwaltung der Benutzer und Zugriffsdaten
`xxx_description`	Zuordnungstabellen für SVBS-Schlüsselnummern zu Text

Für eine detaillierte Beschreibung der Datenbank wird an dieser Stelle auf das Handbuch von SVBS-Brücken verwiesen [Renault 2006].

9.3 Umsetzung der Untersuchungsstufen I bis III

9.3.1 Standortgefährdung

Zur Durchführung der nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung sind mehrere Beschleunigungszeitverlaufschriebe nötig. Diese Zeitverlaufsschriebe können spektrum-kompatibel

generiert werden, oder es können aufgezeichnete Bodenbeschleunigungszeitverläufe eines bestimmten Erbebens verwendet werden. Eine Vorgabe zur Auswahl von bestimmten Zeitschrieben gibt es bisher nicht. Die Nutzung von spektrum-kompatiblen Zeitschrieben setzt eine systematische Untersuchung der Zeitverlaufseigenschaften voraus, bevor diese Verläufe für nichtlineare Tragwerksanalysen benutzt werden können. In gleicher Weise ist die Anpassung eines bestimmten Zeitschriebs an ein Bemessungsspektrum fraglich, da das Bemessungsspektrum im Allgemeinen nicht ein explizites Erdbebenszenario mit einer bestimmten Magnitude oder Distanz darstellt. Vielmehr ist ein Bemessungsspektrum die Umhüllende verschiedener, möglicher Einwirkungen mit verschiedenen Magnituden M und Distanzen R, welche am Standort mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit auftreten. Das Spektrum besitzt deshalb einen größeren Frequenzgehalt und stellt für die Bemessung einen auf der sicheren Seite liegenden Ansatz dar.

In den neuen Normen wird gefordert, dass eine ausreichende Anzahl von Zeitschrieben so gewählt wird, dass das Spektrum der Schriebe im Bereich der relevanten Frequenzen im Durchschnitt gleich oder über dem Bemessungsspektrum liegt. Im SAC-Projekt [SAC Joint Venture 2000] in den USA wurde das Kriterium der minimalen Summenquadrate der Abweichung ausgewählt.

Im Rahmen des in dieser Arbeit entwickelten Programms wird die Generierung von normkonformen Antwortspektren und synthetischen Zeitverläufen in Abhängigkeit des Standortes automatisch durchgeführt. Hierzu wird in einem ersten Schritt anhand der gewählten Norm, Erdbebenzone und Untergrundverhältnissen ein horizontales und vertikales Normspektrum berechnet. Diese werden bei der Berechnung der zweiten Untersuchungsstufe verwendet, um die Erdbebenbelastung abzubilden. In einem zweiten Schritt werden anhand der Normspektren spektrumskompatible Beschleunigungszeitverläufe generiert. Die Beschleunigungszeitverläufe werden im Programm durch Summierung von harmonischen Komponenten mit unterschiedlichen Phasenwinkeln erzeugt, die auf Zufallszahlen basieren. Die Zufallszahlen werden bei jedem Berechnungsdurchlauf neu initialisiert und auf den Wertebereich von 0 bis 2π skaliert. Zur Modulation wurde eine deterministische trapezförmige Intensitätsfunktion verwendet, deren Anlaufphase nach 15% der gewählten Bebendauer endet und die abklingende Phase nach 80% der Bebendauer beginnt. Anschließend wird eine Basislinienkorrektur des Zeitverlaufes durchgeführt und die zugehörigen Geschwindigkeits- und Verschiebungszeitverläufe berechnet. Im vierten Schritt wird aus dem Beschleunigungszeitverlauf ein Spektrum berechnet und mit dem Zielspektrum verglichen. Im Programm wird dabei überprüft, ob die Einzelwerte des Prüfspektrums das Zielspektrum maximal um 10% unter- und 50% überschreiten. Da nie ganz auszuschließen ist, dass Einzelwerte diese Grenzen trotzdem überschreiten, werden 10% Anteil an Ausreißer zugelassen. Falls diese Kriterien nicht eingehalten werden, wird der Prozess wiederholt, wobei maximal 10 Iterationen durchgeführt werden. Das Ergebnis der Generierung sind jeweils drei unterschiedliche synthetische Zeitverläufe für die horizontale und vertikale Richtung die direkt in die Berechnung der dritten Untersuchungsstufe einfließen. Falls gemessene Spektren bzw. Zeitverläufe zur Verfügung stehen, können diese an Stelle der synthetisch generierten verwendet werden.

9.3.2 Fragilitätskurven

Folgende Brückentypen wurden zur Berechnung der Fragilitätskurven gemäß Kapitel 7.4 implementiert:

1. Große Brücke, Länge > 150 m
2. Einfeldträger, Länge < 150 m
3. Gelenkträger, Beton, Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert
4. Durchlaufträger, Beton, Einzelpfeiler, Hohlkasten
5. Durchlaufträger, Beton, allgemein
6. Gelenkträger, Spannbeton, Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert
7. Durchlaufträger,Spannbeton, Einzelpfeiler, Hohlkasten
8. Durchlaufträger, Spannbeton, allgemein
9. Gelenkträger, Stahl, Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, Länge > 20 m
10. Gelenkträger, Stahl, Stützenreihe mit Querriegel, einfach gelagert, Länge < 20 m
11. Durchlaufträger, Stahl, Länge > 20 m
12. Durchlaufträger, Stahl, Länge < 20 m

9.3.3 Verknüpfung mit ANSYS®

9.3.3.1 Untersuchungsstufe II

Zur Durchführung der genaueren Untersuchungsstufe II der Brücke sind in das Managementsystem die notwendigen Geometrie- und Materialparameter in Abhängigkeit des gewählten Brückentyps einzugeben. Nach Eingabe aller benötigten Parameter werden diese in eine Eingabedatei für das FE-Programm ANSYS® [ANSYS Inc. 2005] geschrieben und ANSYS® gestartet. Durch das Einlesen der Hauptdatei werden nacheinander die verschiedenen Unterdateien aufgerufen. Zunächst wird das Brückenmodell erstellt, auf das im Anschluss die Verkehrslasten aufgebracht werden. Der statische Lösungsschritt vor der Modalanalyse ist notwendig, um die Effekte aus der Vorspannung in der weiteren Berechnung zu berücksichtigen. Dabei wird durch das FE-Programm die notwendige geometrische Steifigkeitsmatrix aufgebaut. Wie in Abbildung 9.5 dargestellt, folgen die spektrale Analyse, die Kombination der verschiedenen Lastfälle sowie die Ausgabe der Ergebnisse. Die Ergebnisse werden anschließend wieder in das Managementsystem eingelesen und anhand der in Kapitel 8.1 definierten Schädigungsindikatoren bewertet.

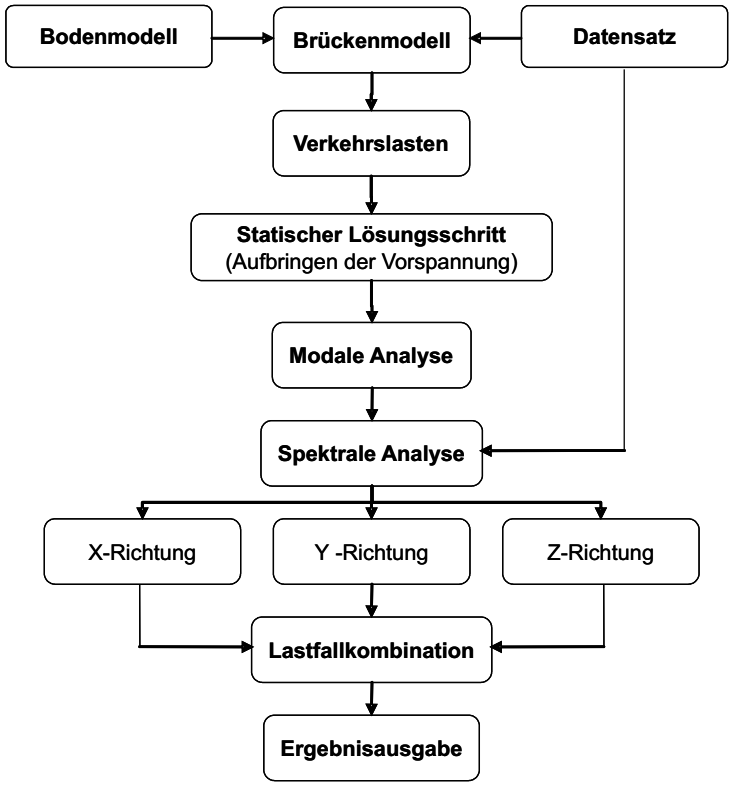


Abbildung 9.5: Berechnungsablauf für Untersuchungsstufe II

9.3.3.2 Untersuchungsstufe III

Der Modellaufbau in der dritten Stufe kann nicht verallgemeinert und automatisiert werden. Daher erfolgt nur eine Abfrage der wesentlichen Geometrie- und Materialparameter des dreidimensionalen Brückenmodells zwecks Archivierung und Gewährleistung der Nachvollziehbarkeit. In Abbildung 9.6 ist der schematische Berechnungsablauf der transienten Berechnung für die dritte Untersuchungsstufe dargestellt. Nach Erstellung des Brückenmodells werden die Ausbaulasten und die Verkehrslasten aufgebracht. Im Anschluss erfolgt die transiente Analyse mit einer Belastung in Form eines Beschleunigungszeitverlaufes eines Erdbebens der betrachteten Wiederkehrperiode oder durch Aufbringen von unkorrelierten Verschiebungszeitverläufen auf die Fußpunkte. Je nach Zeitaufwand werden mindestens drei bzw. sieben unterschiedliche Zeitverläufe auf das System aufgebracht, um die Streuung der seismischen Parameter zu berücksichtigen. Für die abschließende Auswertung werden die untersuchten Größen für jeden Zeitschritt in einer Textdatei gespeichert. Dies ermöglicht eine schnelle Auswertung, da die Minimal- bzw. Maximalwerte mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogrammes bestimmt werden können. Das Managementsystem fragt die relevanten Ergebnisgrößen zur Bewertung der Schädigungsindikatoren ab. Anschließend werden diese innerhalb des Managementsystems ausgewertet und das Ergebnis der Erdbebenanalyse im System gespeichert.

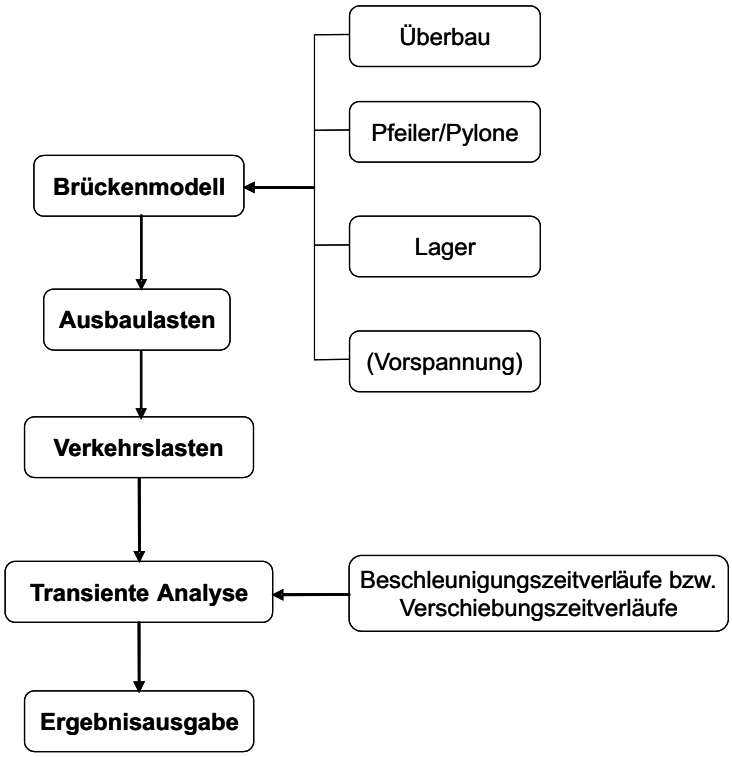


Abbildung 9.6: Berechnungsablauf für Untersuchungsstufe III

Kapitel 10

Anwendungsbeispiele

10.1 Allgemeines

Für die drei im Folgenden vorgestellten Anwendungsbeispiele wurden die gleichen Lastfallkombinationen angesetzt. Diese werden daher vorab kurz erläutert. Ebenso sind die Anmerkungen zur Systemidentifikation und der Vorgehensweise bei der Modellkalibrierung für alle Beispiele gültig.
Im Rahmen der Arbeit wurden noch fünf weitere Brücken untersucht. Auf eine detaillierte Vorstellung wird aber an dieser Stelle aus Platzgründen verzichtet. Im Einzelnen handelt es sich um die Rheinbrücke Emmerich (Hängebrücke) [Renault u. a. 2005], das Autobahnkreuz Aachen (Plattenbalkenbrücke), die Dorfbachtalbrücke (langer Durchlaufträger mit Hohlkastenquerschnitt), die Burtscheider Brücke (Bogenbrücke) und die Brücke A13 der Nord-Süd Bahn (Rahmenbrücke).

10.1.1 Lastfallkombinationen

Im Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] wird die Kombination der seismischen Lasten mit anderen Einwirkungen gefordert. Im Falle der hier vorgestellten Anwendungsbeispiele ergibt sich, dass die seismischen Einwirkungen mit den ständigen Lasten, der Systemvorspannung und 20% der Verkehrslast überlagert werden. Die Verkehrslasten wurden dabei nach dem DIN-Fachbericht 101 [DIN FB101 2003] entsprechend dem Lastmodell 1 angesetzt (Abb. 10.1). Dieses Lastmodell setzt sich aus Einzellasten sowie gleichmäßig verteilten Lasten zusammen. Diese decken die Einwirkungen aus LKW- und PKW-Verkehr sowie Fußgänger- und Radverkehr ab. Die vorgeschriebene Lastfallkombination ist als verteilte Masse im Brückenüberbau in den Rechenmodellen berücksichtigt worden.

10.1.2 Systemidentifikation

Die baudynamische Vor-Ort-Untersuchung der Brückenbauwerke umfasste Beschleunigungs- und Geschwindigkeitsmessungen infolge der Anregung durch natürliche Mikroseismik, Wind- und Verkehr. Eine messtechnische Untersuchung ohne Verkehrsbelastung

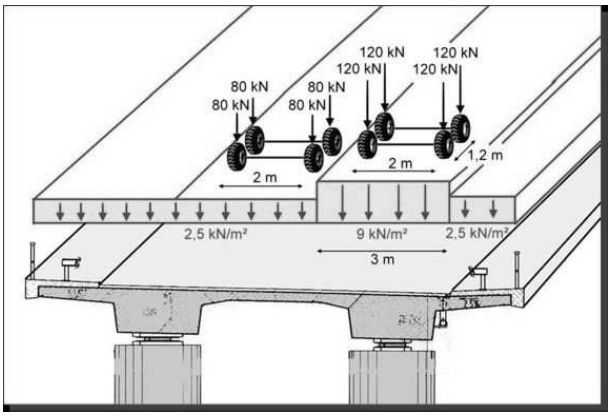


Abbildung 10.1: Lastmodell 1 nach DIN-Fachbericht 101

war bei keiner der untersuchten Brücken möglich, da auf Grund der infrastrukturellen Bedeutung eine Sperrung seitens der Behörden nicht möglich war. Die Bewegungen der Brücken wurden mit triaxialen Aufnehmern gemessen und mittels einer anschließenden Fast-Fourier-Transformation vom Zeit- in den Frequenzbereich umgerechnet (Kap. 6.1). Da jedoch diese Art der Erregung unbekannt und stark schwankend ist, mussten mehrere Messungen durchgeführt und statistisch ausgewertet werden.

Zur Bestimmung der torsionalen Brückenüberbauschwingungen wurden, wo es möglich war, die Messdaten von gegenüberliegenden Messpunkten verwendet. Für die Stationspaare wurde die Differenz aus den Zeitverläufen der Stationen gebildet um die relative vertikale Bewegungskomponente $v_{\ddot{U}}$ zu identifizieren (Abb. 10.2). Bei einer reinen Vertikalverschiebung des Überbaus v_{const} sind rein theoretisch die beiden Bewegungskomponenten identisch, und es ergibt sich keine Relativverschiebung. Aus den Differenzzeitverläufen wurden anschließend Fourierspektren berechnet, anhand derer die torsionalen Eigenfrequenzen bestimmt wurden.

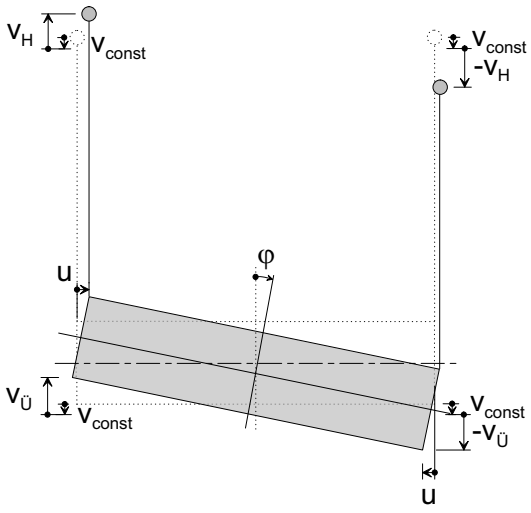


Abbildung 10.2: Bestimmung der relativen Vertikalbewegung im Brückenüberbau infolge von Torsion am Beispiel einer Hängebrücke

10.1.3 Modellkalibrierung

Die Kalibrierung der Rechenmodelle in der zweiten und dritten Untersuchungsstufe erfolgte durch den iterativen Vergleich der berechneten und gemessenen ersten Eigenfrequenzen jeder Richtung (Kap. 6.1). Dabei war es bei den hier untersuchten Anwendungsbeispielen in den meisten Fällen ausreichend, eine Variation der Steifigkeitsverteilung bei konstanter Masseverteilung durchzuführen. Dieser Ansatz ist gerechtfertigt, da die Geometrie in der Regel genau bekannt ist.

Bei der Ergebnisdarstellung sind immer nur die Eigenfrequenzen aufgelistet, die eine bedeutende effektive modale Masse besitzen und im multimodalen Antwortspektrenverfahren berücksichtigt worden sind. Die Summe der effektiven modalen Masse der in den Tabellen angegebenen Eigenfrequenzen ist größer als 90% der Gesamtmasse des Bauwerks, womit die Anforderungen der gängigen Erdbebennormen erfüllt sind. Die aufgeführten berechneten Eigenfrequenzen beziehen sich auf die detaillierten Rechenmodelle der Untersuchungsstufe III. Die Gegenüberstellung der berechneten Eigenfrequenzen für die Modelle der Untersuchungsstufe II sind im Anhang G zu finden.

10.2 Rodenkirchener Brücke

Die praktische Anwendung des Beurteilungskonzeptes wird zuerst am Beispiel einer der bekanntesten Hängebrücken demonstiert. Die Rodenkirchener Brücke in Köln wurde aufgrund ihrer besonderen Bauweise ausgewählt, die sie weltweit einzigartig macht. Sie besitzt drei Haupttragkabel und einen nachträglich eingebauten zweiten Überbau. Obwohl diese Brücke aufgrund ihrer Komplexität und besonderen Bauweise nicht in das Schema der ersten und zweiten Untersuchungsstufe passt, soll hier dennoch gezeigt werden, dass das Verfahren auch für derartige Sonderbauwerke zufriedenstellende Ergebnisse liefert, die durch die individuelle Analyse in der dritten Untersuchungsstufe bestätigt werden. Da der seismische Nachweis von Hängebrücken weder im Eurocode 8 noch in der überarbeiteten DIN 4149 geregelt wird, wurden für die durchgeführten Untersuchungen nur die Einwirkungsdefinitionen aus diesen Normen übernommen.

10.2.1 Bauwerksbeschreibung

Die Rheinbücke Rodenkirchen in Köln (Abb. 10.3, 10.4) ist Bestandteil der Autobahn A4 von Aachen nach Görlitz. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 567 m, und die Länge der Hauptöffnung beträgt 378 m. Sie wurde im Jahre 1940 erbaut, 1945 zerstört und 1954 wiederaufgebaut und im Jahre 1990 um eine zweite Fahrbahn erweitert. Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt nun $52,8$ m. Die Pylone haben eine Höhe von $59,7$ m. Der Überbau ist jeweils durch 51 Hänger an die drei Hauptkabel gehängt. An den Widerlagern und an den Pylonen ist die Brücke über Pendellager aufgelagert. Der Hauptbaustoff der ursprünglichen Brücke ist S235, und die Verbreiterung erfolgte mit S355. Die Gesamtmasse der Brücke beträgt 81.050 t. Der Bau und die Verbreiterung der Rodenkirchener Brücke haben Baukosten insgesamt in der Höhe von umgerechnet 117.860.448 Euro verursacht.

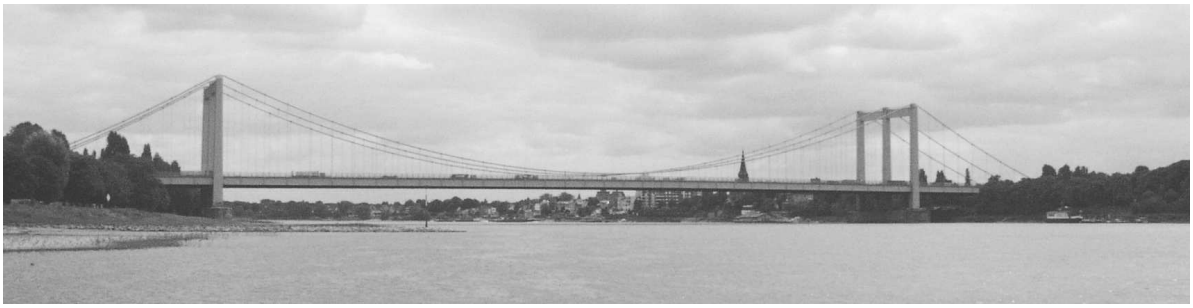


Abbildung 10.3: Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen

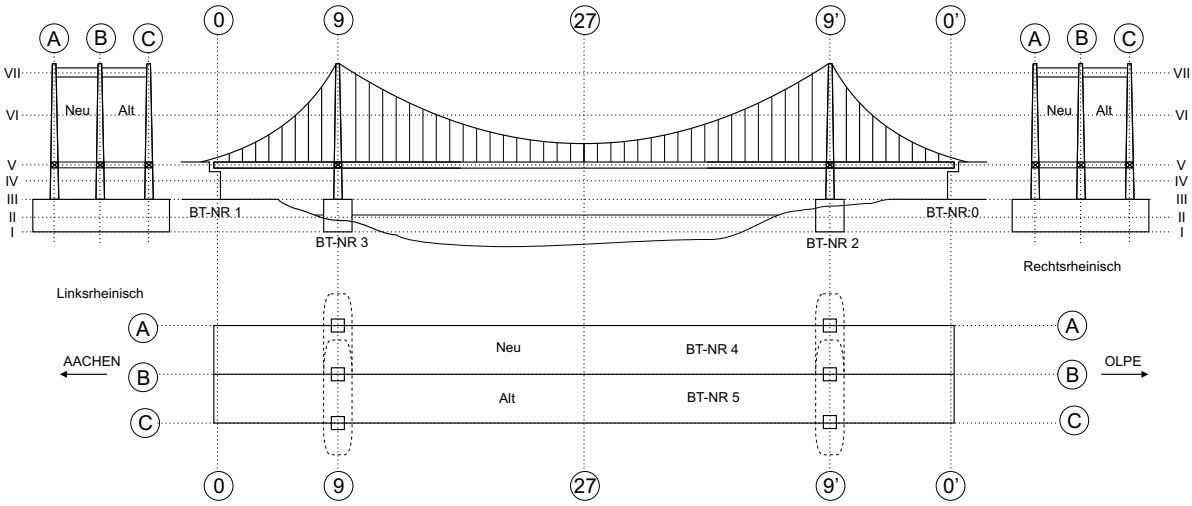


Abbildung 10.4: Systemskizze der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen

10.2.2 Seismische Standortgefährdung

Aufgrund der Lage der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen (mittlere Entfernung zum Erft-Sprung-System, Beckenrand) (Anhang Abb. G.1) wurde eine detaillierte Untersuchung der Standortgefährdung in Kooperation mit der Abteilung Erdbebengeologie der Universität zu Köln durchgeführt. Für die Berechnung der Standorteffekte der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen wurde der geologische Untergrund bis zu einer Tiefe von 1.200 m modelliert. Aufgrund der großen Erstreckung der Rodenkirchener Brücke war es notwendig, für die rechts- und linksrheinischen Strompfeiler und Widerlager unterschiedliche Bodenprofile zu verwenden (Kap. 4.3.3).

Das Resultat der Berechnungen der seismischen Antwort für Anregungen mit Eintrittswahrscheinlichkeiten von 10%, 5% und 2% in 50 Jahren waren entsprechende Bodenantwortspektren. Die Abbildung G.2 im Anhang zeigt als Beispiel die Bodenantwortspektren (Median aus 200 Berechnungen) der vier Bodenprofile für eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren und das zum Standort gehörige horizontale Normspektrum nach DIN 4149 [DIN 4149 2005]. Der Standort Rodenkirchen liegt in der geologischen Untergrundklasse T mit Baugrundklasse C und der Erdbebenzone 1. Für die Brücke wurde die höchste Bedeutungsklasse angenommen, die durch den Bewertungsalgorithmus (Gl. 5.12)

bestätigt wurde. Die Spektren des Standortes Rodenkirchen für eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren liegen aufgrund der großen Sedimentmächtigkeit und der damit verbundenen hohen Dämpfung der Bodenbewegung durch die Lockersedimente unter den zugehörigen Spektren der DIN 4149. Abbildung G.3 im Anhang zeigt die Ergebnisse der Berechnungen der seismischen Antwort für die „worst case"-Szenarien des Standorts der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen. Aus den Antwortspektren wurden anschließend synthetische Beschleunigungszeitverläufe generiert (Kap. 4.3.3). Eine Zusammenfassung aller Spektren und synthetisch generierten Zeitverläufe ist im Anhang in den Abbildungen G.4 bis G.7 zu finden.

10.2.3 Rechenmodelle

Im Folgenden wird zuerst der Formfindungsprozeß zur Bestimmung der Ausgangsseillinie des Hauptragseiles von Hängebrücken erläutert, der in den Untersuchungsstufen II und III bei den Rechenmodellen Anwendung findet.

Mit dem Ziel einer minimalen Anzahl von Eingabeparametern und einer möglichst automatisierten Systemgenerierung für Hängebrücken wird dem Benutzer des Managementsystems die Eingabe der Seilkurve des Haupttragseiles durch einen zweistufigen Formfindungsprozess abgenommen. Notwendige Eingabeparameter sind lediglich die wesentlichen Geometrieparameter wie z.B. Feldlängen und Pylonhöhen sowie der Seilstich und die Anzahl der Hängerseile. Ziel ist es, eine eigengewichtsaffine Seilkurve des Haupttragseils mit der Seilausgangslänge s_0 und der Seilvorspannung $\sigma_{v,res}$ zu finden, so dass sich unter der Last des Hauptträgers und der Verkehrslast nur noch geringfügige Verformungen einstellen. Dazu wird im ersten Schritt das Hängebrückenmodell ohne den Hauptträger und die Hänger idealisiert. Die Belastung durch den Hauptträger infolge Eigengewicht g und Verkehrslasten p wird gleichmäßig als Einzellasten auf die Hängerpositionen aufgeteilt. Die Anfangsgeometrie des Haupttragseiles ist eine gradlinige Verbindung der Pylone untereinander und der Pylone zu den Verankerungsblöcken. Dabei wird eine Vorspannung σ_v auf das Hauptseil aufgebracht, um sowohl eine Seilverkürzung als auch die für die Berechnung notwendige geometrische Steifigkeit zu erzeugen. Um eine Verlängerung des Seiles zu erreichen, wird eine Temperaturbelastung T für das Hauptseil in der Haupt- und Seitenöffnung aufgebracht. Die Temperaturbelastung wird im Rahmen eines Optimierungsproblems so lange variiert, bis sich der gewünschte Seilstich einstellt. Als Nebenbedingung wird in dem Optimierungsproblem berücksichtigt, dass die Pylone keine horizontalen Verformungen aufweisen dürfen. Die sich gegenüber dem Ausgangzustand einstellenden Verschiebungen $u_{z,i}$ des Haupttragseiles werden getrennt für die linke Seitenöffnung, Hauptöffnung und rechte Seitenöffnung berechnet. Zusätzlich wird die nach der Verlängerung des Seiles resultierende Vorspannung $\sigma_{v,res}$ der einzelnen Seilelemente bestimmt. Im zweiten Schritt wird das Gesamtsystem mit Hängern und Brückenüberbau modelliert. Als Seilkurve des Haupttragseiles wird dabei die im ersten Schritt berechnete Kurve mit den dazugehörigen Elementvorspannungen verwendet. Das Vorgehen ist in Abbildung 10.5 schematisch dargestellt.

Da die im ersten Schritt gewählte Annahme einer gleichmäßigen Lastverteilung auf die Hängerkonstruktion nur eine Näherung darstellt, kommt es bei Betrachtung des Gesamt-

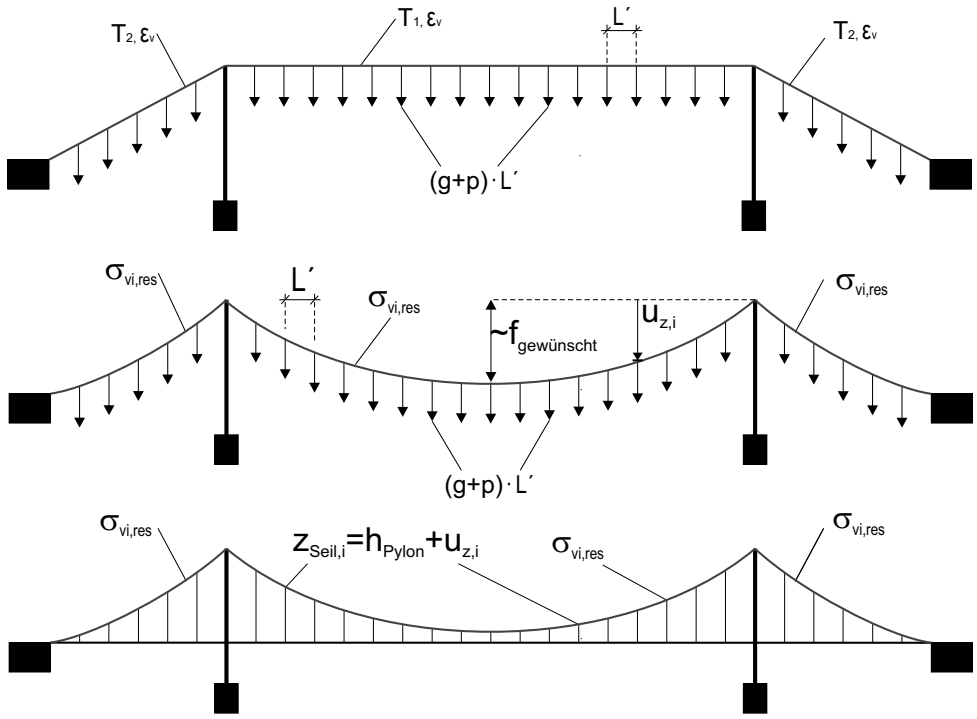
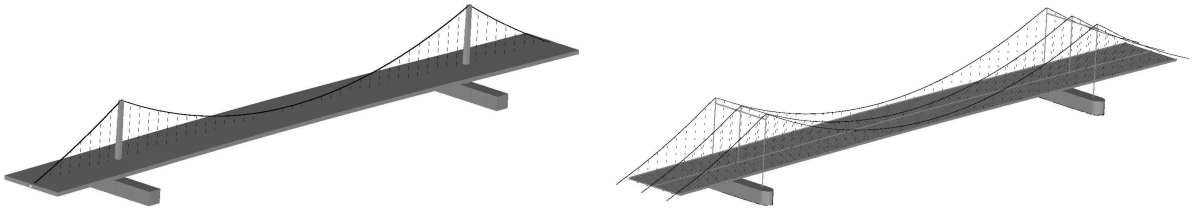


Abbildung 10.5: Anfangssystem im ersten Schritt (o.), Endzustand im ersten (m.) und Anfangssystem im zweiten Schritt (u.)

systems zu ungewollten Verformungen des Brückenüberbaus und zu einer Abweichung von dem gewünschten Seilstich. Deshalb wird mit dem Gesamtsystem eine zweite Optimierung durchgeführt, die durch Variation des Vorspanngrades in dem Haupttragseil den gewünschten Seilstich und die Verformungsfreiheit des Brückenüberbaus wiederherstellt. Das Ergebnis des Formfindungsprozesses ist ein mit Vorspannung behaftetes statisches Tragsystem. Die ermittelte Seillinie des Haupttragseils mit den Vorspannungen der Seilelemente wird sowohl für das vereinfachte Modell in Untersuchungsstufe II als auch für das detaillierte Modell in der Untersuchungsstufe III verwendet.

Im vereinfachten Rechenmodell der zweiten Untersuchungsstufe (Abb. 10.6a) wurden die Pylone, der Brückenüberbau und die Strompfeiler durch Balkenelemente mit äquivalenten Querschnittswerten abgebildet. Die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wurde in der zweiten Stufe durch das Kegelstumpfmodell nach Wolf berücksichtigt und in der dritten Untersuchungsstufe mit Hilfe der gekoppelten BEM-FEM Formulierung (Kap. 6.3.1.3). Das vereinfachte Modell setzt sich aus etwa 700 eindimensionalen Elementen zusammen und besitzt ca. 3.500 Freiheitsgrade.
In dem nichtlinearen, detaillierten Brückenmodell (Abb. 10.6b, 10.7) wurde der Brückenüberbau aus Faltwerkelementen abgebildet. Die im Überbau vorhandenen Querträger wurden durch Balkenelemente und die Fachwerkkonstruktion durch Stabelemente modelliert. Der rechteckige Hohlkastenquerschnitt der Pylone mit innerer Verstärkung wurde durch dünnwandige Balkenelemente mit äquivalenten rechteckigen Querschnittsformen abgebildet. Die Pendellager wurden durch Federelemente modelliert, und für die Seilelemente wurden druckweiche Stabelemente mit linearen Ansatzfunktionen verwendet. Das detail-

lierte Modell besitzt etwa 17.000 Freiheitsgrade. Zur Erfassung eventuell auftretender physikalischer Nichtlinearitäten wurde hier für den Stahl ein bilineares Materialgesetz nach Eurocode 3 [EC 3 2005] verwendet.



(a) Vereinfachtes Modell für Stufe II **(b)** Detailliertes Modell für Stufe III

Abbildung 10.6: Rechenmodelle für die Rodenkirchener Brücke

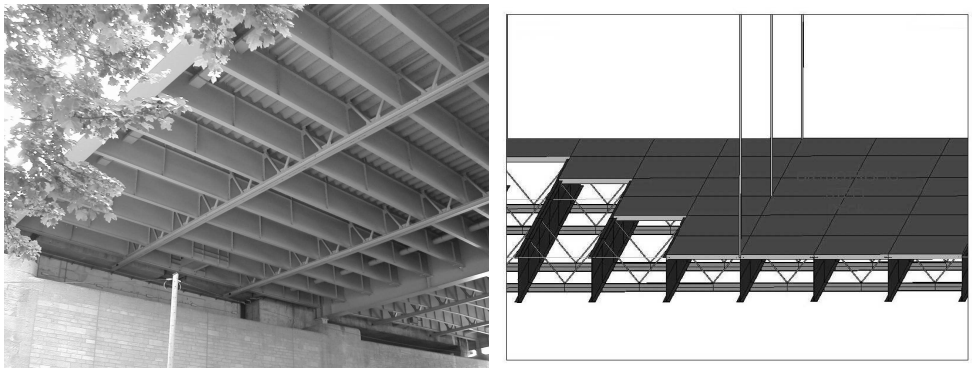


Abbildung 10.7: Tatsächlicher Querschnitt und Querschnitt des Überbaus im Modell

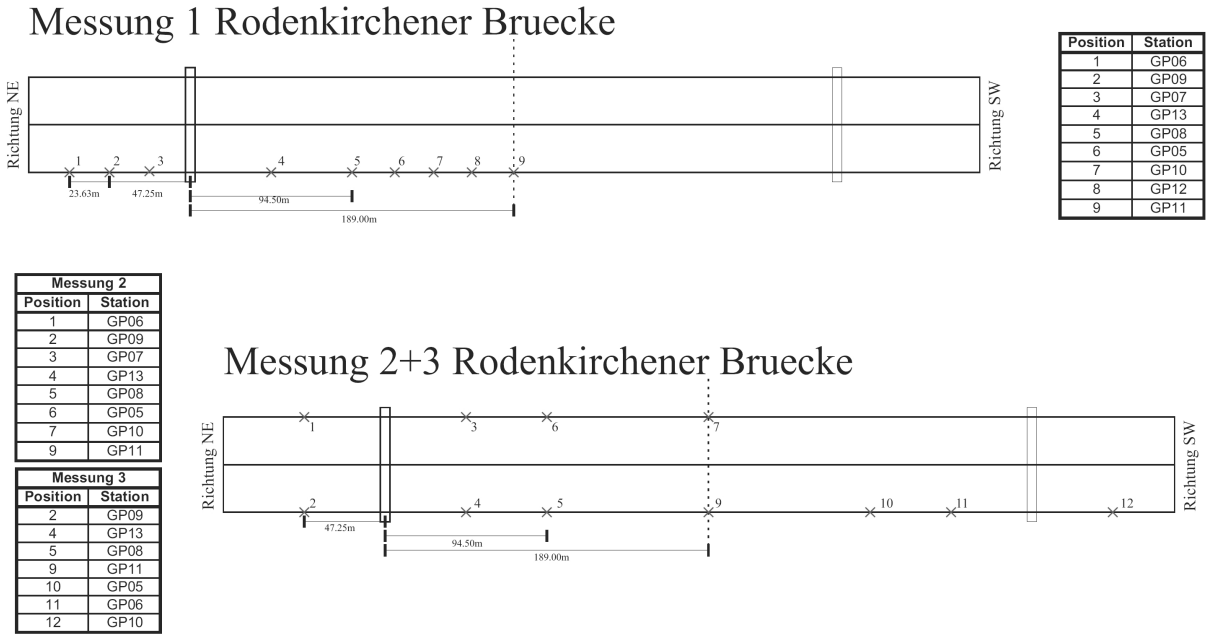
10.2.4 Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung für das vereinfachte Modell der zweiten Untersuchungsstufe wurde durch standortspezifische Antwortspektren beschrieben (Anhang G). Die Erregung des Systems erfolgte mit Hilfe der MPRS Analyse (Kap. 4.2.1) und den vier verschiedenen Spektren. Die Kombination der einzelnen Erdbebenkomponenten für die Berechnung mit einem Antwortspektrum erfolgt mittels der Kombinationsformel 8.112 nach Eurocode 8 - Teil 2. Die Erdbebeneinwirkung für das detaillierte Modell in der Untersuchungsstufe III wurde aufgrund der Länge der Brücke durch eine unkorrelierte Fußpunkterregung auf das Modell aufgebracht. Da keine gemessenen Beschleunigungszeitverläufe vorlagen, wurden diese synthetisch aus den in der zweiten Untersuchungsstufe erstellten elastischen Antwortspektren für verschiedene Wiederkehrperioden generiert.

10.2.5 Baudynamische Untersuchung

10.2.5.1 Systemidentifikation

Für die Messung auf der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen wurden nacheinander 3 Messraster verwendet, deren Konfiguration in Abbildung 10.8 gezeigt ist. Die Messstationen wurden entlang der Fußwege platziert, wobei die Ausrichtung der Nordkomponente der Seismometer in Fahrtrichtung Aachen erfolgte, und die Ostkomponente rheinabwärts zeigte. Für die erste Messung wurden 9 Messstationen verwendet, für die zweite 8 und für dritte 7. Insgesamt wurden somit 72 Zeitverläufe aufgezeichnet. Die minimale Aufzeichnungsdauer betrug 30 Minuten.



Position	Station
1	GP06
2	GP09
3	GP07
4	GP13
5	GP08
6	GP05
7	GP10
8	GP12
9	GP11

Messung 2	
Position	Station
1	GP06
2	GP09
3	GP07
4	GP13
5	GP08
6	GP05
7	GP10
9	GP11

Messung 3	
Position	Station
2	GP09
4	GP13
5	GP08
9	GP11
10	GP05
11	GP06
12	GP10

Abbildung 10.8: Verteilung der Messpunkte

Von den 72 während der 3 Messungen aufgezeichneten Zeitverläufen waren 69 verwertbar. Abbildung 10.9 zeigt exemplarisch eine dieser Aufzeichnungen.

Zur Bestimmung der torsionalen Schwingungen wurden die Messdaten der gegenüberliegenden Messpunkte 1 (GP06) und 2 (GP09) sowie 7 (GP10) und 9 (GP11) der Messung 2 verwendet. Für die Stationspaare wurde jeweils der längste gemeinsame nichtübersteuerte Zeitbereich ausgewählt und die Differenz aus den Zeitverläufen der Stationen GP06 und GP09 bzw. GP10 und GP11 gebildet. In beiden resultierende Spektren zeigte sich ein Amplitudenmaximum bei ca. $0,25$ Hz, das auch bei den Einzelmessungen zu finden ist. Die Messpunkte 1 und 2 liegen zwischen dem rechten Widerlager und rechten Strompfeiler, während die Messpunkte 7 und 9 in der Mitte der Brücke liegen. Hieraus resultiert eine unterschiedliche Verteilung der dominanten Frequenzen im höheren Frequenzbereich. Im ersten Fall sind gegenüber dem zweiten oberhalb von etwa $0,4$ Hz zusätzliche dominante Maxima erkennbar.

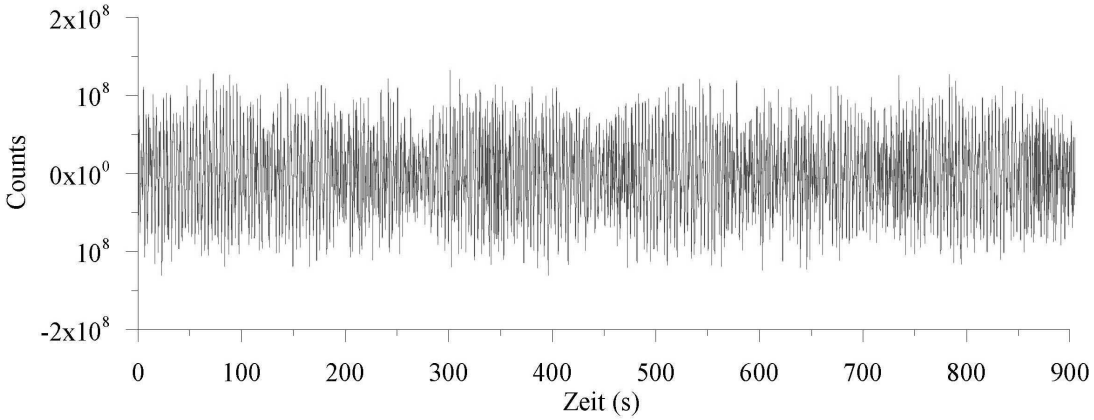


Abbildung 10.9: 15 Minuten langer, mit einem Bandpassfilter von 0,1 bis 5 Hz gefilterter Zeitbereich, der während der zweiten Messung für die Z-Komponente der Station GP11 aufgezeichnet wurde.

10.2.5.2 Modellkalibrierung

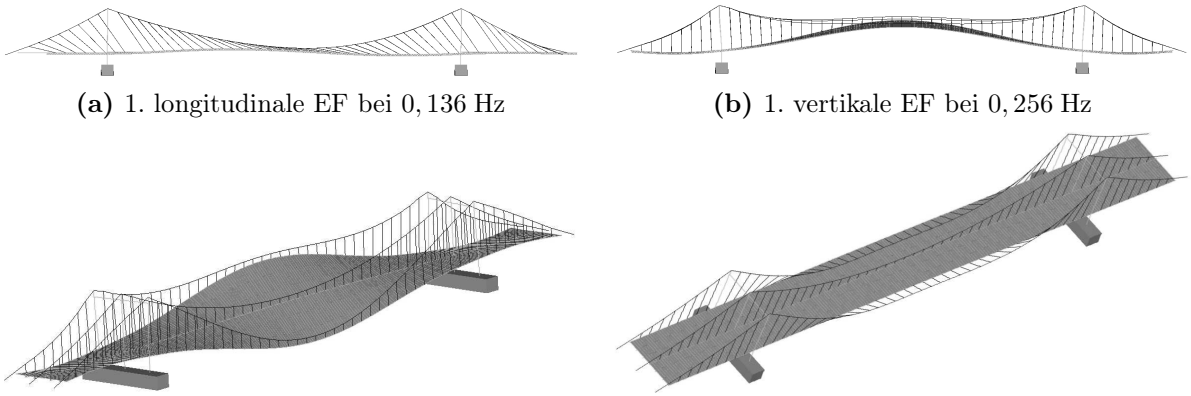
Im Falle der Rodenkirchener Brücke war aufgrund der detaillierten Dokumentation nur eine geringfügige Änderung der Steifigkeitsverteilung durch Anpassung der Seilvorspannungen und eine Erhöhung der Masse des Überbaus infolge höherer Ausbaulasten notwendig.

In der Tabelle 10.1 sind die Mittelwerte und die zugehörigen Standardabweichungen (in Klammern) der dominanten Frequenzen aller Messungen nach Komponenten zusammengefasst. Bei den berechneten Eigenfrequenzen handelt es sich um die des detaillierten Modells (Abb. 10.10). Die Ergebnisse für die einzelnen Messstationen sind in [Meskouris u. a. 2006] aufgeführt.

Tabelle 10.1: Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen [Hz]

Vertikal		Longitudinal*/Transversal		Torsional	
Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
0,258 (0,002)	0,256	0,131* (0,001)	0,136*	0,260 (0,002)	0,274
0,311 (0,002)	0,293	0,638 (0,007)	0,715	0,320 (0,001)	0,301
0,447 (0,001)	0,480	0,798 (0,017)	0,813	0,590 (0,001)	0,575
0,785 (0,003)	0,673	1,022 (0,028)	0,933	0,830 (0,001)	0,842
0,819 (0,003)	0,783	1,081 (0,002)	1,179	0,950 (0,001)	1,003
0,993 (0,012)	0,844	1,380 (0,011)	1,393		
1,048 (0,007)	1,050	1,442 (0,004)	1,417		
1,303 (0,002)	1,348	1,475 (0,018)	1,499		

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der vertikalen, transversalen und torsionalen Eigenfrequenzen. Es fällt allerdings auch auf, dass die ermittelten Eigenfrequenzen relativ nah beieinander liegen und



(a) 1. longitudinale EF bei $0,136$ Hz

(b) 1. vertikale EF bei $0,256$ Hz

(c) 1. torsionale EF bei $0,274$ Hz

(d) 1. transversale EF bei $0,715$ Hz

Abbildung 10.10: Repräsentative Eigenformen des detaillierten Modells der Rodenkirchener Brücke

deshalb eine sorgfältige Auswertung bei diesem Brückentyp durchgeführt werden muss. Ebenfalls auffällig ist, dass die dominanten Frequenzen für eine Hängebrücke deutlich unter 1 Hz liegen, was bei Brücken mit Tragelementen aus Seilen meistens der Fall ist [Abdel-Ghaffar u. Housner 1978].

Eine Überprüfung der 1990 im Zuge der Verbreiterung berechneten Eigenfrequenzen hat, trotz der damals getroffenen vereinfachten Annahmen des Rechenmodells eine gute Übereinstimmung mit den Messwerten ergeben.

10.2.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen

Auf Grund der infrastrukturellen Bedeutung wurde für die Rodenkirchener Brücke eine umfassende Untersuchung in allen drei Genauigkeitsstufen durchgeführt. Insbesondere bei seilgetragenen Konstruktionen ist eine Durchführung aller Untersuchungsstufen angebracht, da es schwierig ist, mit empirischen Verfahren oder einem ebenen Modell deren komplexes Verhalten ohne weiteres abzubilden. Das Zusammenspiel des räumlichen Tragverhaltens durch die Kabel und die torsionale Verformbarkeit infolge des weichen Überbaus können nur durch ein dreidimensionales Modell vollständig erfasst werden.

10.2.6.1 Ergebnisse in Untersuchungsstufe I

In der ersten Untersuchungsstufe wurde anhand der vorliegenden Angaben die Fragilitätskurve für Hängebrücken ausgewertet. Zusätzlich wurde das Bewertungssystem auf die Brücke angewandt, um das Ergebnis aus den Fragilitätskurven zu bestätigen. Die Auswertung der Fragilitätskurven für die Hängebrücke ergab, dass auch für die höchste Spektralbeschleunigung ($Sa = 0,84\,\mathrm{m/s^2}$) für Beben mit einer Wiederkehrperiode von 2475 Jahren mit keinen größeren Schäden zu rechnen ist (Abb. 10.11). Für eine Auswertung der Fragilitätskurven mit der nach DIN 4149 anzusetzenden Spektralbeschleunigung für den Standort Rodenkirchen ist ein Wert von $S_a = 0,65\,\mathrm{m/s^2}$ anzusetzen.

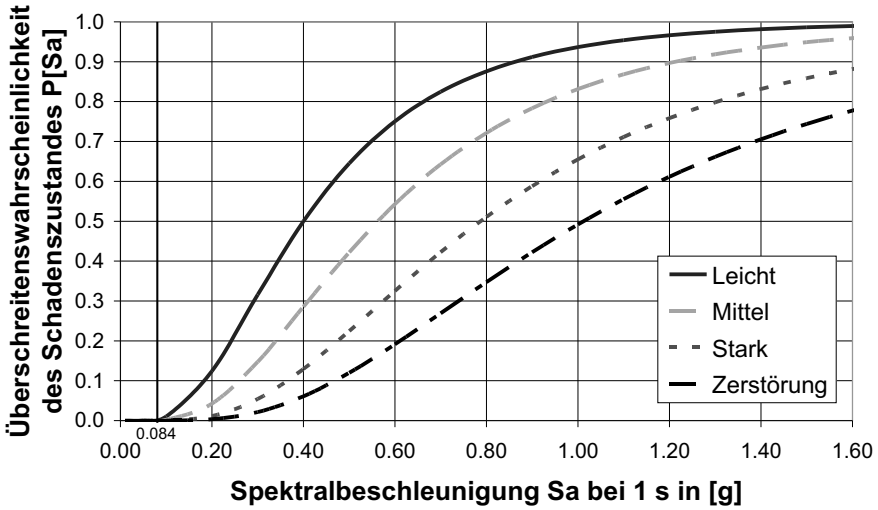


Abbildung 10.11: Fragilitätskurven für die Rodenkirchener Brücke

Die Auswertung des Bewertungssystems für Brücken ist im Anhang in Tabelle G.1 zu finden. Das Bewertungssystem lieferte für die Rodenkirchener Brücke einen Prioritätsindex von $P = 0{,}51$ (mittlere Priorität, Widerlager sind anfällig). Dieser Index ist auf die Lage in der Erdbebenzone 1 und die Anfälligkeit der Widerlager zurückzuführen. Der Bedeutungsbeiwert wurde mit Hilfe des Bewertungssystems zu $I = 0{,}71$ ermittelt, was einer hohen Bedeutung nach Eurocode 8 - Teil 2 entspricht.

10.2.6.2 Ergebnisse in Untersuchungsstufe II

In der zweiten Stufe erfolgten die Untersuchungen unter Ansatz der links- und rechtsrheinischen Antwortspektren für die drei angegebenen Wiederkehrperioden und das „worst case“ Szenario (Kap. 10.2.2). Die errechneten Beanspruchungsgrößen wurden mit den in Kapitel 8.1 eingeführten Schädigungsindikatoren bewertet. Tabelle 10.2 fasst exemplarisch die Ergebnisse der durchgeführten Vergleichsrechnungen zusammen. Zum Einen sind die Schädigungsindikatoren einer SPRS und MPRS Analyse einander gegenübergestellt, zum Anderen wird der Einfluss der Boden-Bauwerk Interaktion aufgezeigt.

Der Vergleich zwischen einfacher und multipler Anregung mit standortspezifischen Spektren zeigt, dass die Verschiebungen an den Auflagern infolge einer unkorrelierten Anregung geringer sind. Dagegen sind die kraftabhängigen Indikatoren bei einer unkorrelierten Fußpunktanregung deutlich höher.

Eine Idealisierung durch Einspannung der Brückenpfeiler berücksichtigt nicht die Nachgiebigkeit des Bodens. Aufgrund der Vernachlässigung der BBI werden relative Verschiebungen und Verdrehungen zwischen Fundament und Boden nicht mit einbezogen. Durch die Abbildung des Bodens wird eine realistischere Darstellung der Gründungseigenschaften der Brücke erreicht. Wie aus Tabelle 10.2 ersichtlich, werden unter Berücksichtigung

Tabelle 10.2: Vergleich zwischen SPRS-/MPRS-Analyse aus standortspezifischen Spektren mit einer Wiederkehrperiode von 2475 Jahren und Berechnung mit und ohne Boden-Bauwerk Interaktion

Indikator	SPRS	MPRS	MPRS/SPRS	ohne BBI	mit BBI	mit BBI/ohne BBI
$I_{T\ddot{u}} =$	0,108	0,101	0,942	0,101	0,102	1,002
$I_T =$	0,242	0,232	0,959	0,232	0,232	1,002
$I_{A,Widerl.} =$	0,150	0,067	0,444	0,067	0,070	1,050
$I_{A,Pylon} =$	0,275	0,125	0,455	0,125	0,135	1,080
$I_{Vh} =$	0,034	0,015	0,455	0,015	0,016	1,080
$I_{Vv} =$	0,460	0,686	1,490	0,686	0,715	1,042
$I_{I_T} =$	0,242	0,232	0,959	0,232	0,232	1,002
$I_{L,Widerl.} =$	0,147	0,174	1,183	0,174	0,176	1,010
$I_{L,Pylon} =$	0,352	0,372	1,057	0,372	0,373	1,001
$I_{L_{va},Widerl.} =$	0,162	0,192	1,183	0,192	0,194	1,010
$I_{L_{va},Pylon} =$	0,319	0,337	1,057	0,337	0,337	1,001
$I_{Pc} =$	0,694	0,734	1,057	0,734	0,754	1,027
$I_{Ps} =$	0,578	0,621	1,074	0,621	0,641	1,032
$I_{Pq,y} =$	0,004	0,005	1,255	0,005	0,003	0,639
$I_{Pq,x} =$	0,127	0,153	1,204	0,153	0,163	1,067
$I_{Seilspannung} =$	0,642	0,642	1,000	0,642	0,641	0,998

der Boden-Bauwerk Interaktion die Verschiebungen im System um bis zu 8% größer. Die Indikatoren für die Spannungen und die Stabilität der Pylone in Höhe der Fahrbahn sind ebenfalls unter Berücksichtigung der BBI erhöht. Aufgrund dieser Ergebnisse zeigt sich, dass auf eine Berücksichtigung der Boden-Bauwerk Interaktion bei dieser Brücke nicht verzichtet werden kann.

Exemplarisch sind die Schadensindikatoren für die vertikale Verschiebung der Überbaumitte (I_V), einen Anprall des Brückenüberbaus an die Widerlager/Pylone (I_A) (Dehnfugenbreite: 40 cm) und einen Trägerabsturz (I_T) dargestellt (Abb. 10.12). Des Weiteren sind die Indikatoren für ein Pylonversagen (I_{Pc}, I_{Ps}) und die Überprüfungen der Pylonspannungen ($I_{P'}$) am Pylonfuß und auf Höhe des Anschlusses an die Fahrbahnplatte dargestellt. Die Ergebnisse für die untersuchten Indikatoren blieben für alle Wiederkehrperioden deutlich unter den zulässigen Grenzwerten. Lediglich für das „worst case“ Szenario überschreitet die Durchbiegung der Fahrbahnplatte (I_{Vv}) den empfohlenen Grenzwert. Auch der etwas schwächer ausgeführte neuere Pylon hat sich als standsicher erwiesen.

10.2.6.3 Ergebnisse in Untersuchungsstufe III

Obwohl es keine gravierenden Hinweise auf eine Erdbebengefährdung der Rodenkirchener Brücke gab, wurde eine ausführliche Analyse in der dritten Stufe durchgeführt. Dies

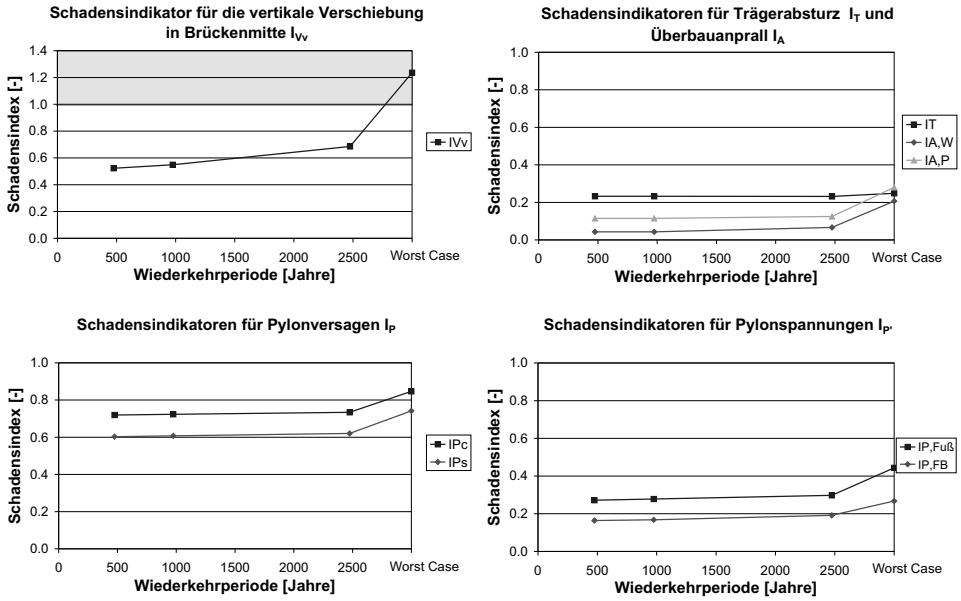


Abbildung 10.12: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe II

geschah zum einen zu Demonstrationszwecken für außergewöhnliche Bauwerke und zum anderen, weil das Tragverhalten von Hängebrücken wie auch Schrägseilbrücken nur durch ein dreidimensionales Rechenmodell realitätsnah erfasst werden kann. Mittels der für die dritte Untersuchungsstufe bestimmten standortspezifischen Beschleunigungszeitverläufe wurden je Konfiguration drei nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt. Die Auswertung der einzelnen Schadensindikatoren bestätigt die Aussage aus der zweiten Untersuchungsstufe, dass die Rodenkirchener Brücke für die untersuchten Wiederkehrperioden standsicher ist. In Abbildung 10.13 sind zum Vergleich mit der zweiten Untersuchungsstufe die korrespondierenden Schädigungsindikatoren aus der dritten Untersuchungsstufe dargestellt. Auch wenn sich die Werte tendenziell vergrößert haben, so liegen sie dennoch im unkritischen Bereich. Lediglich die Auswertung des Indikators für ein Pylonversagen (I_{Pc}) des alten Pylons der Reihe B überschreitet den zulässigen Grenzwerten für das sehr unwahrscheinliche „worst case“ Szenario. Dies ist dadurch begründet, dass der mittlere Pylon infolge der Lasten aus beiden Fahrbahnen fast doppelt so hoch belastet ist wie die beiden äußeren Pylone. Aufgrund der verschmierten Abbildung der drei Pylone war dieses Verhalten in der zweiten Untersuchungsstufe nicht ersichtlich, da dort keine diskrete Abbildung der einzelnen Pylone stattgefunden hat.

10.2.7 Abschließende Beurteilung

Die Untersuchung der Rodenkirchener Autobahnbrücke hat gezeigt, dass die Brücke auch bei einem stärkeren Beben nicht schadensanfällig ist. Dies ist u.a. dadurch zu begründen, dass Hängebrücken sich wie Pendel im Erdbebenfall verhalten und sich somit der Erdbebenbelastung entziehen. Des Weiteren begünstigen die relativ weichen und filigranen Überbaukonstruktionen größere Verformungswege, die durch die Verbindungsmittel abge-

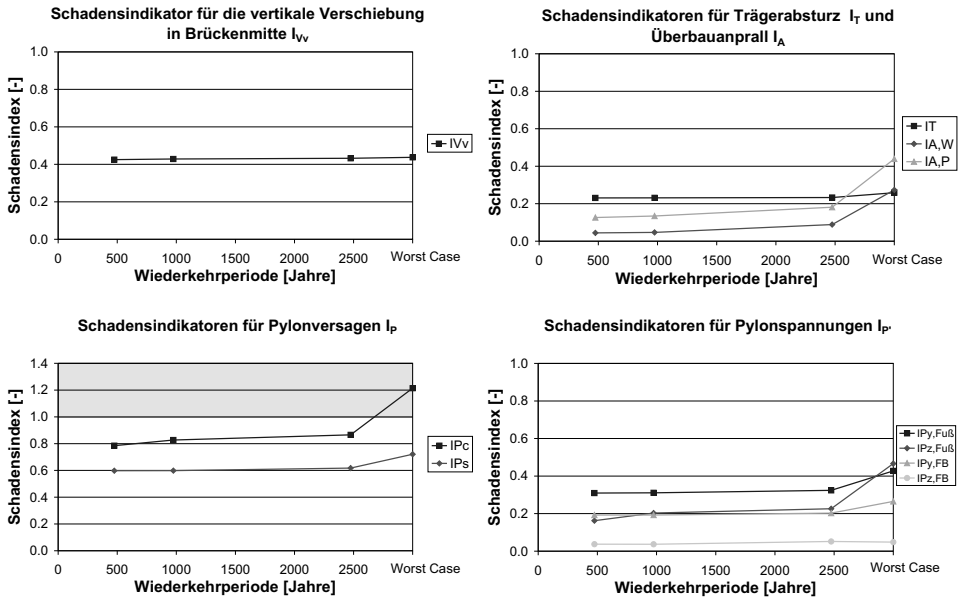


Abbildung 10.13: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe III

fangen werden müssen. Abschließend ist anzumerken, dass das Verfahren der ersten Stufe sowie das ebene Rechenmodell trotz der Vereinfachungen gute Ergebnisse geliefert haben, und diese durch die dritte Untersuchungsstufe bestätigt wurden.

10.3 Severinsbrücke

10.3.1 Bauwerksbeschreibung

Die Severinsbrücke über den Rhein (Abb. 10.14) ist eine Schrägseilbrücke mit einem Pylon und sechs Kabelpaaren, die einen Fächer bilden. Sie hat eine Gesamtlänge von 690, 86 m und eine maximale Feldlänge von 301, 67 m. Die Brücke wurde 1961 errichtet, und die Hauptbauteile bestehen aus Stahl. Die Brücke trägt die vierspurige Bundesstraße B55, eine Straßenbahn und besitzt auf jeder Seite einen Fußgänger- und Fahrradweg. Der Überbau ist 29, 50 m breit und als Stahlfachwerkträger ausgebildet. Er ist auf Stelzenlagern gelagert, die eine Verschiebung in Längsrichtung ermöglichen. Zusätzlich ist der Überbau durch ein Punktkipplager an den Pylon angeschlossen. Der 74, 70 m hohe Pylon mit rechteckigem Hohlkastenquerschnitt aus Stahl St37 und St52 ist in fünf Segmente unterteilt. Das Gesamtgewicht der Severinsbrücke beträgt 10.923 t.

10.3.2 Seismische Standortgefährdung

Die Erdbebengefährdung wurde von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe [Schmitt 2005] mit einer probabilistischen Erdbebengefährdungsanalyse (PSHA)

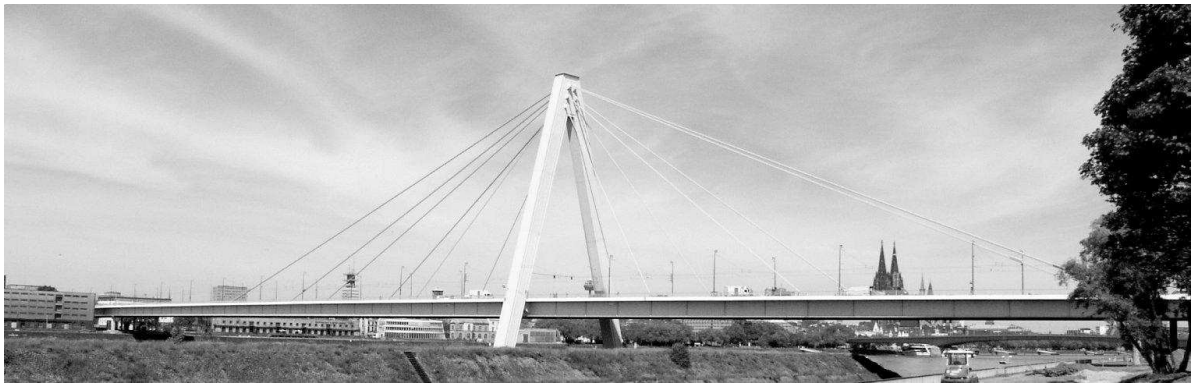


Abbildung 10.14: Severinsbrücke

basierend auf dem deutschen Erdbebenkatalog, unter Berücksichtigung der Untergrundbedingungen im Großraum Köln, ermittelt. Hierbei wurde die maximal mögliche Intensität in der Niederrheinischen Bucht zu 8.5 MSK angenommen, wobei die größte historisch beobachtete Intensität 8.0 MSK beträgt. Das Ergebnis der Erdbebengefährdungsanalyse ist die in Abbildung 10.15 dargestellte Gefährdungskurve des Standorts. Die Standardabweichung der ermittelten Gefährdungskurve beträgt 0.5 MSK. Mit den daraus ermittelten Beschleunigungen [Murphy u. O'Brien 1977] für verschiedene Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind im Anschluss die elastischen Antwortspektren nach Eurocode 8 unter Berücksichtigung der Baugrundklassen skaliert worden. Im Falle der Severinsbrücke liegen die Baugrundklassen B und C vor. Für die nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen in der dritten Untersuchungsstufe wurden aus diesen skalierten Spektren jeweils drei synthetische Beschleunigungszeitverläufe für Wiederkehrperioden von 475, 1.000, 5.000 und 10.000 Jahren generiert.

10.3.3 Rechenmodelle

In dem vereinfachten linearen Modell für Schrägseilbrücken (Abb. 10.16a) werden die Brücken durch Balkenelemente mit äquivalenten Querschnitts- und Steifigkeitseigenschaften modelliert. Die Eigenschaften der Lager des Überbaus werden durch lineare Feder-Dämpferelemente abgebildet und für die Tragseile werden Zugstäbe verwendet. Die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk wird durch Feder-Dämpfer Elemente nach dem Ansatz von Wolf [1994] abgebildet. In dem detaillierten nichtlinearen Modell für die dritte Untersuchungsstufe (Abb. 10.16b) wurden der Überbau mit Schalenelementen und die Längs- und Querträger durch Balkenelemente modelliert. Das Modell umfasst ca. 36.000 Freiheitsgrade. Für die Erfassung der physikalischen Nichtlinearität wurde ein Materialgesetz für Stahl nach Eurocode 3 [EC 3 2005] verwendet.

10.3.4 Erdbebeneinwirkung

Die seismische Einwirkung auf das vereinfachte Modell in der zweiten Untersuchungsstufe wurde durch skalierte Antwortspektren beschrieben. Aufgrund der Lifeline-Funktion der

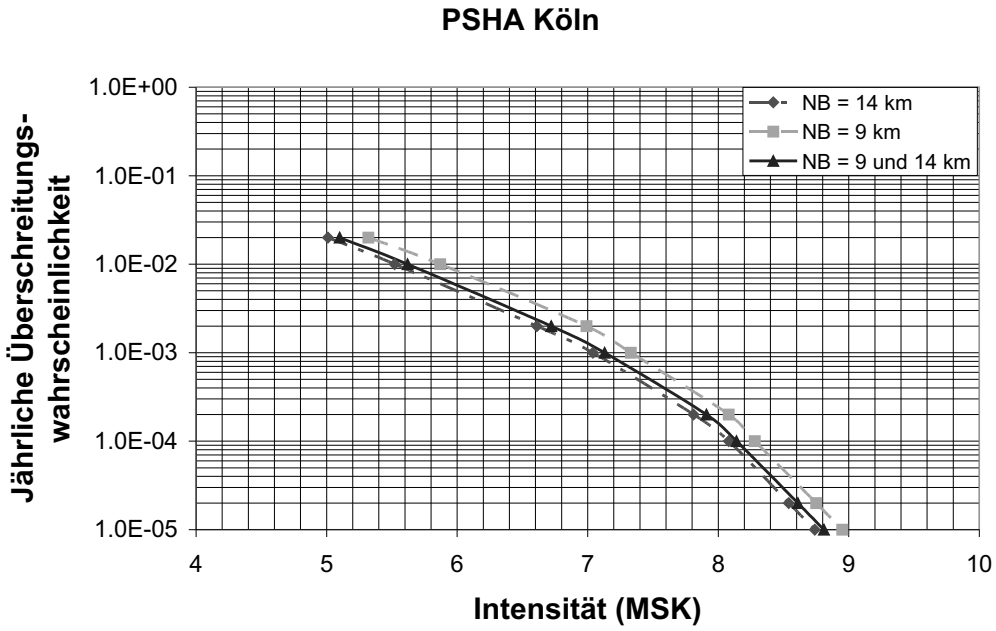
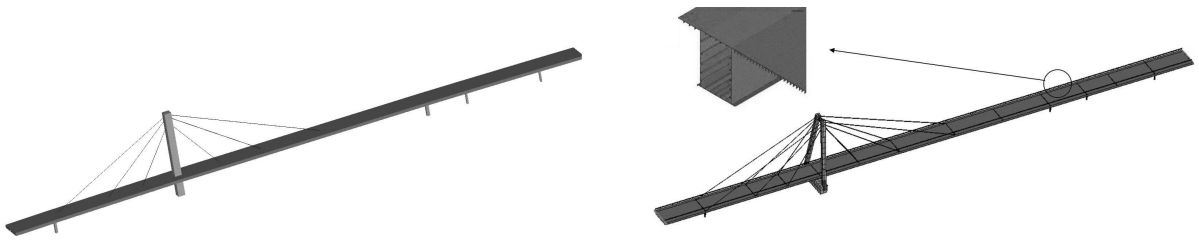


Abbildung 10.15: Seismische Gefährdungskurve für Köln [Schmitt 2005]



(a) Vereinfachtes Modell für Stufe II **(b)** Detailliertes Modell für Stufe III

Abbildung 10.16: Rechenmodelle für die Severinsbrücke

Severinsbrücke wurde diese in die Bedeutungsklasse III mit einem Bedeutungsfaktor von 1,3 eingestuft. Der Verhaltensbeiwert wurde nach dem Eurocode 8 - Teil 2 [EC 8-2 2004] zu $q = 1,0$ gewählt. Dieser konservative Wert für Kabelbrücken wird wegen des Vorhandenseins höherer Schwingungsformen empfohlen. Wegen der unterschiedlichen geologischen Eigenschaften an beiden Flussufern und der Länge der Severinsbrücke wurde eine Mehrpunkt-Antwortspektrenanalyse (Kap. 4.2.1) durchgeführt. Entsprechend wurde das Modell in der dritten Untersuchungsstufe durch jeweils drei unkorrelierte Zeitverläufe für das linksrheinische und rechtsrheinische Ufer angeregt.

10.3.5 Baudynamische Untersuchung

10.3.5.1 Systemidentifikation

Die Schwingungsmessung der Severinsbrücke erfolgte mit Beschleunigungssensoren an acht Positionen entlang der Längsachse. Eine Messung der torsionalen Eigenfrequenzen war bei dieser Brücke aus technischen und betrieblichen Gründen nicht möglich. Die Sensorpositionen sind in Abbildung 10.17 dargestellt. Die Messpunkte wurden durch Auswertung der vorab mit dem vereinfachten Modell für Untersuchungsstufe II berechneten Eigenformen festgelegt.

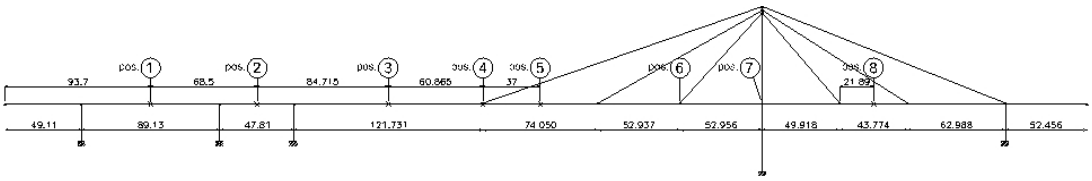


Abbildung 10.17: Verteilung der Messpunkte auf der Severinsbrücke

10.3.5.2 Modellkalibrierung

Die Kalibrierung des Modells der Severinsbrücke mit den gemessenen Eigenfrequenzen erfolgte durch Variation der Steifigkeitsverteilung im Überbau und der Vorspannung in den Tragseilen. Die Kalibrierung wurde durch Lösung eines Optimierungsproblems durch die Minimierung der Abweichung zur statischen Solllage des Brückenüberbaus mit gradientenbasierten Verfahren automatisiert durchgeführt. Der Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen der Severinsbrücke für das detaillierte Modell ist in der Tabelle 10.3 zusammengestellt. In Klammern ist die Standardabweichung des Messwertes angegeben. Der Vergleich für das vereinfachte Modell der zweiten Stufe ist im Anhang in Tabelle G.3 zu finden und zeigt ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung. Repräsentativ sind in Abbildung 10.18 einige Eigenformen dargestellt.

Tabelle 10.3: Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen [Hz]

Vertikal		Transversal		Torsional	
Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
0,42 (0,003)	0,42	0,72 (0,007)	0,75	1,34 (0,037)	1,38
0,96 (0,256)	0,95	0,97 (0,011)	0,97	1,46 (0,022)	1,46
1,37 (0,079)	1,58	1,54 (0,088)	1,57		
1,83 (0,086)	1,81	1,99 (0,058)	1,95		
2,36 (0,149)	2,58	2,45 (0,050)	2,33		
2,75 (0,032)	2,69	2,71 (0,091)	2,92		



(a) 1. vertikale EF bei $0,42$ Hz **(b)** 1.transversale EF bei $0,75$ Hz **(c)** 1. torsionale EF bei $1,38$ Hz

Abbildung 10.18: Repräsentative Eigenformen des detaillierten Modells der Severinsbrücke

Wie die Eigenfrequenzen zeigen, handelt es sich bei der Schrägseilbrücke ebenfalls um eine im Vergleich zu einer Plattenbalkenbrücke sehr weiche Konstruktion. Im Gegensatz zu einer Plattenbalkenbrücke ist es auch hier schwierig, das dynamische Verhalten der Schrägseilbrücke mit einem ebenen Modell abzubilden, da die räumliche Tragwirkung durch die Seile auf beiden Brückenseiten nicht erfasst werden kann. Deshalb sollte unbedingt eine Untersuchung in der dritten Stufe durchgeführt werden, in der das dreidimensionale Modell der Brücke zuverlässigere Ergebnisse liefert.

10.3.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen

10.3.6.1 Ergebnisse in Untersuchungsstufe I

Die Ergebnisse aus den Fragilitätskurven und dem Bewertungssystem weisen auch bei der Severinsbrücke nur auf eine geringfügige Beschädigung und eine vernachlässigbare Erdbebengefährdung hin. Die Fragilitätskurven für Schrägseilbrücken entsprechen denen für Hängebrücken und aufgrund der Nähe zur Rodenkirchener Brücke ergibt sich das gleiche Ergebnis. Als Ergebnis des Bewertungssystems ergibt sich ein Prioritätsindex von $P = 0,45$, was einer mittleren Priorität entspricht. Aufgrund der starken Ausnutzung, hat sich ein Bedeutungsfaktor von $I = 0,72$ für die Severinsbrücke ergeben. Die Lager der Severinsbrücke wurden in dieser Untersuchungsstufe als empfindlich gegenüber seismischen Lasten eingestuft (Anhang, Tab. G.1).

10.3.6.2 Ergebnisse in Untersuchungsstufe II

Im Rahmen der zweiten Untersuchungsstufe wurden mit den berechneten Beanspruchungsgrößen sämtliche Schädigungsindikatoren überprüft. Exemplarisch werden hier die Ergebnisse der Normalspannungen aus zweiachsiger Biegung und Normalkraft für den Pylonfuß und den Brückenüberbau, sowie der Anprall des Brückenüberbaus gegen die Widerlager vorgestellt (Abb. 10.19). Die Ergebnisse dieser Untersuchungsstufe zeigen, dass es in dem untersuchten Bereich von Wiederkehrperioden zu keinen Spannungsüberschreitungen kommt, und dass auf Grund der ausreichenden Dehnfuge kein Anprall des Brückenüberbaus zu erwarten ist.

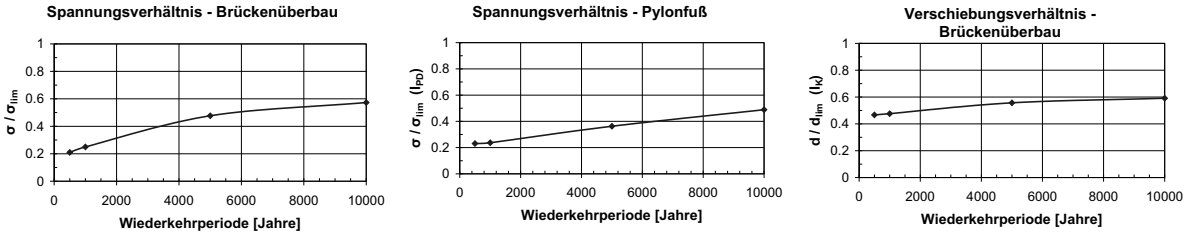


Abbildung 10.19: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe II

10.3.6.3 Ergebnisse in Untersuchungsstufe III

Analog zur zweiten Untersuchungsstufe zeigt Abbildung 10.20 die Ergebnisse der Stufe III für die Severinsbrücke. Die Ergebnisse zeigen eine weitgehende Übereinstimmung mit der zweiten Stufe. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Severinsbrücke bis zu einem Ereignis mit einer Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren als sicher eingestuft werden kann, was einer Spitzenbodenbeschleunigung von $a_g = 1,93\ \mathrm{m/s^2}$ am Brückenstandort entspricht.

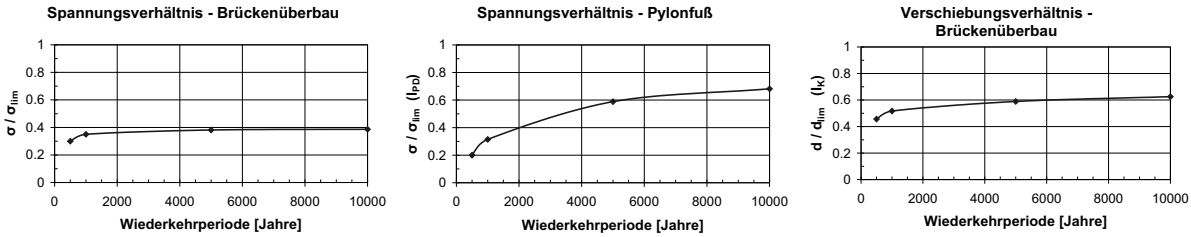


Abbildung 10.20: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe III

10.3.7 Abschließende Beurteilung

Die Untersuchungen der Severinsbrücke haben gezeigt, dass die Schrägseilbrücke für Erdbeben mit Wiederkehrperioden bis zu 10.000 Jahren standsicher ist. Die Belastung der Stelzenlager infolge der transversalen Erdbebenerregung erreicht allerdings bei der letzten untersuchten Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren ihren Grenzwert. Die Aussagen der ersten Abschätzung mit Hilfe der Fragilitätskurven, des Bewertungssystems und des vereinfachten Rechenmodells konnten auch hier bestätigt werden und haben sich als zuverlässig erwiesen.

10.4 Autobahnkreuz Kerpen

10.4.1 Bauwerksbeschreibung

Das Autobahnkreuz Kerpen (Abb. 10.21) besteht aus zwei baugleichen, parallelen Paaren von Plattenbalkenbrücken für jede Fahrtrichtung und überbrückt als Bestandteil der Autobahn A4 die A61. Das Kreuz wurde 1986 errichtet, und die Baukosten für das gesamte Bauwerk betrugen umgerechnet 2.432.837 Euro. Das Kreuzungsbauwerk hat eine Gesamtlänge von 60, 52 m. Die beiden äußeren Teilbauwerke (TBW 1+4) haben eine Breite von 14, 75 m und die beiden inneren (TBW 2+3) von 18, 50 m. Der zwei- bzw. dreistegige Überbau der Brücke ist in Feldmitte auf zehn 4, 70 m hohen Pfeilern auf Elastomerlagern aufgelegt. Der Hauptbaustoff ist Stahlbeton der Festigkeitsklasse B25 mit Bewehrungsstahl BSt420S. Die Brücke ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt. Das Gesamtgewicht eines äußeren Teilbauwerks beträgt 1.641 t und eines inneren Teilbauwerks 2.277 t. Für die baudynamische Untersuchung der Bauwerke wurde wegen der entkoppelten Bauweise nur eine Fahrtrichtung betrachtet.



Abbildung 10.21: Autobahnkreuz Kerpen

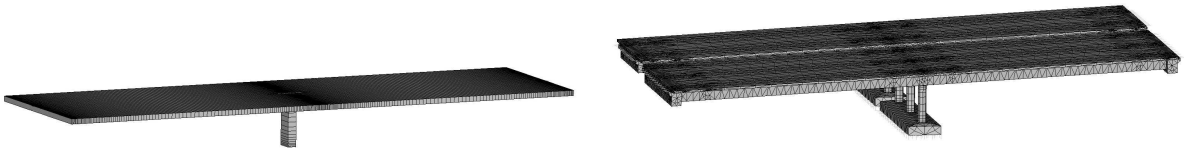
10.4.2 Seismische Standortgefährdung

Auf Grund der Lage des Autobahnkreuzes im Bereich des Erft-Sprung-Systems (herdnah und im Becken) wurden standortabhängige Antwortspektren für verschiedene Wiederkehrperioden in Kooperation mit der Abteilung Erdbebengeologie der Universität zu Köln ermittelt. Dazu wurden unter Berücksichtigung des tiefen geologischen Untergrunds zunächst die Anregung des Festgesteinshalbraumes in Form von Spektren für Eintrittswahrscheinlichkeiten von 10%, 5% und 2% in 50 Jahren bestimmt. Aus diesen wurden synthetische Beschleunigungszeitverläufe generiert, die in dem Programm SHAKE91 als

Anregung der Sedimentschichten auf dem Festgesteinhorizont zur Bestimmung der Standorteffekte angesetzt wurden. Insgesamt wurden zur Erfassung der Streuungen in den geophysikalischen Parametern 200 Modelle erstellt und durchgerechnet. Aus den Einzelergebnissen wurden der Median sowie die 84%-Fraktile ermittelt. Die Abbildungen G.2 und G.3 im Anhang zeigen als Beispiel die Bodenantwortspektren für eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren und das zum Standort gehörigen horizontale Normspektrum nach DIN 4149 sowie das Antwortspektrum für das „worst case“ Szenario. Alle ermittelten Antwortspektren und spektrumskompatible synthetische Beschleunigungszeitverläufe sind in den Abbildungen G.8 bis G.11 für die drei gewählten Wiederkehrperioden (475, 975, 2475 Jahre) und dem „worst case“ Szenario dargestellt. Die Darstellungen zeigen die Medianwerte.

10.4.3 Rechenmodelle

Für die Plattenbalkenbrücke des Kerpener Kreuzes wurden zwei Modelle für die in den Untersuchungsstufen II und III durchzuführenden Untersuchungen erstellt (Abb. 10.22). In dem vereinfachten, linearen Rechenmodell wurden die Tragstruktur der Brücke mit Balkenelementen, die Brückenlager mit Federelementen und die Interaktion mit dem Boden durch das Kegelstumpfmodell von Wolf [1994] modelliert. Das detaillierte in der dritten Stufe verwendete Modell setzt sich vollständig aus Volumenelementen zusammen und umfasst etwa 113.000 Freiheitsgrade. Die Vorspannglieder sind in diesem Modell mit ihren Verläufen durch eindimensionale Elemente diskret abgebildet. Die Pfeiler wurden mit nichtlinearen Elementen abgebildet, die den Stahlbetonquerschnitt in einzelne Zellen unterteilen und die nichtlinearen Materialeigenschaften von Stahl bzw. Beton verschmiert abbilden. Dadurch war es möglich, die Ausbildung von plastischen Gelenken in den Pfeilern zu erfassen.



(a) Vereinfachtes Modell für Stufe II **(b)** Detailliertes Modell für Stufe III

Abbildung 10.22: Rechenmodelle für die Plattenbalkenbrücke AK Kerpen für eine Fahrtrichtung (TBW3+4)

10.4.4 Erdbebeneinwirkung

Die Beanspruchungen des Autobahnkreuzes Kerpen für die festgelegten Wiederkehrperioden wurden in drei unabhängigen Berechnungen mit den Spektren für die X-, Y- und Z-Richtung ermittelt und anschließend überlagert. Dabei wurde für die X- und Y-Richtung das gleiche und für die vertikale Richtung ein um 30% abgemindertes Spektrum verwendet. Für die Zeitverlaufsberechnungen wurden die Beanspruchungsgrößen durch den Ansatz

gleichzeitig wirkender Beschleunigungen in alle drei Richtungen ermittelt. Als notwendige Zeitverläufe der Beschleunigungen wurden die standortspezifisch generierten Akzelerogramme für die verschiedenen Wiederkehrperioden verwendet (siehe Anhang G). Auf Grund der Kompaktheit und der überschaubaren Abmessungen der Brücke wurden für sämtliche Auflagerpunkte identische Fußpunkterregungen aufgebracht.

10.4.5 Baudynamische Untersuchung

10.4.5.1 Systemidentifikation

Am Autobahnkreuz Kerpen wurde für jeder der beiden Teilbrücken zwei Messreihen mit einer Dauer von jeweils einer Stunde durchgeführt. Die Messung erfolgte mit jeweils 9 Messstationen, deren Konfiguration in Abbildung 10.23 darstellt ist. Die Messstationen wurden auf dem Standstreifen bzw. auf dem Trennstreifen zwischen den beiden Fahrtrichtungen der jeweiligen Teilbrücke aufgebaut. Die Ausrichtung der X-Komponente der Aufnehmer erfolgte jeweils in Fahrtrichtung Aachen, die Y-Komponente in nördlicher Richtung. Die Punkte wurden auf Grundlage der Ergebnisse der modalen Analyse mit dem vereinfachten Modell der zweiten Untersuchungsstufe gewählt. Für jede Fahrbahn wurde an 9 Punkten simultan gemessen. Mit der simultanen Messung war es auch möglich, die torsionalen Eigenfrequenzen durch Differenzbildung der Messreihen gegenüberliegender Messpunkte zu bestimmen. Die Realisierung der simultanen Messung erfolgte über eine Zeitsynchronisation der Aufnehmer mit GPS-Signal. Jeder Aufnehmer verfügte über einen eigenen Datenrekorder mit Stromversorgung und ein GPS-Empfangsmodul.

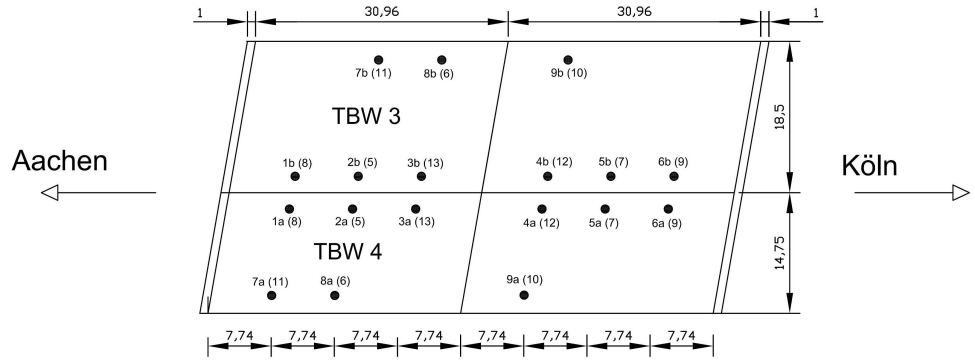


Abbildung 10.23: Anordnung der Messpunkte für das Autobahnkreuz Kerpen

Bei den zwei Messungen auf dem Autobahnkreuz Kerpen wurden insgesamt 54 Zeitverläufe aufgezeichnet, wovon 6 aufgrund fehlender zeitlicher Synchronisation an der Station GP05 nicht ausgewertet werden konnten. Abbildung 10.24 zeigt einen 15 Minuten langen Ausschnitt der Aufzeichnung der Z-Komponente der Station GP08 der ersten Messung.

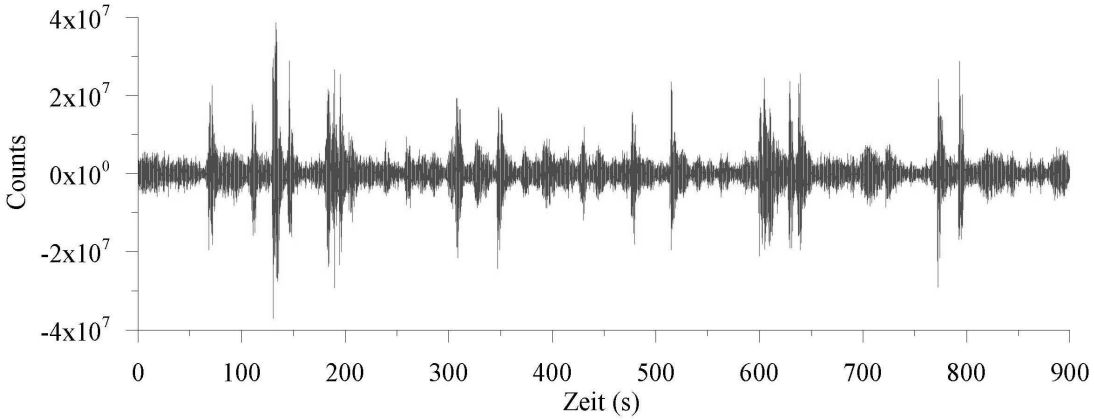


Abbildung 10.24: 15 Minuten langer Zeitbereich, 1. Messung, Z-Komponente, Station GP08

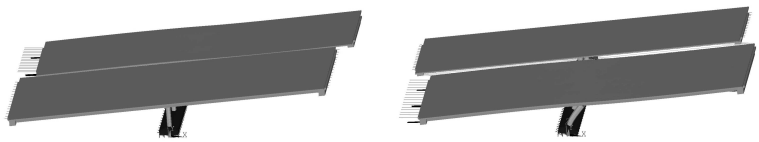
10.4.5.2 Modellkalibrierung

Bei der Kalibrierung der linearen Modelle für die zweite Untersuchungsstufe zeigte sich, dass die berechneten Eigenfrequenzen bereits eine sehr gute Übereinstimmung mit den Messwerten aufwiesen (Tab. G.4 im Anhang). Die Feinkalibrierung erfolgte durch Variation der Steifigkeiten und der Vorspanngrade, da die Geometrie der Brücke genau bekannt war. Auch für das detaillierte Modell ergab sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten vertikalen, transversalen und torsionalen Eigenfrequenzen. In Tabelle 10.4 sind die Messergebnisse den berechneten Eigenfrequenzen der beiden Modelle gegenübergestellt. Die angegebenen gemessenen Eigenfrequenzen sind die Mittelwerte aus allen Messreihen mit den zugehörigen Standardabweichungen (in Klammer). Die Tabelle 10.4 beinhaltet nur die dominierenden Eigenfrequenzen mit hohen modalen Masseanteilen und deutlichen Peaks im Frequenzspektrum.

Tabelle 10.4: Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen des AK Kerpen [Hz]

	Vertikal		Transversal		Longitudinal	
	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
TBW 1+4	2,93 (0,032)	3,27	5,47 (0,045)	5,66	1,30 (0,048)	1,16
	4,31 (0,106)	4,39	11,81 (0,101)	13,45		
	11,08 (0,063)	11,13				
TBW 2+3	3,08 (0,016)	3,37	5,51 (0,145)	5,73	1,34 (0,087)	1,25
	4,51 (0,086)	4,50	7,90 (0,019)	7,70		
	11,66 (0,250)	11,34	13,45 (0,178)	13,30		

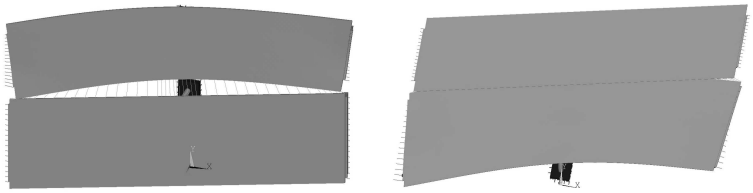
In Abbildung 10.25 sind exemplarisch die ersten vertikalen Eigenformen des detaillierten numerischen Modells für die Teilbauwerke 1 und 2 dargestellt.



(a) 1. longitudinale EF bei 1,16 bzw. 1, 25 Hz



(b) 1. vertikale EF bei 3,27 bzw. 3, 37 Hz



(c) 1. transversale EF bei 5,66 bzw. 5, 73 Hz

Abbildung 10.25: Repräsentative Eigenformen des detaillierten Modells des Autobahnkreuzes Kerpen

10.4.6 Ergebnisse der drei Untersuchungsstufen

10.4.6.1 Ergebnisse in Untersuchungsstufe I

In der ersten Untersuchungsstufe wurden zuerst die Fragilitätskurven beider Teilbauwerke ermittelt. Eine Auswertung der Fragilitätskurven für das Autobahnkreuz Kerpen ergab, dass bei einer anzusetzenden Spektralbeschleunigung ($Sa = 0,74\ \mathrm{m/s^2}$) nach DIN 4149 nicht mit größeren Schäden zu rechnen ist (Abb. 10.26). Nur mit einer 6% Wahrscheinlichkeit sind leichte bis mittlere Schäden zu erwarten. Die höchste standortspezifische Spektralbeschleunigung eines Bebens mit einer Wiederkehrperiode von 2475 Jahren mit einer 94% Eintrittswahrscheinlichkeit beträgt nur $Sa = 0,62\ \mathrm{m/s^2}$ und wurde daher nicht angesetzt. Die Anwendung des Bewertungssystems lieferte einen Prioritätsindex von $P = 0,44$ für die Teilbauwerke 1+4 und $P = 0,40$ für die Teilbauwerke 2+3, dies entspricht einer mittleren Priorität. Auf Grund der kurzen Pfeiler mit ihrer begrenzten Fähigkeit seismische Energie zu dissipieren, besteht die Möglichkeit, dass es zu hohen Lasten in Auflagern und Widerlagern kommen kann. Weiterhin muss die Gefahr eines Schubbruchs in den Pfeilern bei der weiteren Untersuchung beachtet werden. Die Richtigkeit dieser ersten Einschätzung wird in den folgenden zwei Untersuchungsstufen überprüft.

10.4.6.2 Ergebnisse in Untersuchungsstufe II

In dieser Stufe wurden die Untersuchungen mit für Balkenbrücken geeigneten Schädigungsindikatoren bewertet. Exemplarisch werden hier die Schadensindikatoren für einen Anprall des Brückenüberbaus an die Widerlager und ein Versagen der Elastomerlager an den Widerlagern vorgestellt. Die Ergebnisse für die genannten Indikatoren sind in Abbildung 10.27 als Funktion der Erdbeben-Wiederkehrperiode für die Teilbauwerke 1 und

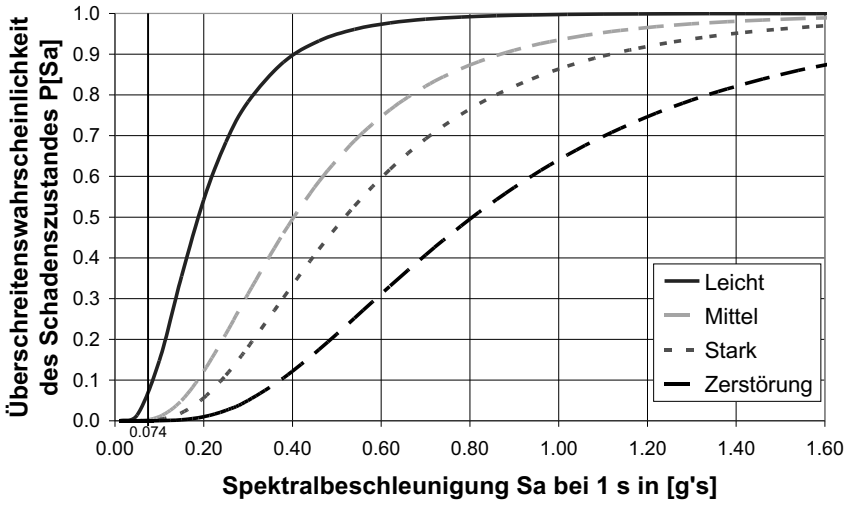


Abbildung 10.26: Fragilitätskurven für das Autobahnkreuz Kerpen

4 aufgetragen. Der Funktionswert entspricht dem Verhältnis der vorhandenen Beanspruchung zu der maximal zulässigen Beanspruchung. Die Auswertung der Ergebnisse ergab, dass ein Anprall der Widerlager selbst für ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 2475 Jahren nicht eintritt. Ein Versagen der Elastomerlager an den Widerlagern infolge einer zu hohen horizontalen Auflagerkraft (Index B_r) kann hingegen für alle Wiederkehrperioden eintreten. Die horizontale Verschiebung in Brückenlängsrichtung (Index u_x), die maximale vertikale aufnehmbare Auflagerkraft (Index N_{max}) und die Auflagerverdrehung um die Achse quer zur Fahrbahn (Index a_y) bleiben hingegen für alle untersuchten Wiederkehrperioden unterhalb der kritischen Grenzwerte (Abb. 10.27 links). Die Untersuchung des Pfeilerversagens im Erdbebenfall zeigte, dass ab einer Wiederkehrperiode von mehr als 1.000 Jahren ein Versagen der Pfeiler eintreten kann, da die Querkrafttragfähigkeit (Index I_{Qd}) überschritten wird. Die zulässigen Betondruckspannungen in den Pfeilern (Index I_{sD}) sind hingegen unkritisch (Abb. 10.27 rechts). Für die Teilbauwerke 2 und 3 ergaben sich ähnliche Ergebnisse, und daher wird hier auf eine grafische Darstellung verzichtet. Für die zweite Untersuchungsstufe kann festgehalten werden, dass unter Zugrundelegung des standortspezifischen Spektrums mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren ein Versagen der Elastomerlager an den Widerlagern infolge einer zu hohen horizontalen Auflagerkraft eintreten kann. Da sich infolge der Anregungen in der zweiten Stufe ein nichtlineares Tragverhalten bei einem Beben mit einer Wiederkehrperiode von 975 Jahren angekündigt hat, wurde anschließend das AK Kerpen mit der dritten Untersuchungsstufe untersucht.

10.4.6.3 Ergebnisse in Untersuchungsstufe III

Die nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen in der dritten Untersuchungsstufe wurden mit den standortspezifischen, synthetisch generierten Beschleunigungszeitverläufen durchgeführt. Um die Streuungen zu berücksichtigen, wurden für eine Wiederkehrperiode immer drei transiente Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse der einzelnen Schadensindi-

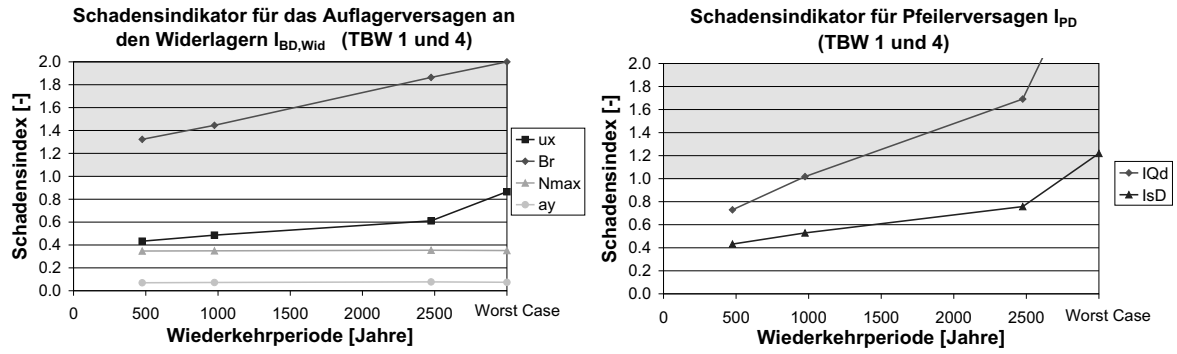


Abbildung 10.27: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe II

katoren korrespondieren mit denen der zweiten Untersuchungsstufe. Die horizontale Auflagerkraft überschreitet für alle Wiederkehrperioden die maximal aufnehmbaren Schubkräfte der Lagerkonstruktion an den Widerlagern, während die anderen Kriterien für ein Auflagerversagen eingehalten wurden (Abb. 10.28 links). Der Indikator für ein potentielles Pfeilerversagen zeigt auf Grund der Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens ein gutmütigeres Verhalten als in der vorangegangenen Untersuchungsstufe. Lediglich die Querkrafttragfähigkeit wird für höhere Wiederkehrperioden leicht überschritten (Abb. 10.28 rechts). Diese Überschreitung liegt bei etwa 5% und ist daher vernachlässigbar.

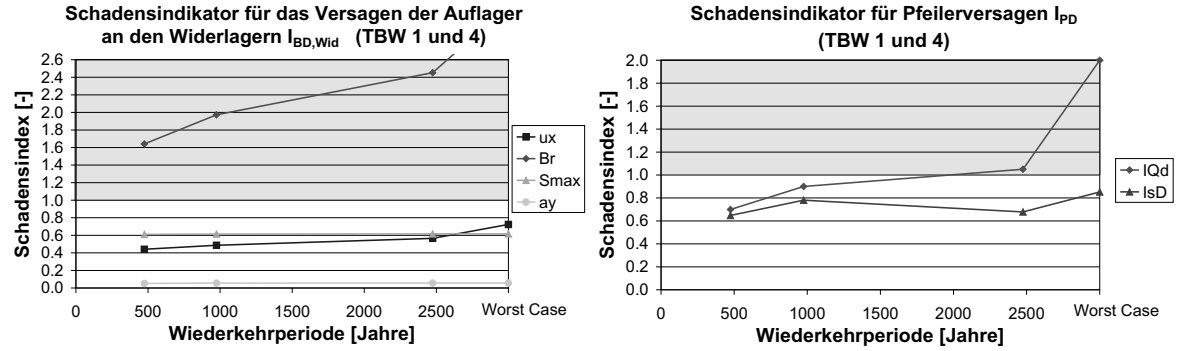


Abbildung 10.28: Ergebnisse in der Untersuchungsstufe III

10.4.7 Abschließende Beurteilung

Anhand der Ergebnisse aus den drei Untersuchungsstufen ist davon auszugehen, dass im Falle eines Erdbebens bei den Teilbauwerken des Kerpener Kreuzes trotz der Lage in Erdbebenzone 2 und der ursprünglich für statische Lasten durchgeführten Bemessung nur Schäden an den Festhaltungen der Elastomerlager auftreten. Durch die Ausführung der Teilbauwerke als kurze Durchlaufträger und der geringen Gefahr eines Überbauabsturzes an den Widerlagern kann es lediglich zu einer Verschiebung des Überbaus kommen, die jedoch kein Systemversagen nach sich zieht.

Kapitel 11

Zusammenfassung und Ausblick

11.1 Ergebnisse der Arbeit

Die Arbeit umfasst die Entwicklung eines Untersuchungskonzeptes für bestehende Brückenbauwerke und die Integration des Konzeptes in ein Managementsystem mit Datenbankfunktion. Das vorgeschlagene Untersuchungskonzept basiert auf einem systematischen dreistufigen Verfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit und versetzt den Bauwerksbetreiber in die Lage einen Überblick über den Zustand der Brückenbauwerke im Erdbebenfall zu bekommen. Des Weiteren lässt sich daraus die Notwendigkeit der Durchführung von Maßnahmen zur Bauwerkserhaltung und Nachrüstung ermitteln. Jeder mit der Bauwerkserhaltung betraute Ingenieur sollte mittels des entwickelten Bewertungssystems in der Lage sein, die Gefährdung und Erdbebensicherheit der Brückenbauwerke schnell abzuschätzen und langfristige Planungen für den Erdbebenfall, unter Berücksichtigung der Dringlichkeit der Bearbeitung einzelner Bauwerke und der wirtschaftlichen Rahmenbedingungen, durchzuführen.

Bisherige Vulnerabilitätsbewertungsverfahren basieren auf Schnellbewertungsverfahren, die unzureichend sind, um darauf aufbauend Entscheidungen zu treffen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher bereits existierende Verfahren zur Schnellbewertung der seismischen Vulnerabilität miteinander verglichen und daraus ein umfassendes neues Bewertungssystem entwickelt. Zusätzlich wurde im Rahmen des Verfahrens ein objektiver Beurteilungsalgorithmus für die Bedeutungsklassifizierung von Brücken erarbeitet. In Ergänzung zum vereinfachten Bewertungsverfahren wurden für die zweite und dritte Untersuchungsstufe Schädigungsindikatoren für Brücken unter Erdbebenbelastung entwickelt und für eine systematische Untersuchung mit Hilfe des Antwortspektrenverfahrens und transienten Analysen aufbereitet. Zur Durchführung der programmunterstützten Auswertung der Erdbebensicherheit wurden vorgefertigte Schablonen für alle definierten Brückenklassen entwickelt. Für Untersuchungen mit der dritten Stufe wurden ein nichtlineares Stahlbetonmodell für Balkenelemente, sowie eine gekoppelte BEM-FEM Formulierung in das FE-Programm ANSYS® implementiert.

Das vorgestellte Verfahren wird durch ein programmtechnisch umgesetztes Managementsystem mit Anbindung an die bundesweit eingesetzte Brückendatenbank SIB-Bauwerke

unterstützt. Die seismische Standortgefährdung wird anhand des Managementsystems in Abhängigkeit der Erdbebenzone, der Untergrund- und der Baugrundklasse nach DIN 4149 oder Eurocode 8 bei Bedarf automatisch ermittelt. Die Interpretation der Ergebnisse wird durch die Bereitstellung von statistischen Auswertungsmethoden, Visualisierungsmöglichkeiten und durch detaillierte Ergebnisprotokolle unterstützt. Abschließend werden alle Brückendaten und Ergebnisse auf einem zentralen Datenbankserver abgelegt, so dass auch zukünftige Einflüsse wie lebensdauerbedingte Schädigungen oder Sanierungsmaßnahmen nachträglich in der Beurteilung der Brücken berücksichtigt werden können.

Exemplarisch wurde das Verfahren auf fünf Brücken in erdbebengefährdeten Gebieten in Deutschland angewendet. Dabei hat sich gezeigt, dass bei einer Erdbebenbelastung von Brückenbauwerken in diesen Erdbebengebieten Lagerkonstruktionen die kritischen Bauteile sind. Ein Versagen der Lager führt nur in Ausnahmefällen und vorwiegend bei Einfeldträgern zu einem Versagen des Gesamtsystems. Bei guter Zugänglichkeit der Lager ist ein Ersetzen der Lager in den meisten Fällen unproblematisch und führt auch im Schadensfall nur zu einer temporären Nutzungseinschränkung.

Das hier vorgestellte dreistufige Verfahren sollte auf alle in der Bundes-Datenbank definierten und gefährdeten Brückentypen angewendet werden, um eine netzweite Einschätzung der Schadensanfälligkeit der Brücken im Erdbebenfall zu erhalten. In Anbetracht der wirtschaftlichen Bedeutung von Brücken im Infrastrukturnetz ist gerade für das Transitland Deutschland eine gute Einschätzung des Erdbebenrisikos besonders wichtig. Eine netzweite Analyse würde auch dem Entwurf von Katastrophenplänen und der Koordinierung von Einsätzen im Krisenfall „Erdbeben“ dienlich sein. Das hier vorgestellte Verfahren ist nicht nur in Deutschland, sondern aufgrund des modularen Aufbaus weltweit einsetzbar.

11.2 Noch zu untersuchende Aspekte

Die in dieser Arbeit vorgestellten Fragilitätskurven für Brücken sind sehr allgemeiner Natur und beruhen auf statistischen Auswertungen von Brückenschäden in den USA und Japan. Um eine genauere Aussage über die zu erwartende Schädigung für deutsche Brücken zu erhalten, sollten wie auch z.B. im griechischen Projekt „ASProGe - Earthquake Protection of Bridges“ [ASProGe 2006] landesspezifische Kurven bestimmt werden. Da für die meisten Länder, wie auch für Deutschland, aber keine statistischen Daten über Brückenschäden im Erdbebenfall vorliegen, ist die Bestimmung solcher landesspezifischen Kurven nur mit einem sehr großen experimentellen und numerischen Aufwand möglich, der im Rahmen dieser Arbeit nicht geleistet werden konnte. Durch die Modularität der vorgestellten Methodik ist zur Integration neuer Kurven in das entwickelte dreistufige Verfahren lediglich ein Austausch der Mediane der Schadensfunktionen in Tabelle 7.5 notwendig.

Sekundärschäden infolge Erdbebenschäden an Brücken wurden in dieser Arbeit nur am Rande erwähnt. Eine Untersuchung der Dauer der Betriebsunterbrechung und der Wiederherstellungszeit und -kosten sollte in weiteren Arbeiten untersucht werden, um damit die ökonomischen Folgen besser abschätzen zu können. Damit könnten den Brückenbetreibern neben den strukturellen Aspekten auch wirtschaftliche Entscheidungshilfen zur Verfügung gestellt werden. Hierzu sind allerdings umfangreiche Expertenbefragungen und

ausführliche Gespräche mit spezialisierten Baufirmen notwendig, um die landesspezifischen Gegebenheiten und Vorgehensweisen zu ermitteln und bewerten zu können.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Programm zur Bewertung der seismischen Vulnerabilität von Brücken sollte an ein Geo-Informations System (GIS) gekoppelt werden. Anhand der bereits integrierten Charakterisierung der Bauwerke durch ihre geographische Koordinaten würde eine graphische Visualisierung der Ergebnisse in einem GIS die netzweite Untersuchung und Bewertung erleichtern.

In der Praxis wird heutzutage größtenteils noch immer die klassische Fourier-Transformation zur Erdbebensignalanalyse verwendet, obwohl ihre Einschränkungen bekannt sind. Erdbebenaufzeichnungen sind definitiv transient und somit instationär und im Nahbereich hochgradig nichtlinear. Neuste Forschungsergebnisse haben diese Lücke nochmals verdeutlicht und eine neue Berechnungsmethode vorgestellt [Huang u. et al. 2001]. Es ist zu prüfen, ob die Analyse der Messdaten für die Systemidentifikation ebenfalls aufgrund ihres nichtlinearen und instationären Charakters mit der Hilbert-Hunag Transformation (HHT) [Huang 1998] ausgewertet werden sollten. Die „Empirical Mode Decomposition“ (EMD) und anschließende Hilbert-Transformation erlaubt es, das Signal sehr viel präziser und ohne Verlust der zeitlichen Informationen abzubilden, sowie eine Interpretation der physikalischen Vorgänge. Bisher erfolgte nur von der NASA eine programmtechnische Umsetzung dieser Methode und wurde daher nicht im Rahmen dieser Arbeit verwendet. Die (Morlet) Wavelet-Transformation ist in diesem Zusammenhang ebenfalls geeignet, um eine Repräsentation des Signals im Energie-Zeit-Frequenz Bereich zu erzielen. Sie kann aber keine nichtlinearen Signale verarbeiten.

Die im Rahmen dieser Arbeit identifizierten Schwachstellen an bestehenden Brücken sollten durch geeignete und kostengünstige Verfahren behoben werden. Hierzu sollen Retrofitting Maßnahmen angewandt werden. Einen guten Überblick gibt das bekannte Werk „Seismic Design and Retrofit of Bridges“ [Priestley u. a. 1996]. Einige Vorschläge für Nachrüstungsmaßnahmen und Erdbebenschutzsysteme wurden im Rahmen des Forschungsprojekts „Gefährdungsabschätzung von Brücken in Deutschland unter Erdbebenbelastung“ (FE 15.0393/2003/FRB) in Kooperation mit zwei spezialisierten Firmen erarbeitet und sind im Anhang des Handbuchs zu SVBS-Brücken [Renault 2006] zu finden [Maurer und Söhne 2006; Gerb 2006]. Eine Norm für Bauwerkschutzsysteme (Anti-Seismic Devices [TC340 2004]) wird derzeit erarbeitet und wird als nationaler Anhang an den Eurocode 8 verfügbar sein. Diese Vorschläge sollten allerdings noch weiter ergänzt werden und einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung unterzogen werden.

Literaturverzeichnis

AASHTO 1977 AASHTO: *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway Bridges, Washington, D.C., 1977. – 12th Ed.

AASHTO 1996 AASHTO: *Standard Specifications for Highway Bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1996. – 16th Ed. with current interims through 2000

AASHTO 1998 AASHTO: *AASHTO - Load and resistance factor design (LRFD) specifications for highway bridges*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1998. – 2nd Ed.

Abdel-Ghaffar u. Housner 1978 Abdel-Ghaffar, A.M. ; Housner, G.W.: Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division* EM5 (1978), S. 983–999

Abdel-Ghaffar u. Rubin 1982 Abdel-Ghaffar, A.M. ; Rubin, L.I.: Suspension Bridge Response to Multiple-Support Excitations. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE* 108 (1982), S. 419–435

ACNBCC 1999 ACNBCC, Associate Committee of the National Building Code of Canada: *National Building Code of Canada, National Research Council of Canada*. 1999

Allen u. a. 1991 Allen, D.L. ; Ouyang, Y. ; Drnevish, V.P.: Planning and analysis of the effects of earthquakes on the transportation system in Kentucky. In: *The 70th Annual Meeting of the transportation research board* Paper No.910370 (1991)

ANSYS Inc. 2005 ANSYS Inc.: *FEM-Software ANSYS*. SAS IP Inc. URL `http://www.ansys.com`. Version: 10, 2005

Antes 1988 Antes, H.: *Anwendung der Methode der Randelemente in der Elastodynamik und der Fluiddynamik*. BG Teubner, Stuttgart, Germany, 1988

ASProGe 2006 Kappos, A. (Hrsg.): *ASProGe - Earthquake Protection of Bridges*. Version: 2006. URL `http://taz.civil.auth.gr/asproge/index.htm`. – Online–Ressource

ATC 1981 ATC, Applied Technology Council: *ATC 6 - Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*. Redwood City, California, USA, October 1981. – June 1986, Second Printing

ATC 1983 ATC, Applied Technology Council: *ATC 6-2 - Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges*. Redwood City, California, USA, August 1983

ATC 1985 ATC, Applied Technology Council: *ATC 13 - Earthquake Damage Evaluation Data for California*. Redwood City, California, USA, 1985

ATC 1991 ATC, Applied Technology Council: *ATC 25 - Seismic vulnerability and impact of disruption of lifelines in the conterminous United States*. Redwood City, California, USA, 1991

ATC 1996 ATC, Applied Technology Council: *ATC 32 - Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations*. Redwood City, California, USA, 1996

Atkinson u. Sonley 2000 Atkinson, G.M. ; Sonley, E.: Empirical Relationships between Modified Mercalli Intensity and Response Spectra. In: *Bulletion of the Seismological Society of America* 90 (2000), April, Nr. 2, S. 537–544

Babaei u. Hawkins 1991 Babaei, K. ; Hawkins, N.M.: Bridge seismic retrofit planning program / Washington State Transportation Center (TRAC). 1991 (WA-RD 217.1). – Final Report, Research Project GC 8719, Task 22, Bridge Seismic Retrofit Planning Program

Baise u. Brankmann 2002 Baise, L.G. ; Brankmann, C.: Liquefaction Hazard Mapping in Boston, Massachusetts / Department of Civil and Environmental Engeneering Tufts University. 2002. – Forschungsbericht

Banerjee u. Kobayashi 1992 Banerjee, P.K. ; Kobayashi, E.: Advanced Dynamic Analysis by Boundary Element Methods. In: *Developments in Boundary Element Methods* 7 (1992). – Elsevier Appl. Sci., London, UK

BASt 2005a BASt: *Programmsystem SIB-Bauwerke, DV-Programm zur Erfassung, Speicherung und Auswertung von Bauwerksdaten nach Anweisung Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerksdaten*. Ingenieurbüro Wendebaum-Peter-Mosbach (WPM Ingenieure). URL `http://www.sib-bauwerke.bast.de`. Version: 1.7, 2005. – im Auftrag der BASt

BASt 2003 BASt, Bundesanstalt für Straßenwesen: *Heft V 101, Straßenverkehrszählung 2000: Ergebnisse*. Wirtschaftsverlag NW, 2003. – N. Lensing

BASt 2005b BASt, Bundesanstalt für Straßenwesen: *Verkehrsentwicklung auf Bundesdrenstraßen 2003, Jahresauswertung der automatischen Dauerzählstellen*. Verkehrstechnick Heft V82. Wirtschaftsverlag NW, 2005. – A. Fitschen, I. Koßmann

Basöz u. Kiremidjian 1995 Basöz, N. ; Kiremidjian, A.S.: Prioritization of Bridges for Seismic Retrofitting / The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University. 1995 (114). – Forschungsbericht

Basöz u. Kiremidjian 1998 Basöz, N. ; Kiremidjian, A.S.: Evaluation of the bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California Earthquake / Multidisciplinary Center of Erathquake Engineering (MCEER). State University of New York at Buffalo, Red Jacket Quadrangel, Buffalo, NY 14261, Juni 1998 (MCEER-98-0004). – Forschungsbericht

Basöz u. Mander 1999 Basöz, N. ; Mander, J.B.: Enhancement of the Highway Transportation Lifeline Module in HAZUS / Final Pre-Publication Draft (Nr.7) prepared for the National Institute of Building Science (NIBS). 1999. – Forschungsbericht

Beresnev u. Atkinson 1998 Beresnev, I.A. ; Atkinson, G.M.: FINSIM - a FORTRAN program for simulating stochastic acceleration time histories firm finite faults. In: *Seis. Res. Lett.* 69-1 (1998), S. 27–32

BGR 2005 BGR: *Seismische Gefährdungskarten die Bundesrepublik Deutschland - Entwurf (unveröffentlicht).* Leydecker, G., Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), Hannover, 2005. – Interne Mitteilung

BMVBS 2004a BMVBS: *ASB-ING - Anweisung Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerksdaten.* : Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, März 2004

BMVBS 2004b BMVBS: *Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076.* Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, 2004

Bode 2000 Bode, C.: *Numerisches Verfahren zur Berechnung von Baugrund-Bauwerk-Interaktionen im Zeitbereich mittels GREENscher Funktionen fÃ¼r den Halbraum.* Berlin, Grundbauinstitut, TU Berlin, Dissertation, 2000. – Heft 28

Bojanowski 2006 Bojanowski, A.: Rums am Rhein - Eine Studie schätzt die Schäden eines starken Erdbebens in den deutschen Landkreisen. In: *Die ZEIT* (2006), 31. August, Nr. 36, S. 36

Bonett Díaz 2003 Bonett Díaz, R.L.: *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*, UPC, Enginyeria Del Terreny Cartográfica I Geofísica, Dissertation, 2003

Buckle 1990 Buckle, I.G.: A prioritization plan for seismic bridge retrofit: Issues and recommendations / New York State Department of Transportation, Albany, N.Y. 1990. – Forschungsbericht

Buckle 1992 Buckle, I.G.: Screening procedure for the seismic retrofit of bridges. In: *Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation.* Darmstadt, Germany : Ernst & Sohn, June 14-17 1992, S. 445–454

CALTRANS 1992 CALTRANS: *Multi-attribute decision procedure for the seismic prioritization of bridge structures.* Internal Report. California Department of Transportation, Sacramento, California: Division of structures, 1992

CALTRANS 1993 CALTRANS: *Bridge Design Specifications Manual.* California Department of Transportation, Divison of Structures, Sacramento, California, 1993. – Version 1.3

CALTRANS 1995 CALTRANS: *Standard specifications for highway bridges relating to seismic design.* California Department of Transportation, Divison of Structures, Sacramento, California, 1995

CALTRANS 1999 CALTRANS: *Memo To Designers 20-1.* January 1999

CALTRANS 2004 CALTRANS: *Caltrans Seismic Design Criteria.* California Departement of Transportation, Sacramento, California, USA, Februar 2004. – Ver. 1.3

Calvi 2004 Calvi, G.M.: Recent Experiences and Innovative Approaches in Design and Assessement of Bridges. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE).* Vancouver, B.C., Canada, 1-6 August 2004. – Paper No. 5009

Carballo u. Cornell 1998 Carballo, J.E. ; Cornell, C.A.: Input to Nonlinear Structural Analysis: Modification of Available Accelerograms for Different Source and Site Characteristics. In: *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.* Seattle, W.A., USA, 1998

Choi u. a. 2004 Choi, E. ; DesRoches, R. ; Nielson, B.: Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones. In: *Engineering Structures* 26 (2004), Nr. 2, S. 187–199

Ciampoli 1994 Ciampoli, M.: Upgrading R/C bridges for seismic risk reduction. In: *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering* Bd. 3. Vienna, Austria, 1994, S. 220–2214

Cole 1973 Cole, H.A.: On-Line Failure Detection and Damping Measurement of Aerospace Structures By Random Decrement Signature / NASA. 1973 (CR-2205). – Forschungsbericht

Cooling 1990 Cooling, T.L.: Illinois Department of Transportation seismic condition study. In: *Proceedings of the Seminar Assessing and Managing Earthquake Risks in the Central United States.* Saint Louis, Mo, 1990

Cornell 1996 Cornell, C.A.: Calculating Building Seismic Performance Reliabilty: A Basis for Multi-Level Design Norms. In: *11th World Conference on Earthquake Engineering.* Acapulca, Mexico : Elsevier Science Ltd, Oxford, U.K., 1996

Cremona 1990 Cremona, C.: *Recursive time domain modal identification techniques*, University of Wales College of Cardiff, United Kingdom, Dissertation, 1990

Cremona u. Brandon 1992 Cremona, C. ; Brandon, J.A.: A modal identification algorithm with unmeasured input. In: *Journal of Aerospace Engineering, ASCE* 5 (1992), Nr. 4, S. 442–449

CSA 2005 CSA, Canadian Standards Association: *CAN/CSA-S6-00: Canadian Highway Bridge Design Code*. 2005

Davi u. Schmitt 2003 Davi, D. ; Schmitt, P.: SISMOA: Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes. In: *Ouvrages d'art* (2003), September, Nr. 43, S. 22–29

Deodatis 1996 Deodatis, G.: Non-sttionary stochastic vector processes: seismic ground motion applications. In: *Prob. Eng. Mech.* 11 (1996), S. 149–167

Der Kiureghian u. Keshishian 1997 Der Kiureghian, A. ; Keshishian, P.: Effects of incoherence, wave passage and spatially varying site conditions on bridge response. In: *Proceedings of FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Motion*. NY, 1997, S. 393–407. – Technical Report 97-0010

Dicleli u. Bruneau 1996 Dicleli, M. ; Bruneau, M.: Quantitative Approach to Rapid Seismic Evaluation of Slab-On-Girder Steel Highway Bridges. In: *Journal of Structural Engineering* 122 (1996), Oktober, Nr. 10, S. 1160–1168

DIN 1076 1998 Norm DIN 1076 1998. *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen; Überwachung und Prüfung*. – Vertrieb durch Beuth Verlag, Berlin

DIN 1337 2001 Norm DIN 1337 Februar 2001. *Lager im Bauwesen, Teil 1-11*. – Vertrieb durch Beuth Verlag, Berlin

DIN 4141 1994 Norm DIN 4141-13 Oktober 1994. *Lager im Bauwesen; Festhaltekonstruktionen und Horizontalkraftlager; Bauliche Durchbildung und Bemessung*. – Vertreb durch Beuth Verlag, Berlin

DIN 4149 2005 Norm DIN 4149 April 2005. *Bauten in deutschen Erdbebengebieten*. – Vertrieb durch Beuth Verlag, Berlin

DIN 4149-1 1981 Norm DIN 4149-1 1981. *Bauten in deutschen Erdbebengebieten*. – Vertrieb durch Beuth Verlag, Berlin

DIN FB101 2003 Norm DIN-Fachbericht 101 2003. *Einwirkungen auf Brücken*. – Vertrieb durch Beuth Verlag, Berlin

DiPasquale u. Cakmak 1990 DiPasquale, E. ; Cakmak, A.S.: Seismic Damage Assessment Using Linear Models. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 9 (1990), Nr. 4, S. 194–197

Dominguez 1993 DOMINGUEZ, J.: *Boundary Elements in Dynamics*. Comput. Mech. Publ., Southampton & Elsevier Appl. Sci., London, UK, 1993

Dutta 1999 DUTTA, A.: *On Energy-Based Seismic Analysis and Design of Highway Bridges*, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, New York, Dissertation, 1999

Dutta u. Mander 1998 DUTTA, A. ; MANDER, J.B.: Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges. In: *INCEDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems*. Tokyo, Japan, June 1998

Dutta u. Mander 2000 DUTTA, A. ; MANDER, J.B.: Seismic Vulnerability Analysis of Highway Bridges / MCEER Report. 2000. – unpublished

EC 2005 Norm EN 1990:2002/A1 Dezember 2005. *Eurocode, Grundlagen der Tragwerksplanung*

EC 3 2005 Norm EN 1993-1-1, Eurocode 3-1 Dezember 2005. *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

EC 8 2005 Vornorm prEN 1998:2005, Eurocode 8 2005. *Design of structures for earthquake resistance - Part 1-6*

EC 8-1 2004 Norm EN 1998-1:2004, Eurocode 8-1 Mai 2004. *Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* – Stage 51

EC 8-2 2004 Vornorm prEN 1998-2:2004, Eurocode 8-2 Juni 2004. *Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges.* – Draft No 5 - pr Stage 51

EC 8-3 2004 Vornorm prEN 1998-3:2004, Eurocode 8-3 May 2004. *Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.* – Draft No 7 - Stage 49

EC 8-4 1996 Vornorm ENV 1998-1-4:1996, Eurocode 8-4 Januar 1996. *Design provisions for for earthquake resistance of sturctures, Part 1.4: General rules - Strengthening and repair of buildings.* – Ersetzt durch EC 8-3 von 2004

Elms 1979 ELMS: *Factors involved in the seismic design of bridge abutments*. ATC 6-1, November 1979

ENPC 1992 ENPC, Presse de l'Ecole National de Ponts et Chaussées: *Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. 49, rue de l'Université, 75007 Paris: AFPS - Association Francaise du Génie Parasismique, 1992

FEMA 2003 FEMA: *HAZUS®-MH MR1, Technical Manual: Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Earthquake Model*. Jessup, Maryland, USA: Federal Emergency Management Agency, 2003

FEMA 2005 FEMA: *HAZUS®-MultiHazards: FEMA's Software Program for Estimating Potential Losses from Disasters*. FEMA Distribution Center. URL http://www.fema.gov/hazus/. Version: HAZUS®-MH MR1 Ver. 1.1, Januar 2005

FHWA 1995 FHWA, Federal Highway Administration: *Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges*. US Department of Transportation, 1995

Filiatrault u. a. 1994 Filiatrault, A. ; Tremblay, S. ; Tinawi, R.: A rapid seismic screening procedure for existing bridges in Canada. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 21 (1994), S. 626–642

Flesch u. a. 2001 Flesch, R. ; Palumbo, P. ; Panza, G.F. ; Legeron, F. ; Delgado, R. ; Barbat, A. ; Pinto, A.: VAB - Advanced methods for assessing the seismic vulnerability of existing motorway bridges / ARSENAL Research, Austria. 2001. – Forschungsbericht. Final Report of the Project Environment and Climate ENV4-574

Gardoni u. a. 2003 Gardoni, P. ; Khalid, M.M. ; Kiureghian, Armen D.: Probabilistic Seismic Demand Models and Fragility Estimates for RC Bridges. In: *Journal of Earthquake Engineering* 7 (2003), S. 79–106

Gates 1976 Gates, J.H.: California's Seismic Design Criteria for Bridges. In: *Journal of Structural Division, ASCE* 102 (1976), S. 2301–2313

Gaul u. Fiedler 1997 Gaul, L. ; Fiedler, C.: *Methode der Randelemente in Statik und Dynamik*. Vieweg, Braunschweig/Wiesbaden, 1997

Gazetas 1991 Gazetas, G.: Formulas and Carts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. In: *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 117 (1991), S. 1363–1381

Gerb 2006 Gerb: *Schwingungsisolierungen - Tilger für Brücken*. GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG, Niederlassung Essen, Sylviastraße 21, 45131 Essen. URL http://www.gerb.de. Version: 1.0, 2006. – Anlage zum SVBS-Brücken Handbuch

Ghanem u. a. 1991 Ghanem, R.G. ; Gavin, H. ; Shinozuka, M.: Experimental Verification of a Number of Structural System Identification Algorithms. SUNY, Buffalo, NY, 1991 (NCEER-91-0024). – Forschungsbericht

Ghasemi u. a. 1996 Ghasemi, H. ; Hisanori, O. ; James, D. C. ; Hiroyuki, N.: Aftermath of the Kobe Earthquake. In: *Public Roads Magazine* 60 (1996), Herbst, Nr. 2

Graffi 1954 Graffi, D.: Ãœber den ReziprozitÃ¤tssatz in der Dynamik elastischer KÃ¶rper. In: *Ingenieurarchiv* 22 (1954), S. 45–46

Grünthal u. a. 2006 Grünthal, G. ; Bosse, C. ; Stromeyer, D. ; Wahlström, R.: New Generation of Probabilistic Seismic Hazard Assessment of Germany. In: *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES)*. Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006

Grünthal u. a. 1998 GRÜNTHAL, G. ; MUSSON, R.M.W ; SCHWARZ, J. ; STUCCHI, M.: *European macroseismic scale (EMS) - European Seismological Commission.* Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Conseil de l'Europe, Luxemburg, ESC Working Group "Macroseismic Scales", Editor G. Grünthal, GfZ Potsdam, 1998. – Vol. 15

Guedes 1997 GUEDES, J.: *Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment*, Universidade do Porto, carried out at JRC Ispra, Dissertation, Oktober 1997

Haardt 1998 HAARDT, P.: Konzeption eines Managementssytem zur Erhaltung von Brücken- und Ingenieurbauwerken / Bundesanstalt für Straßenwesen. 1998. – Forschungsbericht

Haardt 1999 HAARDT, P.: *Algorithmen zur Zustandsbewertung von Ingenieurbauwerken.* Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau, Heft B22, Wirtschaftsverlag NW, Februar 1999

Hinzen u. a. 2000 HINZEN, K.-G. ; PELZING, R. ; REAMER, S.K. ; MACKEDANZ, J.: Seismic risk evaluation for the northern Rhine area based on the seismotectonic potential of active faults. In: *Eos Transactions* 81 (2000), S. 48. – Suppl. 829

Hirschauer 2001 HIRSCHAUER, R.: *Kopplung von Finiten Elementen mit Rand-Elementen zur Berechnung der dynamischen Baugrund-Bauwerk-Interaktion.* Berlin, Grundbauinstitut, TU Berlin, Dissertation, Juli 2001. – Heft 31, VDI-Verlag

Hognestad 1951 HOGNESTAD, E.: *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete.* Bulletin Series 339, 1951. – Univ. of Illinois

Hosser 1987 HOSSER, D.: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke. In: *Bauingenieur* 62 (1987), S. 567–574

Hosser u. a. 1983 HOSSER, D. ; KLEIN, H. ; AHORNER, L. ; ROSENHAUER, W. ; BERCKHEMER, H. ; KOPERA, J. ; SCHNEIDER, G. ; KUNZE, T. ; WAAS, G. ; WERKLE, H. ; WEBER, W.: IfBt-Abschlussbericht: Realistische seismische Lastannahmen für bauliche Anlagen mit erhöhtem Sekundärrisiko / im Auftrag des Instituts für Bautechnik. Berlin, Dezember 1983 (Aktenzeichen IV/1-5-377/82). – Forschungsbericht

Huang 1998 HUANG, N.E.: The Empirical Mode Decompositon Method and the Hilbert Spectrum for Non-stationary Time Series Analysis. In: *Proc. Royal Society of London* A454 (1998), S. 903–995

Huang u. et al. 2001 HUANG, N.E. ; AL. ET: A new spectral representation of earthquake data: Hilbert Spectral analysis of station TCU129, Chi-Chi, Taiwan, 21 September 1999. In: *Bulletin of the Seismological Society of America* 91 (2001), S. 1310–1338

Hwang u. a. 2005 Hwang, J.-H. ; Chen, C.-H. ; Juang, C.H.: Liquefaction Hazard Analysis: A Fully Probabilistic Method. In: Rathje, E.M. (Hrsg.): *Proceedings of the Geo-Frontiers 2005 Congress* Bd. Earthquake Engineering and Soil Dynamics - GSP 133. Austin, Texas, USA, January 24-26 2005

Ibrahim 1977 Ibrahim, S.R.: Random Decrement Technique for Modal Identification of Structures. In: *Journal of Spacecraft and Rockets* 14 (1977), Nr. 11, S. 696–700

Itani u. Bruneau 2004 Itani, A. ; Bruneau, Carden L. Buckle I.: Seismic behavior of steel girder bridge superstructures. In: *Journal of Bridge Engineering* (2004), Juni

Iwasaki u. a. 1990 Iwasaki, T. ; Kawashima, K. ; Hasegawa, K.: New Seismic Design Specifications of Highway Bridges in Japan. In: *22nd Joint Meeting, U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, 1990

JRA 1998 JRA, Japan Road Association: *Design Specification for Highway Bridges Part V: Seismic design.* 1998

Karim u. Yamazaki 2001 Karim, K. ; Yamazaki, F.: Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (2001), Nr. 30, S. 1839–1856

Karim u. Yamazaki 2003 Karim, K.R. ; Yamazaki, F.: A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32 (2003), S. 1603–1626

Kausel 1994 Kausel, E.: Thin-layer-method: formulation in the time domain. In: *International Journal of Numerical Methods in Engineering* 37 (1994), Nr. 41, S. 927

Kawashima 1990 Kawashima, K.: Seismic design, seismic strengthening, and repair of highway bridges in Japan. In: *Proc. of the 1st U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges.* Tsukuba, Japan, 1990, S. 3–107

Kawashima 1995 Kawashima, K.: Impact of Hanshin/Awaji, Japan, Earthquake on Seismic Design and Seismic Stenghtening of Highway Bridges. In: *National Seismic Conference on Bridges and Highways.* San Diego, California, USA, 1995

Kawashima 2000 Kawashima, K.: Seismic Design and Retrofit of Bridges. In: *12th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, 2000

Kellner 2006 Kellner, B.: Tausende deutsche Staßenbrücken kaputt. In: *BILD am Sonntag* (2006), 12. Februar

King u. a. 2004 King, S. ; Kiremidjian, A. ; Pachakis, D. ; Sarabandi, P.: Application of emprical fragility function from recent earthquakes. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada*, 2004

Klem 2006 Klem, B.: Bröckel-Alarm in NRW, Jede 10. Brücke mangelhaft. In: *BILD Zeitung* (2006), 13. Februar

Klöker 1997 KLÖKER, T.: *Beitrag zur nichtlinearen Berechnung von Brücken für den Lastfall Erdbeben.* München, TU München, Dissertation, Juni 1997

König und Heunisch, Beratende Ingenieure, Frankfurt a. Main u. a. 1986 KÖNIG UND HEUNISCH, BERATENDE INGENIEURE, FRANKFURT A. MAIN ; ERDBEBENSTATION BENSBERG DER UNIVERSITÄT ZU KÖLN ; INSTITUT FÜR GEOPHYSIK DER UNIVERSITÄT STUTTGART: IfBt-Abschlussbericht: Realistische seismische Lastannahmen für Bauwerke / im Auftrag des Instituts für Bautechnik. Berlin, Oktober 1986 (Aktenzeichen IV/1-5-442/85, 443/85, 441/85). – Forschungsbericht

Kosa u. Tasaki 2003 KOSA, K. ; TASAKI, K.: Detailed investigation of PC cable-stayed bridge damaged in the 1999 Taiwan earthquake. In: *19th US - Japan Bridge Engineering Workshop.* Tsukaba Science City, Japan, 27.-29. Oktober 2003

Kusakabe 2003 KUSAKABE, T.: Research on Seismic Retrofitting Prioritization Methods / Earthquake Disaster Prevention Division. Research Center for Disaster Risk Management. 2003. – Forschungsbericht

Leydecker 2005 LEYDECKER, G.: Standsicherheit Nachbetriebsphase: Seismische Gefährdung - Teilprojekt Ingenieurseismologie / Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover. 2005. – Abschlussbericht Projekt Gorleben, 9G2643110000

Leydecker 2006 LEYDECKER, G.: *Erdbebenkatalog für die Bundesrepublik Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 – 2003.* Version: 2006. URL `http://www.bgr.de/quakecat`. Datenfile, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. – Online–Ressource

Leydecker u. Aichele 1998 LEYDECKER, G. ; AICHELE, H.: *The Seismogeographical Regionalisation of Germany: The Prime Example for Third-Level Regionalisation.* Geol. Jahrbuch, 1998. – Reihe E, 55, 85-98, 6 figs., 1 tab., Hannover

Leydecker u. a. 2006 LEYDECKER, G. ; SCHNMITT, T. ; BUSCHE, H.: *Erstellung ingenieurseismologischer Gutachten (für Standorte mit erhöhtem Sekundärrisiko auf der Basis des Regelwerkes KTA 2201.1) - Leitfaden.* E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Science Publishers, Stuttgart, 2006. – BGR Monographie

Lysmer 1969 LYSMER, R.L.: Finite dynamic model for infinite media. In: *Jounal of Engineering Mechanics Division, ASCE* 95 (1969), Nr. 77, S. 859

Maeck 2003 MAECK, J.: *Damage Assessment of Civil Engineering Structures by Vibration Monitoring*, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, Dissertation, 2003

Maldonado Rondòn u. a. 2000 MALDONADO RONDÒN, E. ; CASAS RIUS, J.R. ; CANAS, J.A.: Modelo de vulnerabilidad sísmica de puentes basado en „Conjuntos Difusos“ / Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería. 2000. – Forschungsbericht

Mander 1999 MANDER, J.B.: *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges.* MCEER„ 1999

Mander u. Basöz 1999 Mander, J.B. ; Basöz, N.: Seismic Fragility Curves Theory for Highway Bridges. In: Elliott, P. (Hrsg.) ; McDonough, W.M. (Hrsg.): *Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability* Bd. 16 American Society of Civil Engineers, 1999, S. 31–40

Manolis u. Beskos 1988 Manolis, G.D. ; Beskos, D.E.: *Boundary Element Methods in Elastodynamics*. Unwin-Hyman (Chapman&Hall), London, UK, 1988

Manos u. a. 2004 Manos, G.C. ; Kourtides, V. ; Yasin, B. ; Soulis, V.J.: Dynamic and Earthquake Response Model Structures at the Volvi-Greece European Test Site. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada, August 1-6 2004

Maroney 1988 Maroney, B.: Prioritization in the Phase II retrofit program - California Department of Transportation. In: *Proceedings of the 4th U.S.-Japan Workshop on Bridge Engineering*. San Diego, California, USA, 1988

Maurer und Söhne 2006 Maurer und Söhne: *Bauwerkschutzsysteme - MAURER Erdbebensicherung*. Maurer Söhne Stammhaus, Frankfurter Ring 193, 80807 München. URL `http://www.maurer-soehne.de`. Version: 1.0, 2006. – Anlage zum SVBS-Brücken Hanbuch

Melchers 1889 Melchers, R.E.: Improved Importance Sampling Methods for Structural System Reliability Calculation. In: ASCE (Hrsg.): *Proceedings of ICOSSAR '89, the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, Part II*, 1889, S. 1115–1192

Meskouris u. Hinzen 2003 Meskouris, K. ; Hinzen, K.-G.: *Bauwerke und Erdbeben*. Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2003

Meskouris u. a. 2006 Meskouris, K. ; Renault, P. ; Butenweg, C. ; Hinzen, K.-G. ; Weber, B.: Gefährdungsabschätzung von Brücken in Deutschland unter Erdbebenbelastung / Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Bundesanstalt für Straßenwesen. 2006 (Heft 952). – Abschlussbericht des Forschungsprojektes FE 15.0393/2003/FRB. Reihe: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik

Metzler 2004 Metzler, H.: Die Erhaltung von Brücken - eine umfassende strategische Aufgabe. In: *Bauingenieur* (2004), Nr. 79, S. 329–335

Minholz 2006 Minholz, M.: Brücken sind im kritischen Alter, Jedes 50. Bauwerk erhielt „ungenügend“. Auch in NRW gibt es Sanierungsbedarf. In: *Neue Ruhr Zeitung* (2006), 13. Februar

Miranda 1996 Miranda, E.: Assessment of the seismic vulnerability of existing buildings. In: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, 1996, S. 513

Mitchell u. a. 1998 Mitchell, D. ; Bruneau, M. ; Buckle, I. ; Bagnariol, D. ; Zhu, S. ; McCammon, N.: Seismic Design Provisions - The Canadian Highway Bridge Design Code. In: *Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering´98*, Golder Associates, 1998

Méneroud 1998 Méneroud, J.P.: *Evaluation sur le risque de liquéfaction.* Juli 1998

Mullen u. Cakmak 1997 Mullen, C.L. ; Cakmak, A.S.: Seismic fragility of existing conventional reinforced concrete highway bridges / National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER). 1997 (NCEER-97-0017). – Forschungsbericht

Munich Re Group 2000 *World of Natural Hazards.* München, November 2000. – CD-ROM

Murphy u. O'Brien 1977 Murphy, J. ; O'Brien, L.: The correlation of peak ground acceleration amplitude with seismic intensity and other physical parameters. In: *Bull. Seism. Soc. Am.* 67 (1977), S. 877–915

Nakamura 1989 Nakamura, Y.: A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface using Microtremor on the Ground Surface. In: *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI)* 30 (1989), Nr. 1, S. 25–33

NBI 1988 NBI: *National Bridge Inventory (NBI).* 1988

NIBS 1997 NIBS, National Institute of Building Sciences: *Standarized Earthquake Loss Estimation Methodology.* Risk Management Solution, 1997

Nielson 2003 Nielson, B.: Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships: A Requirement for Loss Estimation in Mid-America / Georgia Institute of Technology. 2003. – Forschungsbericht

NISEE 2006 NISEE: *The Earthquake Engineering Online Archive.* URL `http://nisee.berkeley.edu/elibrary/`. Version: 2006. – National Information Service for Earthquake Engineering, University of California Berkeley

NYSDOT 1995 NYSDOT: *Seismic Vulnerability Manual.* Bridge Safety Assurance, New York State Department of Transportation, Oktober 1995. – überarbeitet Nov. 2004

Oliver u. a. 1990 Oliver, J. ; Cervera, M. ; Oller, S. ; Lubliner, J.: Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete. In: *Second International Conference on Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures* Bd. 2, 1990, S. 945–958

Pais u. Kausel 1988 Pais, A. ; Kausel, E.: Approximate Formulas for Dynamics Stiffnesses of Rigid Foundations. In: *Soil Dynmaics and Earthquake Engineering* 7 (1988), S. 213–227

Partridge u. Brebbia 1991 Partridge, P.W. ; Brebbia, C.A.: *Dual Reciprocity Boundary Element Method.* Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, NL, 1991

Pekcan 1998 Pekcan, G.: *Design of Seismic Energy Dissipation Systems for Concrete and Steel Structures*, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, New York, Dissertation, 1998

Pezeshk u. a. 1993 Pezeshk, S. ; Chang, T.S. ; Yiak, K.C. ; Kung, H.T.: Seismic vulnerability evaluation of bridges in Memphis and Shelby County, Tennesse. In: *Earthquake Spectra* 9 (1993), Nr. 4, S. 803–816

Pezeshk u. a. 1995 Pezeshk, S. ; Chang, T.S. ; Yiak, K.C. ; Kung, H.T.: Seismic vulnerability evaluation of essential facilities in Memphis and Shelby County, Tennesse. In: *Earthquake Spectra* 11 (1995), Nov., Nr. 4

Pitilakis 2005 Pitilakis, K.: EUROSEIS-RISK: Seismic Hazard Assessment, Site Effects and Soil Structure Interaction Studies in an Instrumented Basin / European Commission, Research Directorate-General. Version: 2005. URL http://euroseis.civil.auth.gr/ (EVG1-CT-2001-00040). – Forschungsbericht. – Elektronische Ressource

Plassmann u. a. 1999 Plassmann, B. ; Kirsch, F. ; Loehr, M. ; Vittinghoff, T.: Implementierung infiniter Elemente im ANSYS Open System und deren Anwednungen bei Halbraumberechnungen in der Geotechnik. In: *17. CAD-FEM Users Meeting*. Sonthofen, 1999

Priestley u. Calvi 2002 Priestley, M.J.N. ; Calvi, G.M.: Strategies for repair and seismic upgrading of Bolu Viaduct 1, Turkey. In: *Journal of Earthquake Engineering* 6 (2002), Nr. SP1, S. 157–184

Priestley u. a. 1996 Priestley, M.J.N. ; Seible, F. ; Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York : John Wiley and Sons, 1996. – ISBN 047157998X

Rego Silva 1994 Rego Silva, J.J.: *Acoustic and Elastic Wave Scattering Using Boundary Elements*. London: Southampton : Comput. Mech. Publ., Southampton, London, UK, 1994

Ren u. Gaus 1996 Ren, S. ; Gaus, M.P.: GIS Tools for regional bridge seismic risk assessment / Department of Civil Engineering GIS-2, Sate University of New York at Buffalo. 1996. – Forschungsbericht

Renault 2006 Renault, P.: *Programmsystem SVBS-Brücken, DV-Programm zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken*. Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen. URL http://www.lbb.rwth-aachen.de/svbs. Version: 1.0, 2006. – im Auftrag der BASt

Renault u. a. 2005 Renault, P. ; Butenweg, C. ; Meskouris, K.: Beurteilung der Erdbebensicherheit von bestehenden Brückenbauwerken am Beispiel der Rheinbrücke Emmerich. In: *Beton und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. 7, S. 574–581

Renault u. Meskouris 2005 Renault, P. ; Meskouris, K.: A coupled BEM/FEM approach for the numerical simulation of bridge structures. In: Soize, C. (Hrsg.) ; Schueller, G.I (Hrsg.): *EURODYN 2005*, Millpress, Rotterdam Netherlands, 2005, S. 1267–1272

Rodriguez u. DiPasquale 1990 Rodriguez, G.S. ; DiPasquale, E.: MUMOID user's guide. A program for the identification of modal parameters / National Center for Earthquake Engineering Research. 1990 (NCEER-90-0026). – Forschungsbericht

SAC Joint Venture 2000 SAC Joint Venture: SAC Steel Project Reports: Steel Moment-Frame Bldg Seismic Hazard Mitigation / ATC, CUREE, FEMA, SEAOC, OES. 1301 S. 46th Street, Richmond, CA 94804-4698, 2000. – Forschungsbericht. 1994-2000

Safina Melone 2003 Safina Melone, S.: *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*, UPC, Enginyeria Del Terreny Cartográfica I Geofísica, Dissertation, 2003

Salawu 1997 Salawu, O.S.: Detection of structural damage through changes in frequency: a review. In: *Engineering Structures* 19 (1997), S. 718–723

Savidis u. a. 2000 Savidis, S.A. ; Bode, C. ; Hirschauer, R.: Three-dimensional structure-soil-structure interaction under seismic excitation with partial uplift. In: *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering.* Aukland, New Zealand, 2000

Savidis u. Hirschauer 1998 Savidis, S.A. ; Hirschauer, R.: Dynamic soil-structure interaction of adjacent structures. In: *Proceedings of the International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering.* Darmstadt, Germany,, 1998

Saxena u. a. 2004 Saxena, V. ; Deodatis, G. ; Shinozuka, M. ; Feng, M.: Development of Fragility Curves for Multi-Span Reinforced Concrete Bridges. (2004)

SCDOT 2002 SCDOT: *SDOT - Seismic Design Specification for Highway Bridges.* October 2002

Schmitt 2005 Schmitt, T.: *PSHA für den Standort Köln, Emmerich und Aachen.* Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), 2005. – Interne Mitteilung

Schnabel u. a. 1972 Schnabel, P.B. ; Lysmer, J. ; Seed, H.B.: *HAKE - a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites.* Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1972. – Report UCB/EERC-72/12

Seed u. Idriss 1970 Seed, H.B. ; Idriss, I.M.: Soil moduli and damping factors for for dynamic response analyses / Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, 1970 (EERC 70-10). – Forschungsbericht

Seed u. Idriss 1971 Seed, H.B. ; Idriss, I.M.: Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. In: *J. Soil Mech. Found. Div.* 107 (SM9) (1971), S. 1249–1274

Seed u. Idriss 1982 Seed, H.B. ; Idriss, I.M.: *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes.* Monograph, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA, 1982

Seed u. a. 1985 Seed, H.B. ; Tokimatsu, K. ; Harder, L.F. ; Chung, R.M.: Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation. In: *Journal of Geotechnical Engineering* 111 (1985), Nr. 12, S. 1425–1445

SETRA 2000 SETRA, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes: *Ponts courants en zone sismique - Guide de conception.* Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement, 2000

Sextos u. a. 2004 Sextos, A. ; A.J., Kappos ; Mergos, P.: Effect of Soil-Structure Interaction and Spatial Variability of Ground Motion on Irregular Bridges: The Case of the Krystallopigi Bridge. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering.* Vancouver, B.C., Canada, August 1-6 2004. – Paper No. 2298

Sextos u. a. 2003 Sextos, A.G. ; Pitilakis, K.D. ; Kappos, A.J.: Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion: site effects and soil-structure phenomena. In: *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 32 (2003), S. 607–652

Shinozuka 1998 Shinozuka, M.: Development of Bridge Fragility Curves. In: *Proccedings of US-Italian Workshop on Protective Systems for Bridges.* MCEER, New York, 1998, S. 249–256

Shinozuka 1999 Shinozuka, M.: Effect of Earthquakes on Urban Highway Infrastructure Productivity / National Science Foundation. 1999 (1). – Forschungsbericht

Shinozuka u. a. 2001 Shinozuka, M. ; Feng, M.Q. ; Kim, H. ; Uzawa, T. ; Ueda, T.: Statistical Analysis of Fragility Curves / Multidisciplinary Center of Erathquake Engineering (MCEER). State University of New York at Buffalo, Red Jacket Quadrangel, Buffalo, NY 14261, 2001. – Forschungsbericht

Shinozuka u. a. 2000 Shinozuka, M. ; Feng, M.Q. ; Lee, J. ; Naganuma, T.: Statistical Analysis of Fragility Curves. In: *Journal of Engineering Mechanics* 126 (2000), Nr. 12, S. 1224–1231

Shome u. a. 1998 Shome, N. ; Cornell, C.A. ; Bazzurro, P. ; Carballo, J.E.: Earthquake records and nonlinear responses. In: *Earthquake Spektra* 14 (1998), August, Nr. 3

SIA 1998 SIA, Schweizerischer Ingenieur und Architekten - Verein: *Norm SIA V160.820. Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 2 Brücken.* Zürich, 1998. – Europäische Vornorm ENV 1998-2

Sieberg 1923 SIEBERG, A.: *Geologische, physikalische und Angewandte Erdbebenkunde*. Jena : Gustav Fischer Verlag, 1923

Sponheuer 1960 SPONHEUER, W.: Methoden zur Herdtiefenbestimmung in der Makroseismik / Freib. Forsch.-H. Akademie Verlag Berlin, 1960 (C 88). – Forschungsbericht

Steinfeld 1993 STEINFELD, B.: *Numerische Berechnung dreidimensionaler Kontaktprobleme Bauwerk-Boden mittlels zeitabhÃ¤ngiger Randintegralgleichungen der Elastodynamik*, Institut fÃ¼r konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-UniversitÃ¤t Bochum, Dissertation, 1993. – Mitteilung Nr. 93-1

Sun u. a. 1988 SUN, J.I. ; GOLESORKHI, R. ; SEED, H.B.: Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils / Earthquake Engineering Resarch Center. University of California, Berkeley, 1988 (UBC/EERC-88/15). – Forschungsbericht

Takahashi u. a. 1998 TAKAHASHI, Y. ; H., Iemura. ; AL. et.: Seismic Response of RC Bridges with Special Reference to the Effect of Bearings. In: *Proc. of CONSEC 1998* Bd. 2, 1998

Tamura 2002 TAMURA, K.: Revised Design for Highway Bridges in Japan and Design Specification. (2002), März

TC340 2004 Vornorm TC340 - prEN 1998-2 2004. *Anti-Seismic Devices - Erdbebenvorrichtungen*. – TC340 WI 00340001:2004

Thibault 2001 THIBAULT, C.: *SISMOA - Méthode d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existans*. : CETE Méditerranée, Laboratoire de Nice, Jan. 2001

Thomas u. a. 1998 THOMAS, A. ; ESHENAUR, S. ; KULICKI, J.: Methodologies for Evaluating the Importance of Highway Bridges / Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. 1998 (MCEER-98-0002). – Forschungsbericht

T.N.Z. 1994 T.N.Z.: Bridge Manual / Transit New Zealand. 1994 (ISBN 0-477-01697-9). – Forschungsbericht. (plus Admendment No.1)

Unjoh u. a. 2000 UNJOH, S. ; TERAYAMA, T. ; ADACHI, Y. ; HOSHIKUMA, J: Seismic retrofit of existing highway bridges in Japan. In: *Cement and Concrete Composites* 22 (2000), S. 1–16

USGS 2006 USGS: *Publication Warehouse*. URL `http://pubs.er.usgs.gov/`. Version: 2006. – U.S. Geological Survey

Van Overschee u. De Moor 1995 VAN OVERSCHEE, P. ; DE MOOR, B.: *Subspace Identification for Linear Systems*. Kluwer Academic, 1995

Vaz u. Bairrao 1996 VAZ, C.T. ; BAIRRAO, R.: Quantification of behaviour coefficients for curved RC bridges. In: *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico, 1996, S. 1557

Waas 1972 Waas, G.: *Linear two-dimensional analysis of soil dynamics problems in semi-infinite layered media*, University of California at Berkeley, Dissertation, 1972

Wells u. Coppersmith 1994 Wells, D.L. ; Coppersmith, K.J.: New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area and surface displacement. In: *BSSA* 84-4 (1994), S. 974–1002

Wenzel u. a. 2002 Wenzel, H. ; Geier, R. ; Eichinger, E.-M.: Endbericht Brückentests / Vienna Consulting Engineers - TU Wien. 2002. – Forschungsbericht. Structural Assessment Monitoring and Control (SAMCO) Project

Whitman u. a. 1974 Whitman, R.V. ; Reed, J.W. ; Hong, S.-T.: Earthquake damage probability matrices. In: *Proceedings of the fifth World Conference on Earthquake Engineering*. Rome, 1974, S. 2531

Wolf 1988 Wolf, J.P. ; Hall, Prentice (Hrsg.): *Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain*. Eaglewood Cliffs NJ, 1988

Wolf 1994 Wolf, J.P.: *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1994

Wolf 2003 Wolf, J.P. ; Wiley, John (Hrsg.): *The Scaled Boundary Finite Element Method*. John Wiley & Sons Ltd., 2003

Wolf u. Somaini 1986 Wolf, J.P. ; Somaini, D.R.: Approximate Dynamic Model of Embedded Foundation in Time Domain. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 14 (1986), S. 107–128

Xueshen u. Shuming 1995 Xueshen, J. ; Shuming, F.: The definition of vulnerability matrixes for transportation systems. In: *Proceedings of the 5th International Conference on Seismic Zonation* Bd. II. Nice, France, 1995, S. 101–108

Yamazaki u. a. 1999 Yamazaki, F. ; Hamada, T. ; Motoyama, H. ; Yamauchi, H: Earthquake Damage Assessment of Expressway Bridges in Japan. In: *Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering Monograph* Bd. 16, 1999, S. 361–370

Zienkiewicz u. a. 1977 Zienkiewicz, O.C. ; Kelly, D.M. ; Bettes, P.: The coupling of the finite element method and boundary solution procedures. In: *Int. J. Numer. Meth. Engng.* 11 (1977), Nr. 76, S. 355

Anhang A

Erdbebenzonen in Deutschland

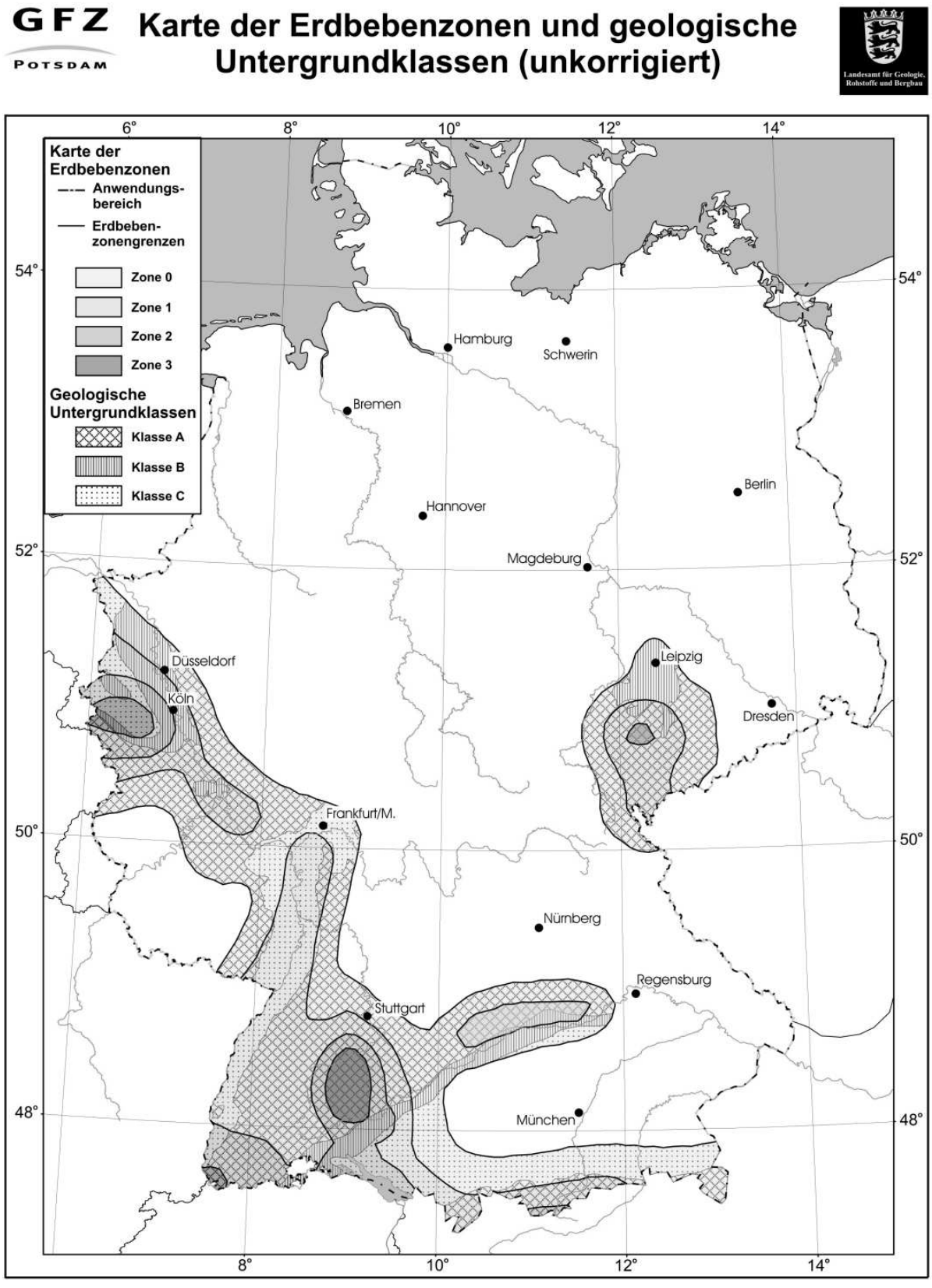


Abbildung A.1: Erdbebenzonenkarte für Deutschland

Anhang B

Alternative Antwortspektren

B.1 Antwortspektren nach Hosser

Die Antwortspektren nach Hosser [1987] für gleiche Intensitätsklassen sind in den Abbildungen B.1 - B.3 dargestellt.

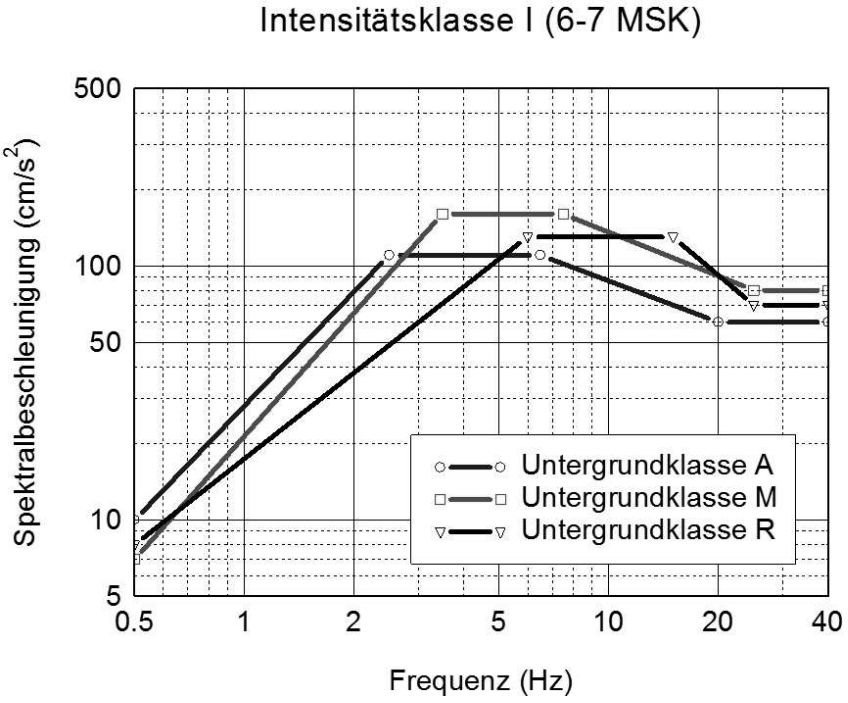


Abbildung B.1: Antwortspektren für die Intensitätsklasse I (6-7 MSK) [Hosser 1987]

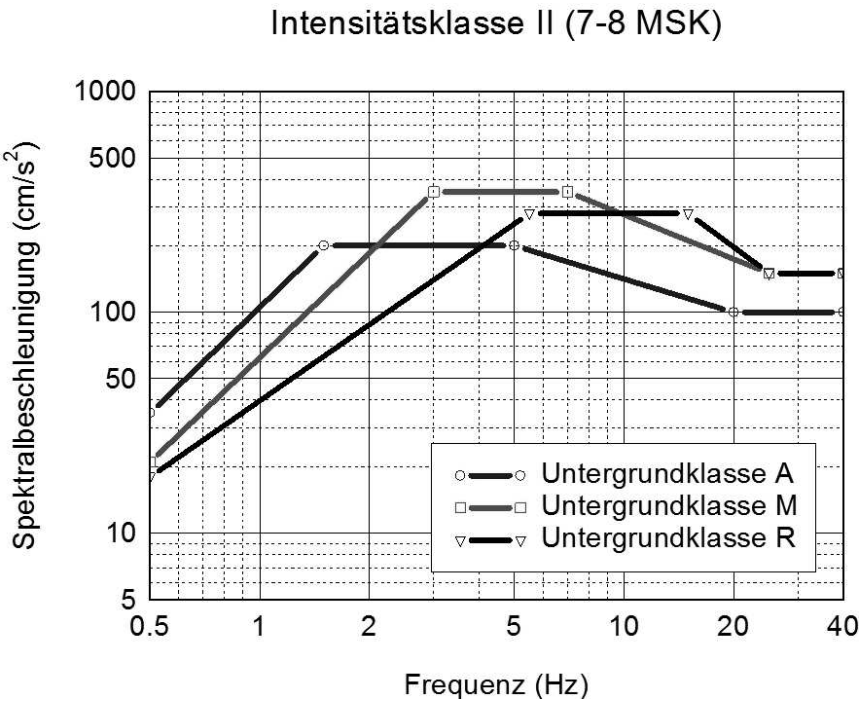


Abbildung B.2: Antwortspektren für die Intensitätsklasse II (7-8 MSK) [Hosser 1987]

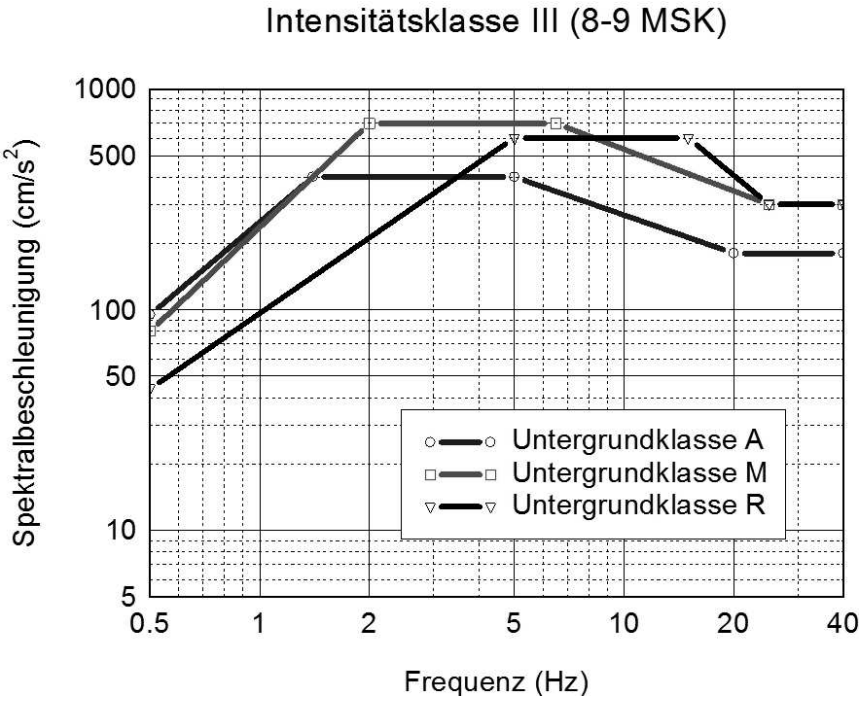


Abbildung B.3: Antwortspektren für die Intensitätsklasse III (8-9 MSK) [Hosser 1987]

B.2 Antwortspektren nach Leydecker

Die Antwortspektren aus Leydecker [2005] für gleiche Intensitätsklassen sind in den Abbildungen B.4 - B.6 dargestellt.

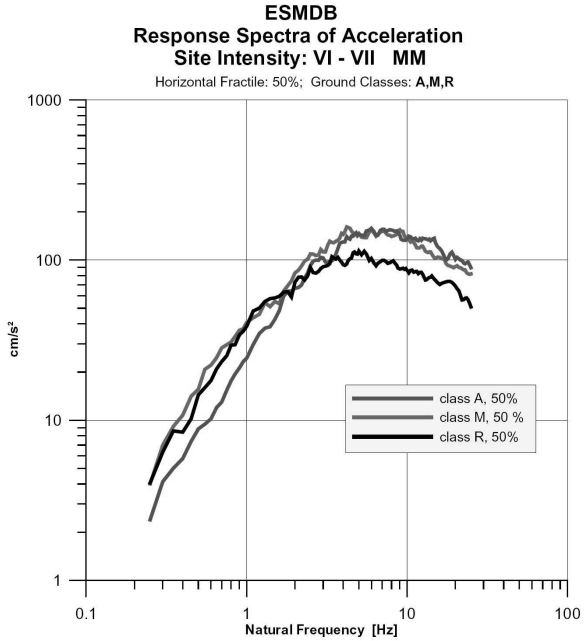


Abbildung B.4: Antwortspektren für die Intensität 6-7 MM [Leydecker 2005]

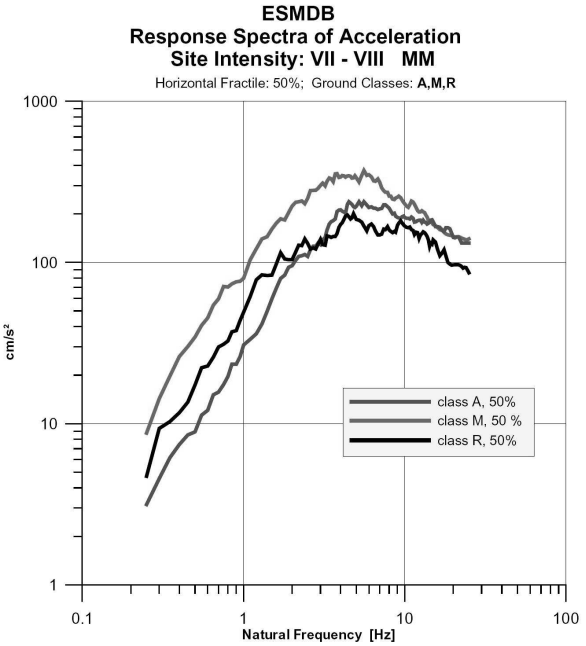


Abbildung B.5: Antwortspektren für die Intensität 7-8 MM [Leydecker 2005]

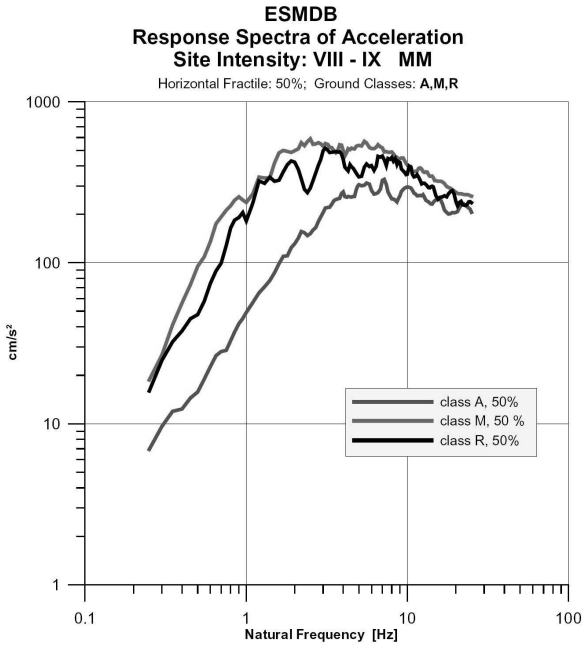
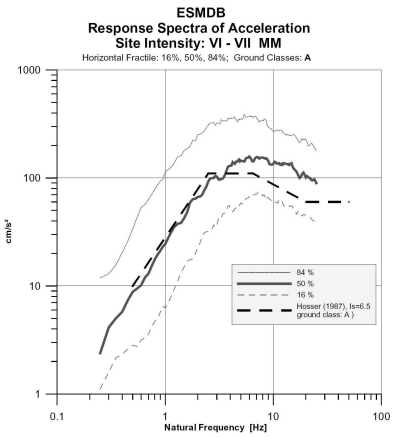
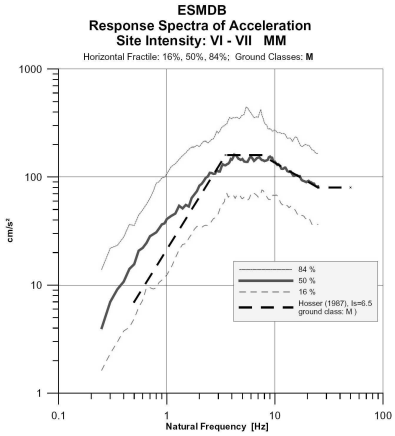


Abbildung B.6: Antwortspektren für die Intensität 8-9 MM [Leydecker 2005]

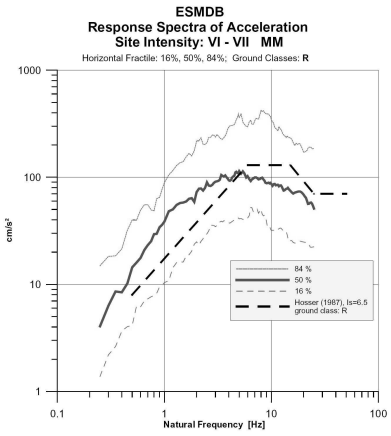
Für jede der drei Intensitätsklassen und der drei Untergrundklassen wurden die Antwortspektren in Leydecker [2005] berechnet und in den Abbildungen B.7a - B.7i mit ihren Fraktilen dargestellt. Zum Vergleich ist zu jedem Fall das entsprechende Antwortspektrum nach Hosser [1987] eingezeichnet.



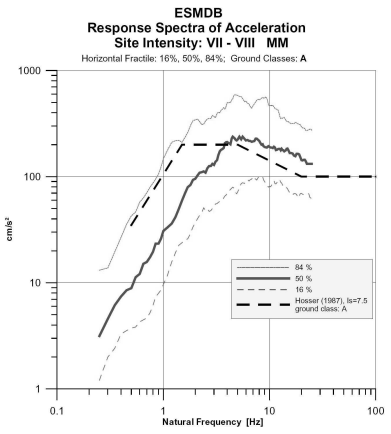
(a) Intensitätsklasse VI $^1/_2$ und Untergrundklasse A



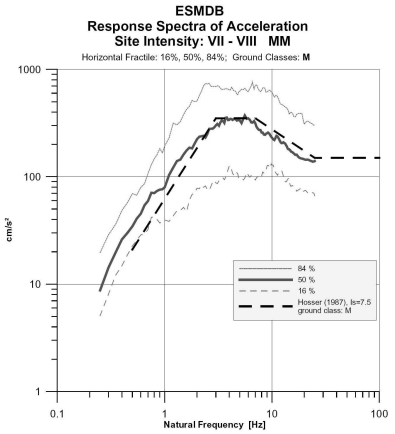
(b) Intensitätsklasse VI $^1/_2$ und Untergrundklasse M



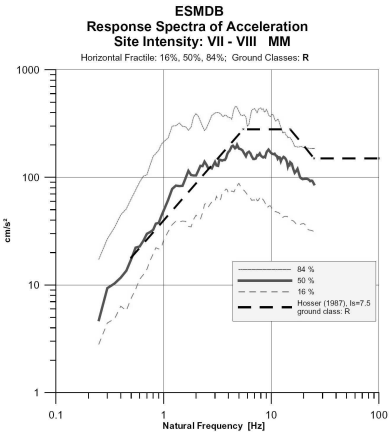
(c) Intensitätsklasse VI $^1/_2$ und Untergrundklasse R



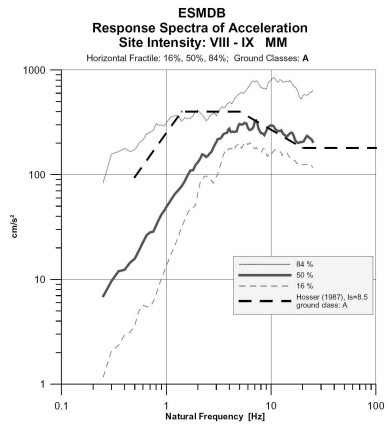
(d) Intensitätsklasse VII $^1/_2$ und Untergrundklasse A



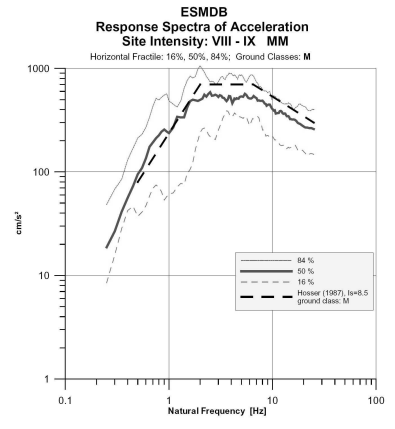
(e) Intensitätsklasse VII $^1/_2$ und Untergrundklasse M



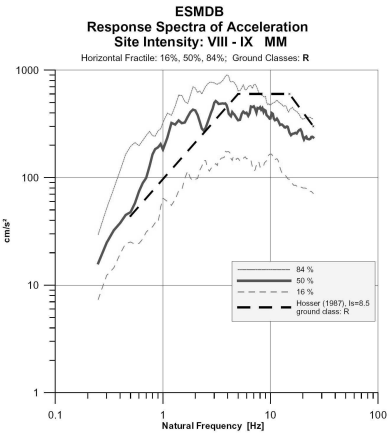
(f) Intensitätsklasse VII $^1/_2$ und Untergrundklasse R



(g) Intensitätsklasse VIII $^1/_2$ und Untergrundklasse A



(h) Intensitätsklasse VIII $^1/_2$ und Untergrundklasse M



(i) Intensitätsklasse VIII $^1/_2$ und Untergrundklasse R

Abbildung B.7: Antwortspektren für die Intensitätsbereiche VI–VII, VII-VIII, VIII-IX und die Untergrundklassen A, M, R zusammen mit den entsprechenden Antwortspektren von Hosser [1987] aus Leydecker [2005]

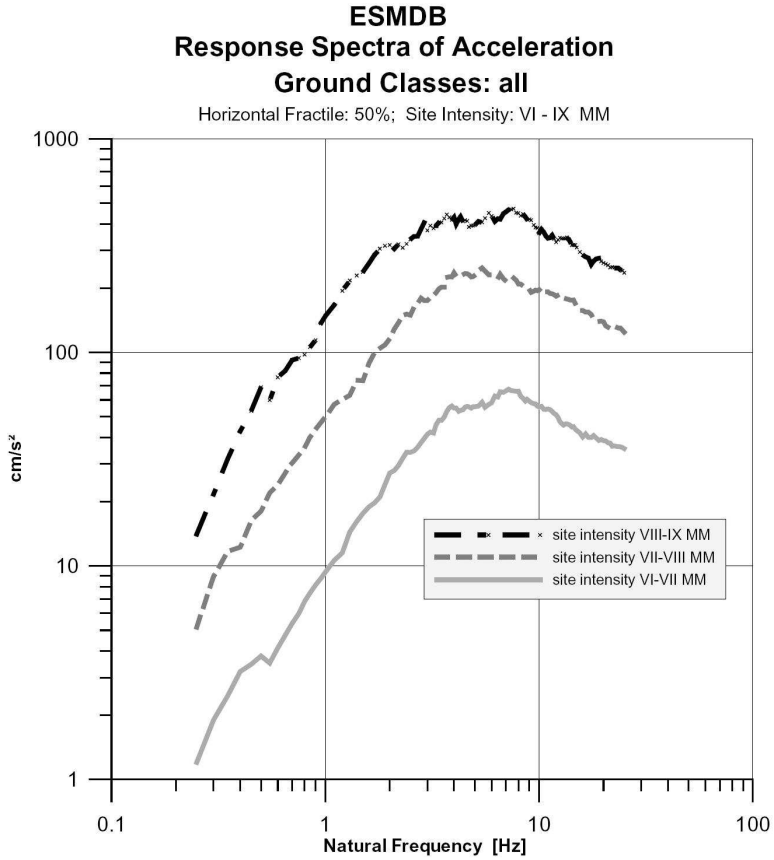


Abbildung B.8: Untergrundunabhängige Antwortspektren (50% Fraktile) für alle drei Intensitätsklassen [Leydecker 2005]

Anhang C

Seismische Gefährdungskarten für Deutschland

Die Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe hat seismische Gefährdungskarten für die Bundesrepublik Deutschland erstellt [BGR 2005]. Diese befinden sich derzeit noch in Bearbeitung. Die im Folgenden abgebildeten Karten sind Entwürfe und entsprechen nicht zwingend den später veröffentlichten Karten.

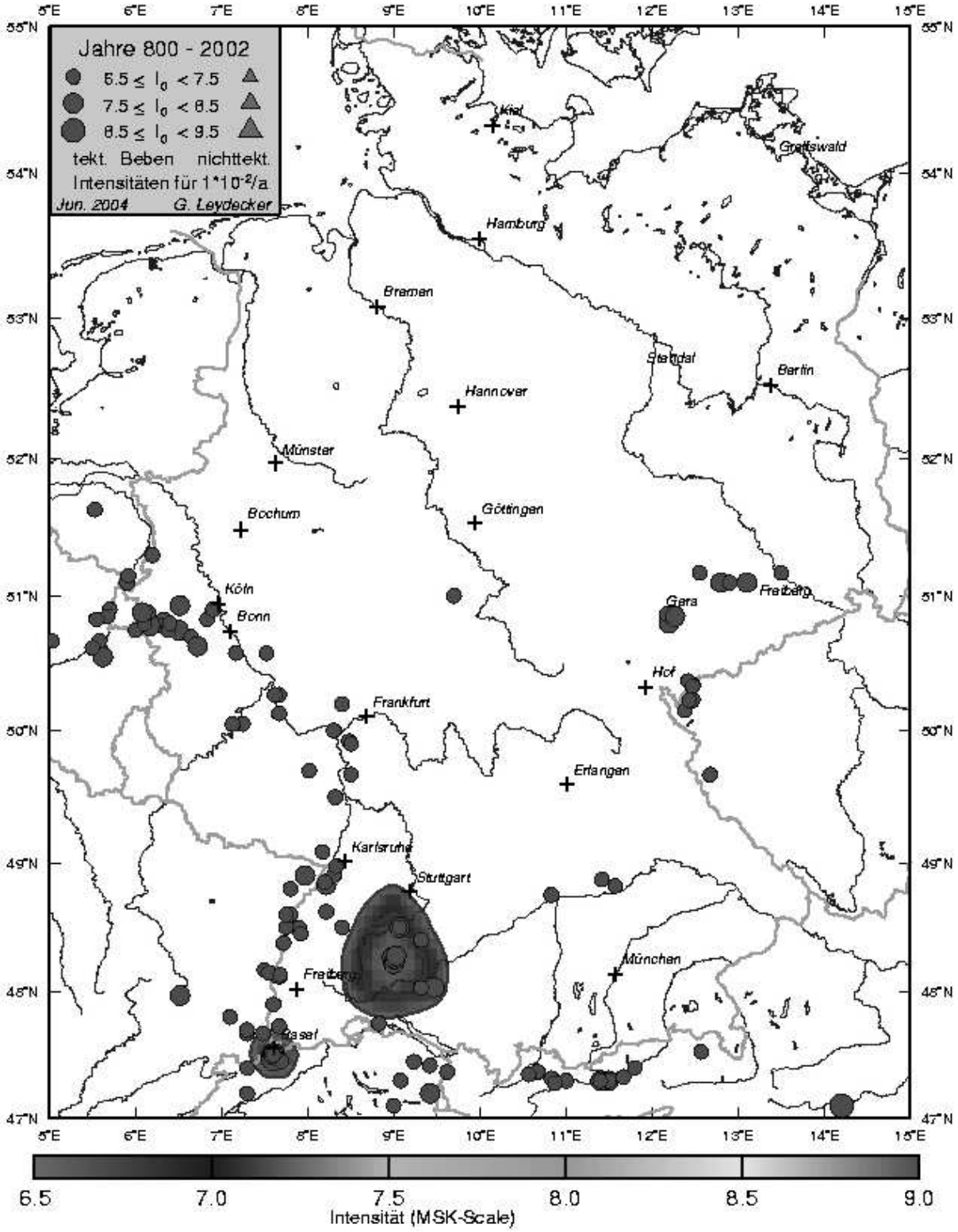


Abbildung C.1: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 100 Jahren [?]

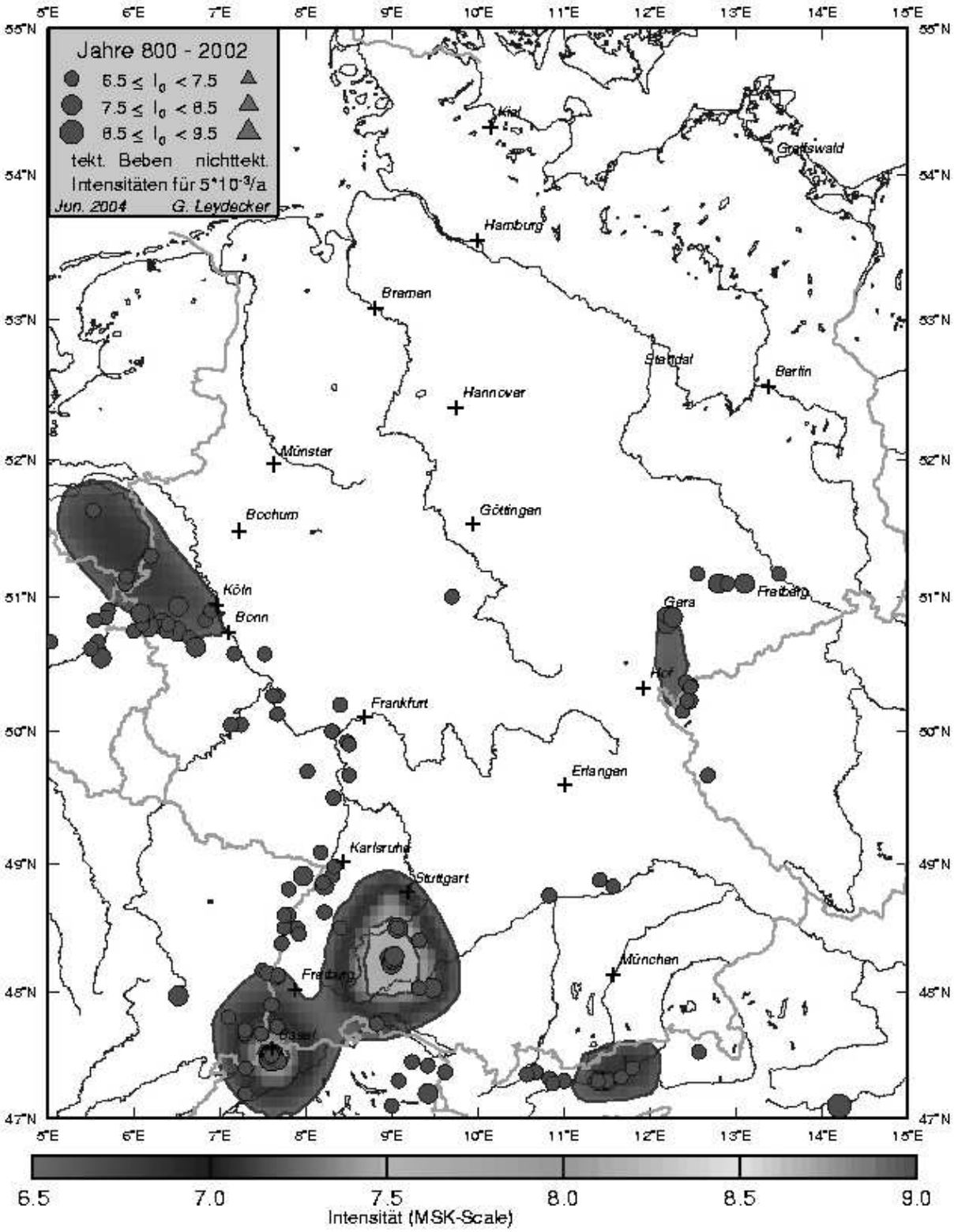


Abbildung C.2: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 200 Jahren [?]

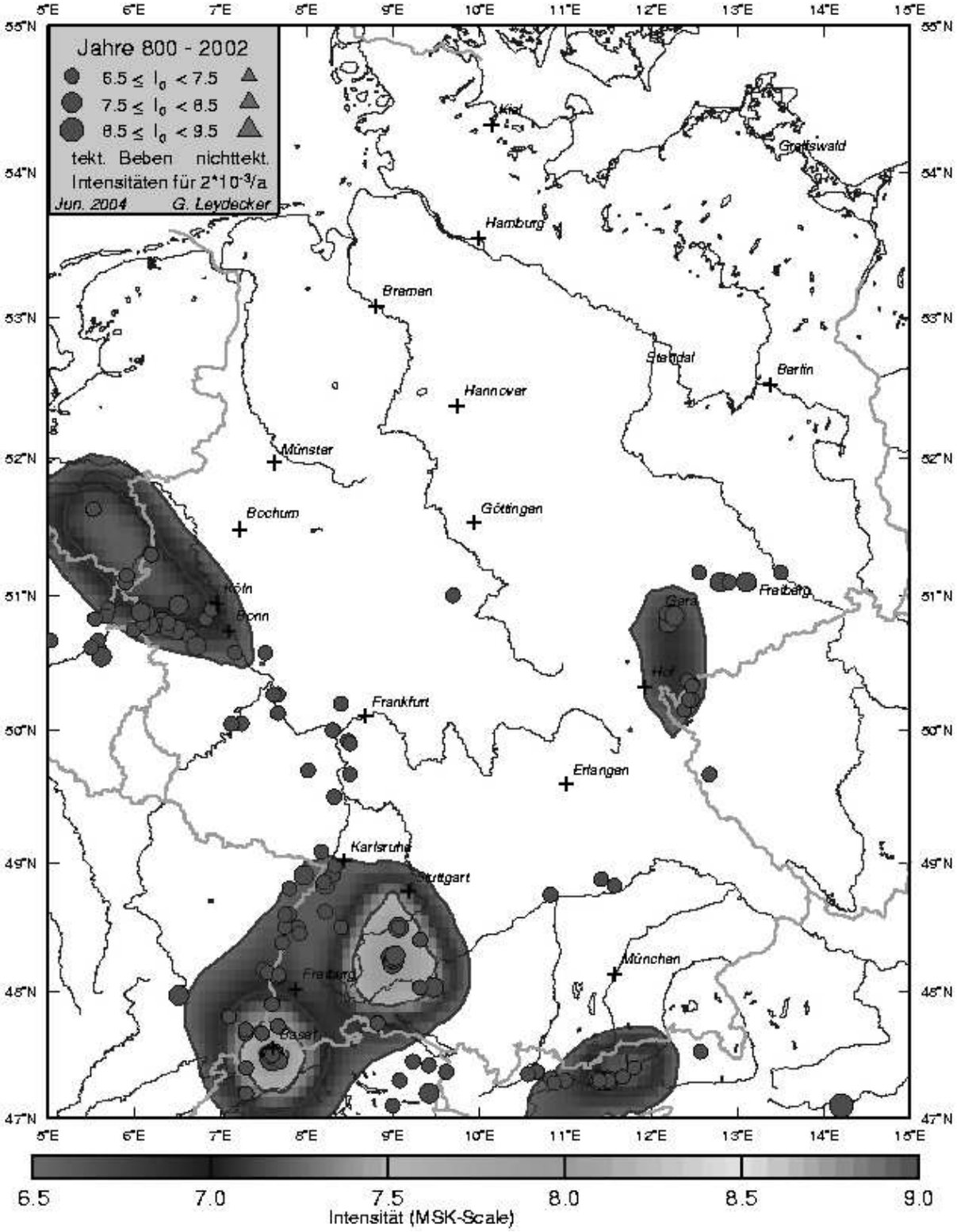


Abbildung C.3: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 500 Jahren [?]

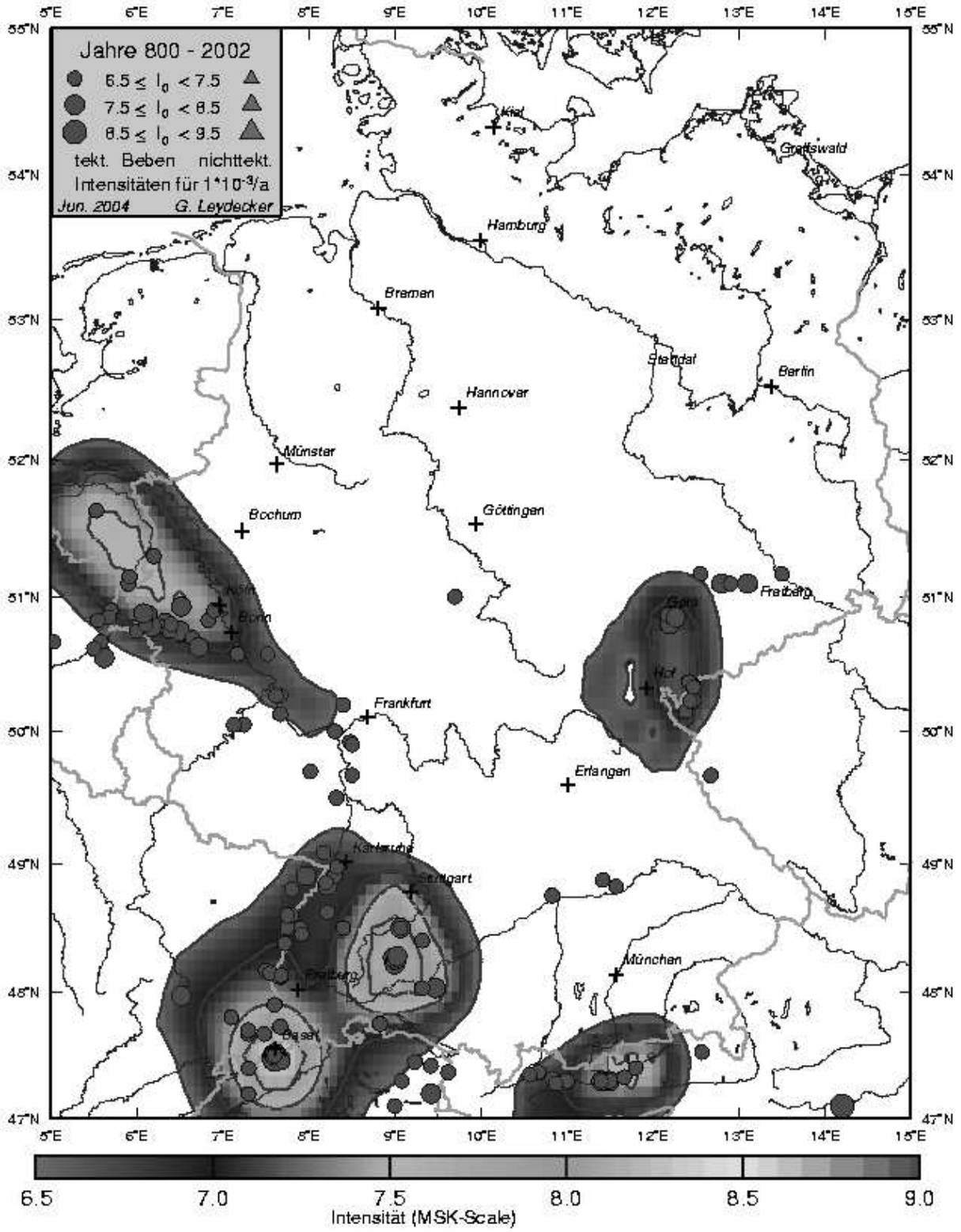


Abbildung C.4: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren [?]

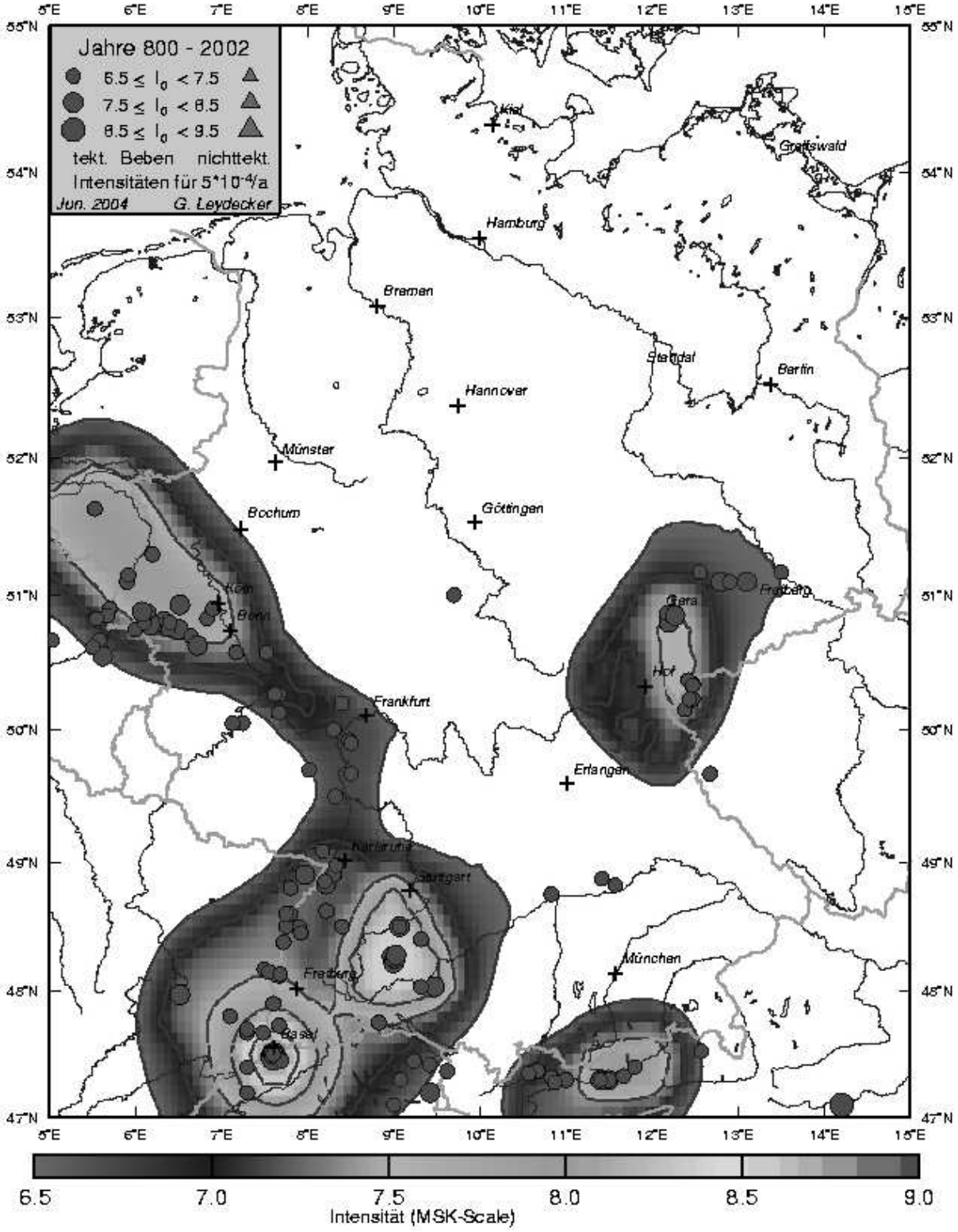


Abbildung C.5: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 2.000 Jahren [?]

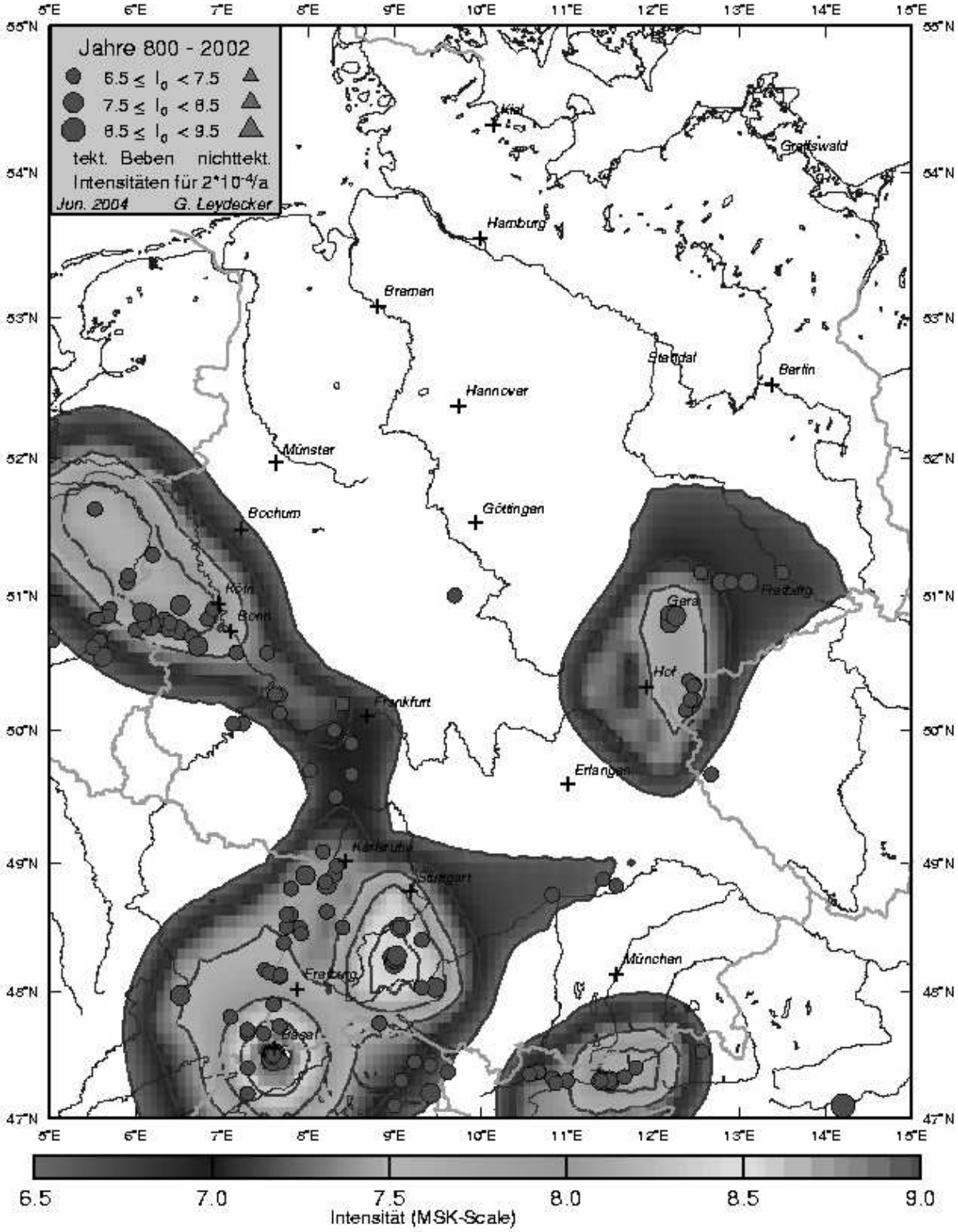


Abbildung C.6: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 5.000 Jahren [?]

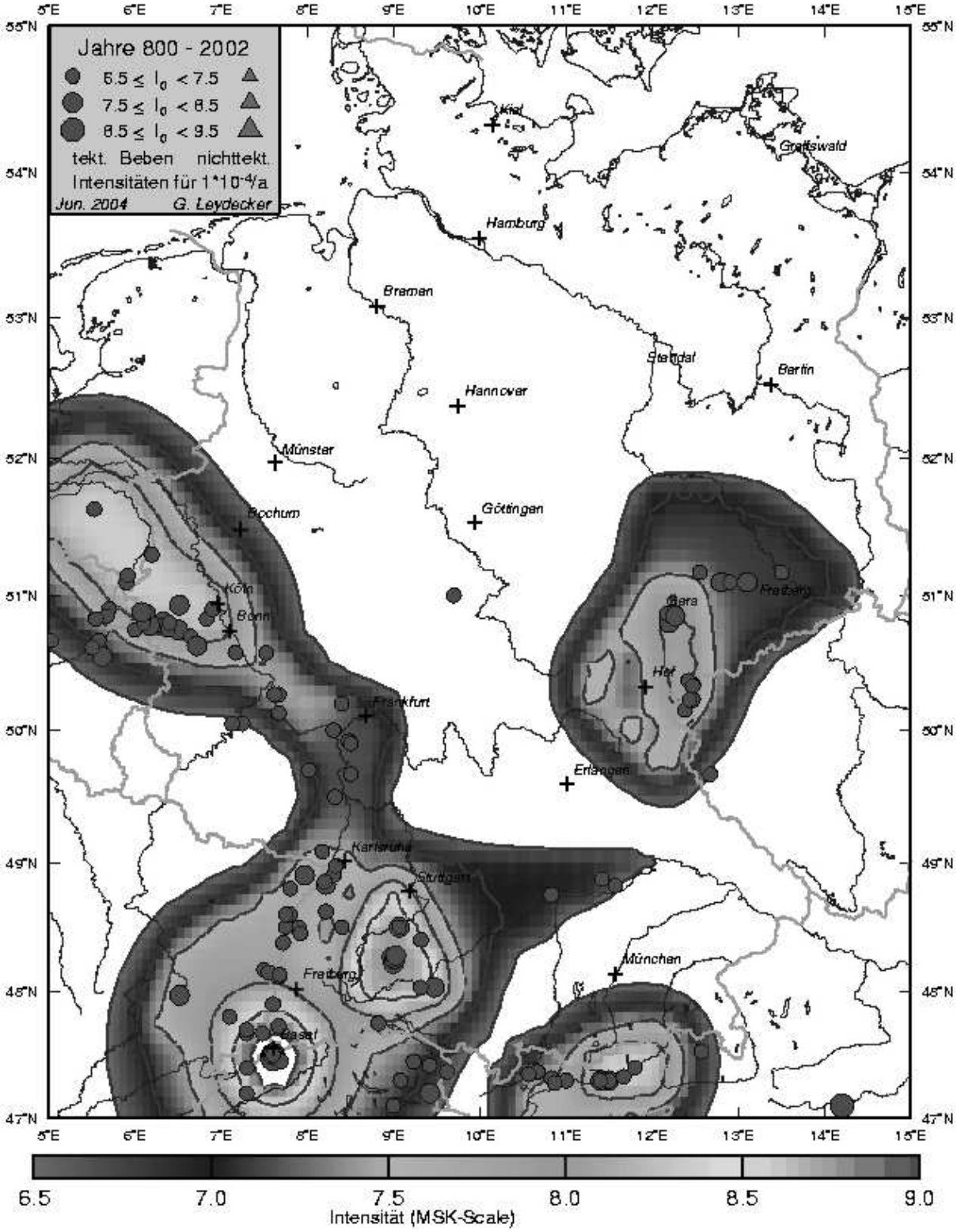


Abbildung C.7: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 10.000 Jahren [?]

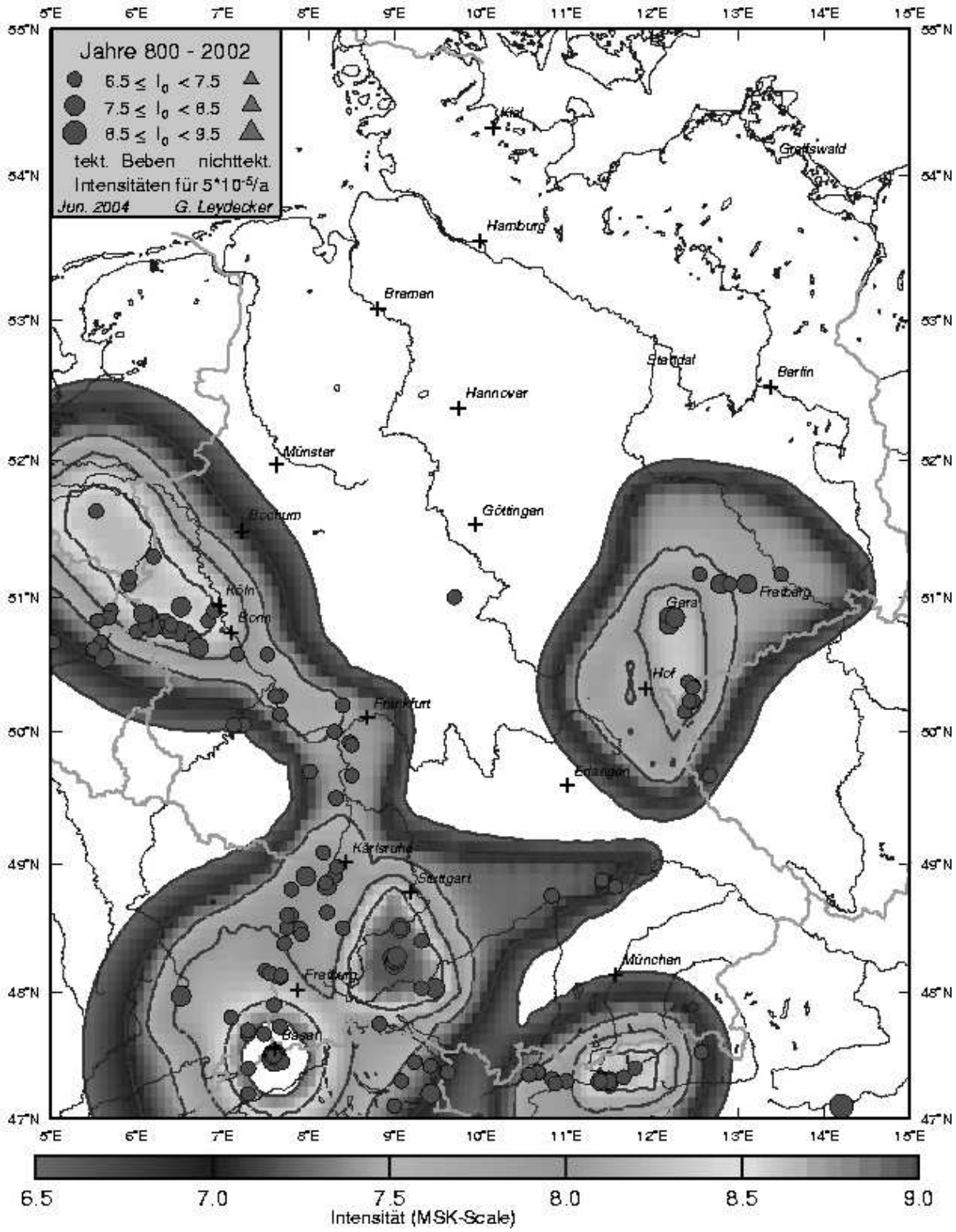


Abbildung C.8: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 20.000 Jahren [?]

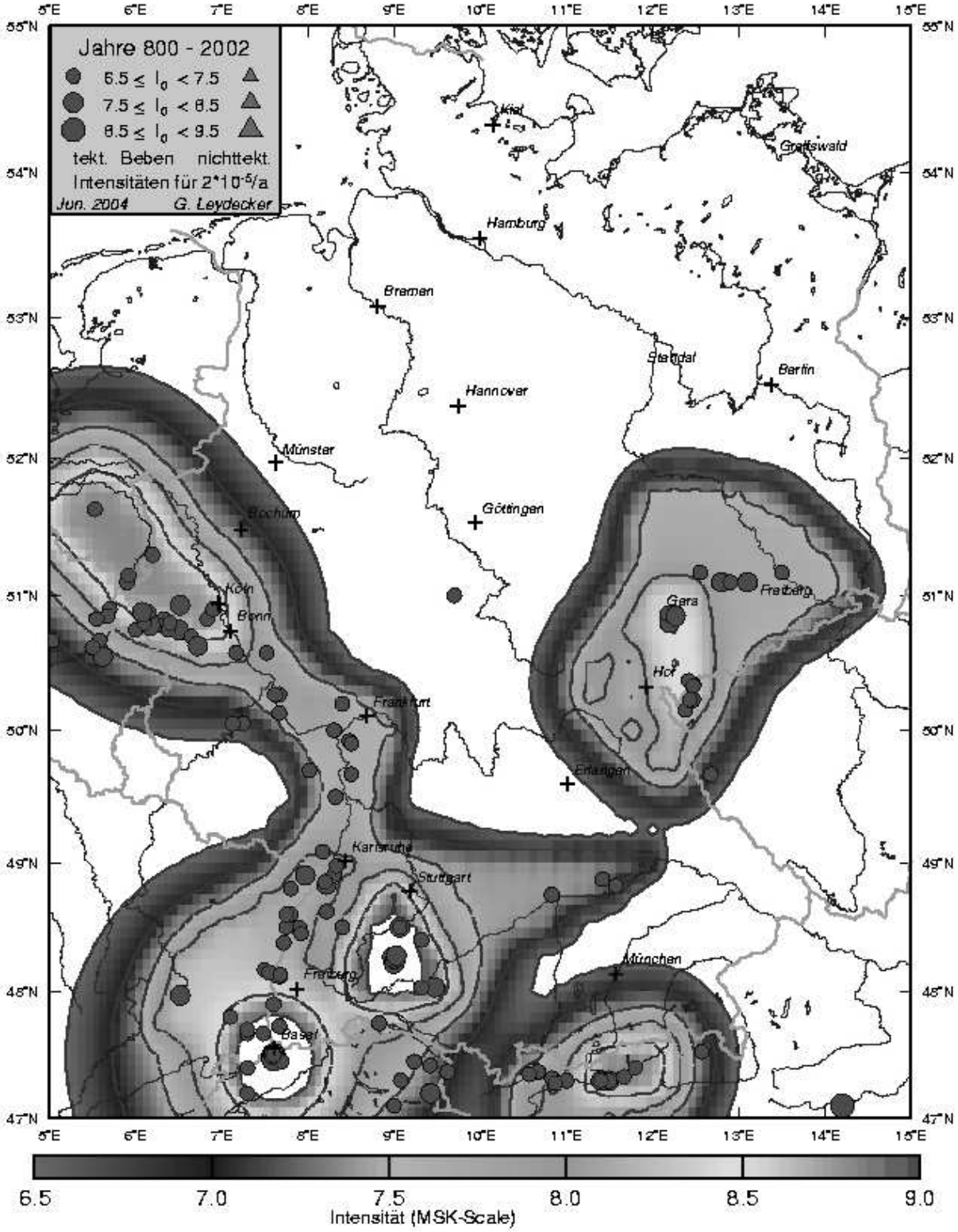


Abbildung C.9: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 50.000 Jahren [?]

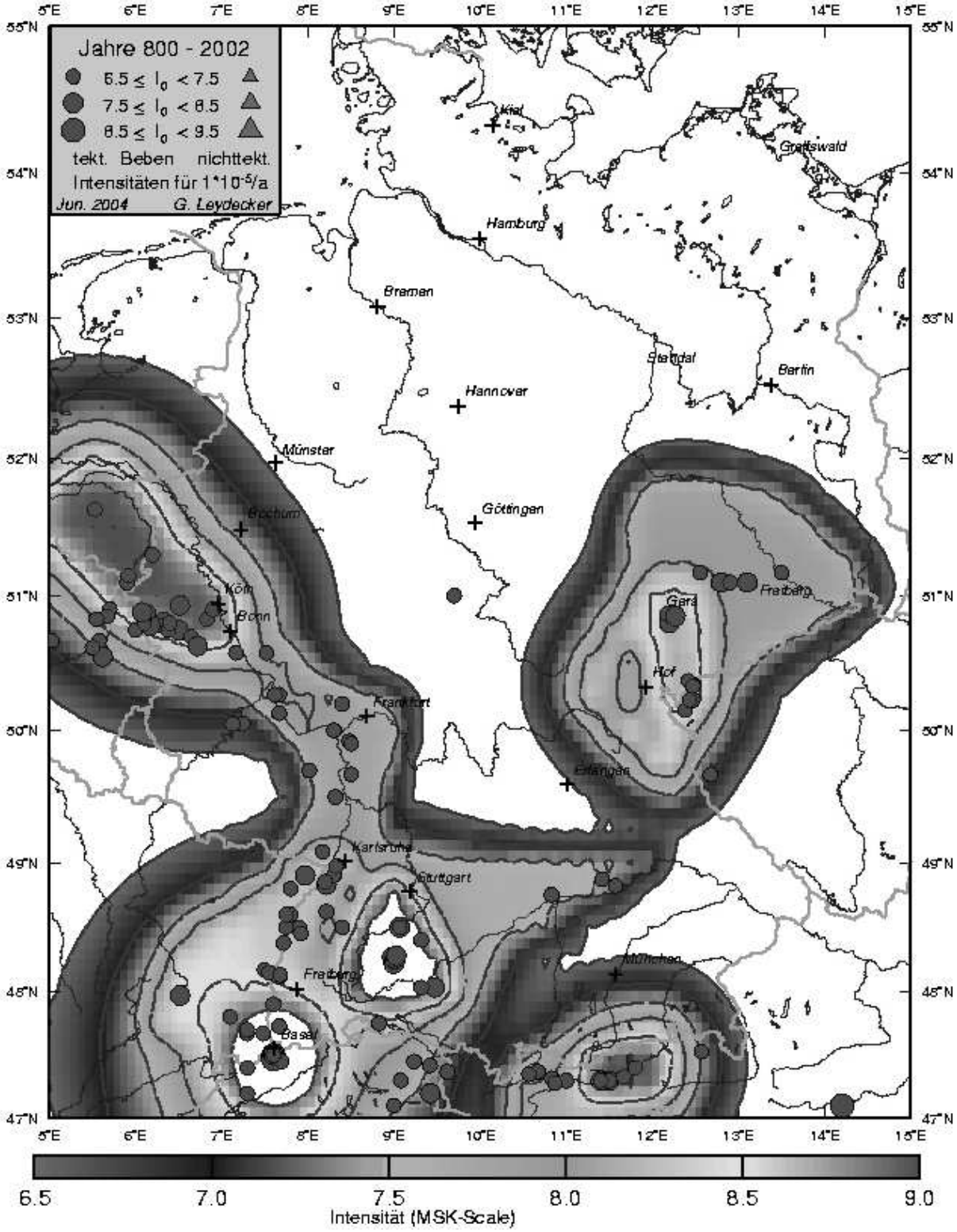


Abbildung C.10: Seismische Gefährdungskarte für eine mittlere Wiederkehrperiode von 100.000 Jahren [**?**]

Anhang D

Vulnerabilitätsfunktionen nach ATC 13 und ATC 25

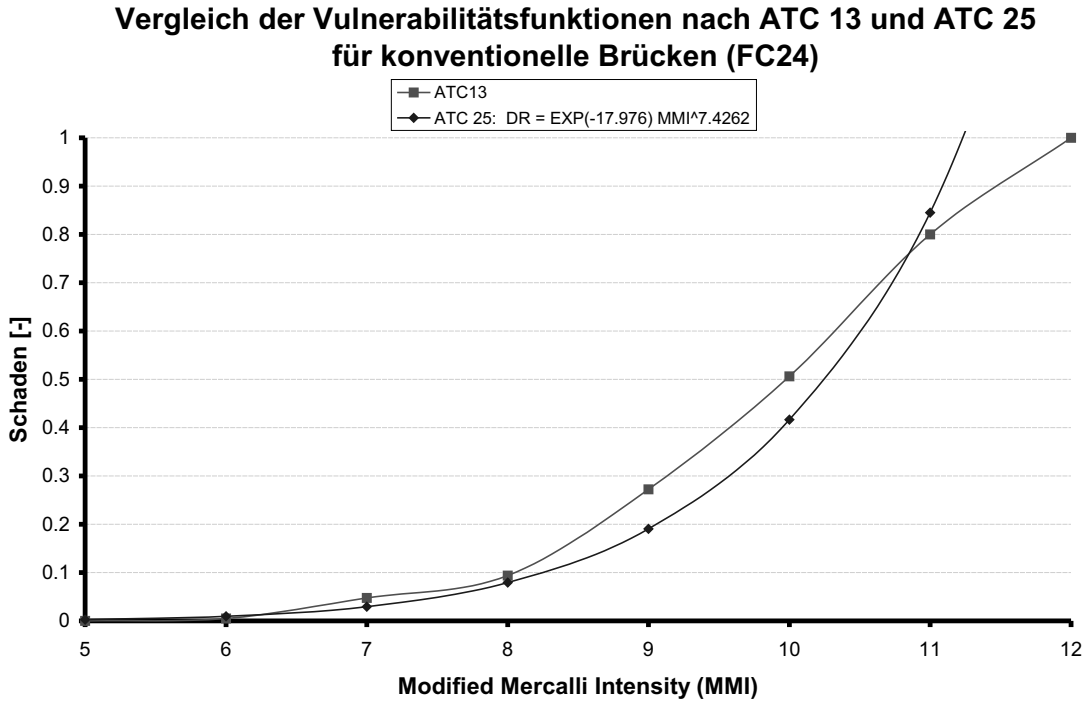


Abbildung D.1: Vulnerabilitätsfunktion für konventionelle Brücken (Facility Class 24)

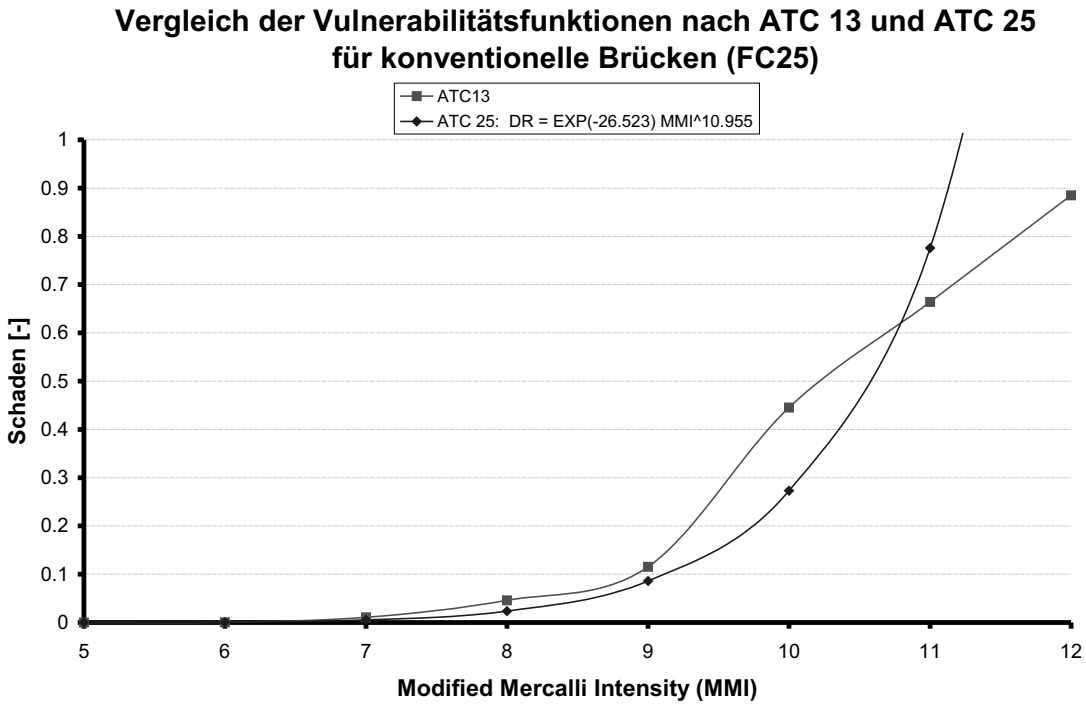


Abbildung D.2: Vulnerabilitätsfunktion für konventionelle Brücken (Facility Class 25)

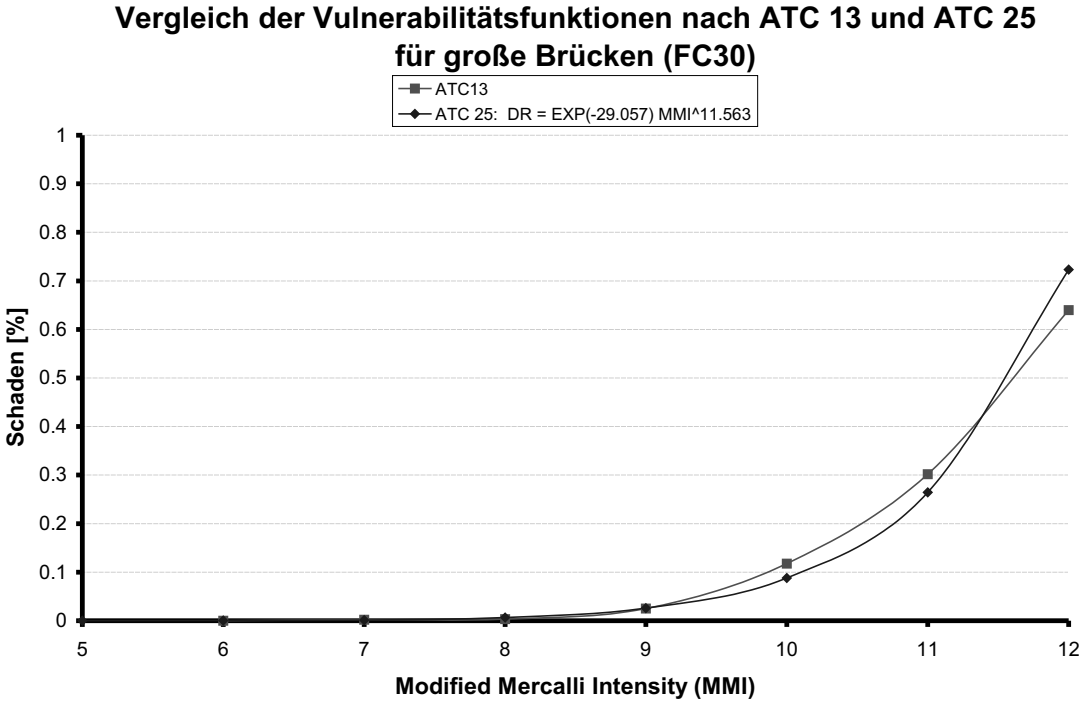


Abbildung D.3: Vulnerabilitätsfunktion für große Brücken (Facility Class 30)

Anhang E

Vergleich der Bewertungssysteme

Tabelle E.1: Vergleich der existierenden Bewertungssysteme - Teil 1

	ATC 6-2	**SISMOA**	**FHWA**	**Kanada**
Zustand	in Betrieb	in Betrieb	in Betrieb	vorgeschlagen
Anwendung	eingeschränkt	alle	eingeschränkt	alle
Ranking	0 - 100	0 - 1	0 - 100	0 - 100
Einstufung			ja	exemplarisch
Normen/Baujahr		✓		
Zustand der Brücke		✓		
Brückenart		✓		
Statisches System	✓	✓	✓	
Schiefwinkel	✓	✓	✓	✓
Regelmässigkeit		✓		✓
Baustoff des Überbaus				✓
Anzahl der Felder				✓
Auflagertyp	✓	✓	✓	✓
Länge Bank long.	✓	✓	✓	
Länge Bank trans.		✓		
Folgen Lagerversagen		✓	✓	
Pfeilerart	✓	✓	✓	✓
Höhe	✓	✓	✓	
Durchmesser				
Bewehrung	✓		✓	
Baustoff der Pfeiler				✓
Vbdg. mit Untergrund	✓			
Widerlagertyp	✓	✓	✓	
Höhe Hinterfüllung	✓	✓	✓	
Länge Auflagerbänke				
Gründungsart	Abh. von a_g	✓	Abh. von a_g	
Fundamenttiefe		✓		
Bodenklasse/-art			✓	✓
Verflüssigungsgefahr	✓	✓	✓	
Gleitgefahr		✓		
Erdbebenzone	✓	✓	✓	✓
Verstärkungseffekte		vorgeschlagen		
Gewichtete Summe	✓		✓	
Multiplikation		✓		int. Summe
Maxima	✓			

Tabelle E.2: Vergleich der existierenden Bewertungssysteme - Teil 2

	Memphis	**Maldonado**	**Japan 1**	**Japan 2**
Zustand				
Anwendung	in Betrieb	vorgeschlagen	in Betrieb	in Betrieb
Ranking	alle		alle	alle
Einstufung	0-20			
Normen/Baujahr	✓	✓		✓
Zustand der Brücke		✓		
Brückenart		✓	✓	✓
Statisches System	✓	✓	✓	✓
Schiefwinkel	✓	✓	✓	✓
Regelmässigkeit	✓	✓		
Baustoff des Überbaus	✓	✓		✓
Anzahl der Felder	✓			
Auflagertyp	✓	✓	✓	
Länge Bank long.	✓	✓		
Länge Bank trans.				
Folgen Lagerversagen				
Pfeilerart		✓	✓	
Höhe	✓		✓	
Durchmesser				
Bewehrung			✓	
Baustoff der Pfeiler		✓	✓	
Vbdg. mit Untergrund		✓		
Widerlagertyp		✓		
Höhe Hinterfüllung	✓			
Länge Auflagerbänke				
Gründungsart		✓	✓	
Fundamenttiefe				
Bodenklasse/-art	✓			
Verflüssigungsgefahr		✓		
Gleitgefahr				
Erdbebenzone			✓	
Verstärkungseffekte				
Gewichtete Summe	✓	✓	✓	✓
Multiplikation				
Maxima				

Tabelle E.3: Vergleich der existierenden Bewertungssysteme - Teil 3

Caltrans	**Kentucky**	**Washington**	**Buckle**	
Zustand	in Betrieb	vorgeschlagen	vorgeschlagen	konzeptuell
Anwendung				
Ranking	0 - 1	0 - 100	0 - 950	
Einstufung in Klassen				✓
Normen/Baujahr				
Zustand der Brücke			✓	
Brückenart		✓		
Statisches System	✓	✓		
Schiefwinkel		✓		
Regelmässigkeit				
Baustoff des Überbaus			✓	
Anzahl der Felder				✓
Auflagertyp				
Länge Bank long.				
Länge Bank trans.				
Folgen Lagerversagen				
Pfeilerart				✓
Höhe				
Durchmesser	✓			
Bewehrung				
Baustoff der Pfeiler				
Vbdg. mit Untergrund			✓	✓
Widerlagertyp				
Höhe Hinterfüllung				
Länge Auflagerbänke				
Gründungsart				✓
Fundamenttiefe				✓
Bodenklasse/-art		✓		
Verflüssigungsgefahr				
Gleitgefahr	✓		✓	✓
Erdbebenzone				
Verstärkungseffekte	✓	✓		
Gewichtete Summe			int. Summe	
Multiplikation				
Maxima				

Anhang F

Sieblinien nach ATC 32

Der ATC 32 [ATC 1996] stellt zur Klassifikation des Baugrundes Sieblinien zur Verfügung, anhand derer sich der Grenzbereich von zur Verflüssigung neigender Böden bestimmt lässt.

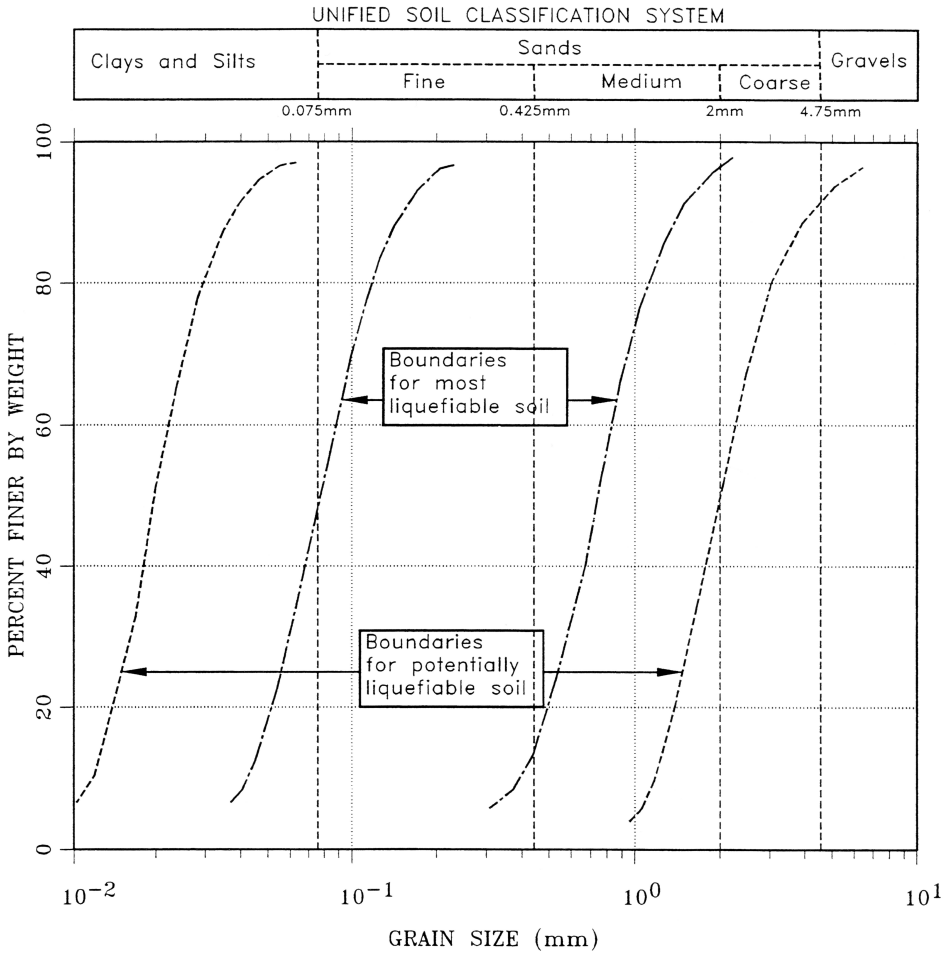


Abbildung F.1: Sieblinien nach ATC 32 [ATC 1996]

Anhang G

Ergebnisse der Anwendungsbeispiele

Standortgefährdung Rodenkirchen und Kerpen

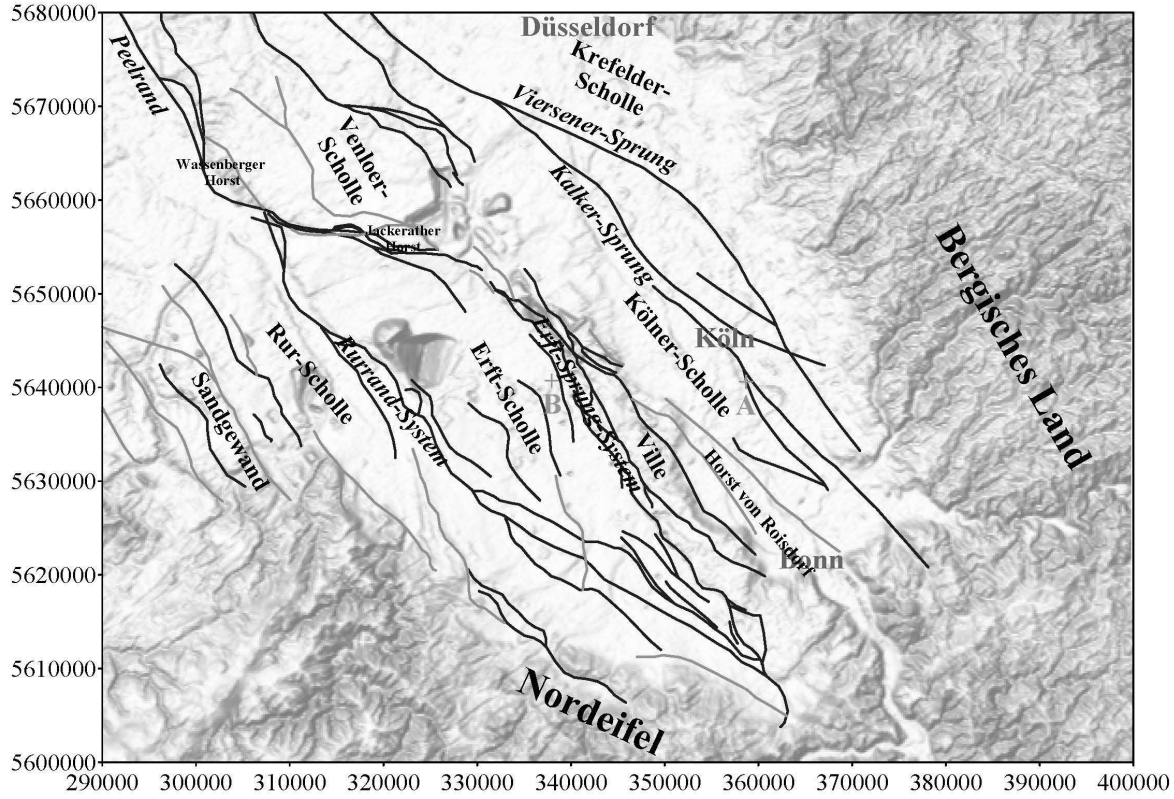


Abbildung G.1: Wichtige tektonische Einheiten der Niederrheinischen Bucht. Die blauen- und roten Linien zeigen nach W bzw. nach E einfallende Störungen. Den Hintergrund bildet ein digitales Geländemodell. Die Punkte A und B markieren die Lage der Standorte der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen (A) sowie das Autobahnkreuz Kerpen (B). (UTM-Koordinaten Zone 32) [Meskouris u. a. 2006]

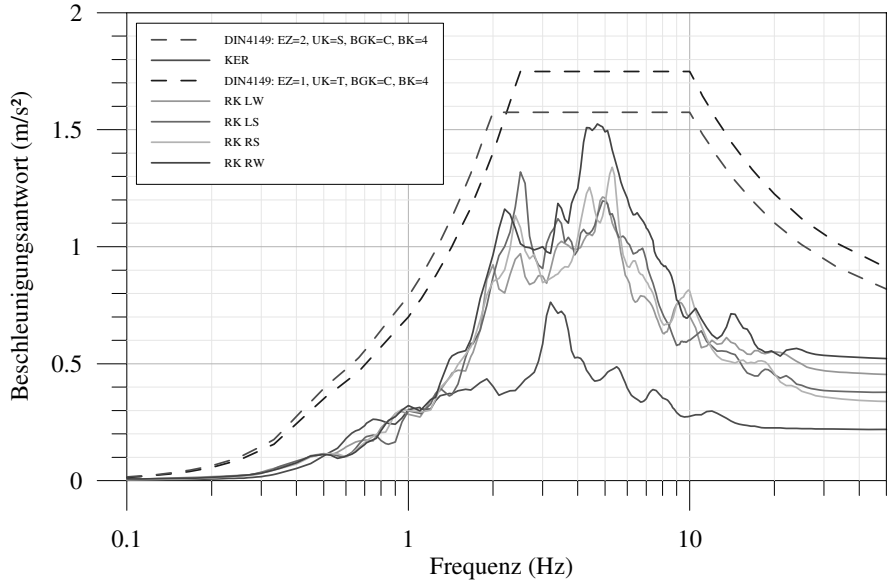


Abbildung G.2: Antwortspektren (Median) für eine Eintrittswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren und die Spektren der DIN4 149 für die Standorte Rodenkirchen und Kerpen. (Kerpen (KER), Rodenkirchen linkes Widerlager (RK LW), linker Strompfeiler (RK LS), rechter Strompfeiler (RK RS) und rechtes Widerlager (RK RW), EZ=Erdbebenzone, UK=Untergrundklasse, BGK=Baugrundklasse, BK=Bedeutungskategorie nach DIN 4149) [Meskouris u. a. 2006]

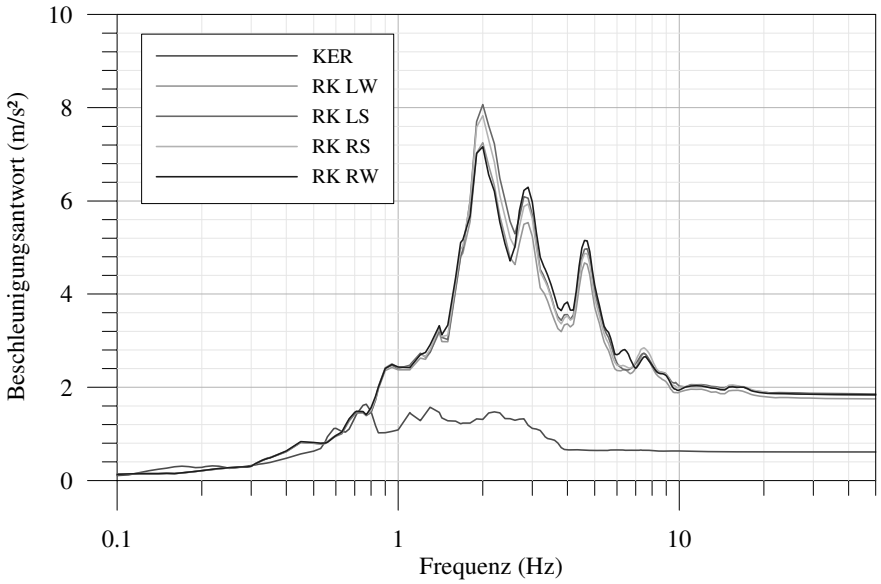


Abbildung G.3: Antwortspektren (Median) für die „worst case"-Szenarien an den Standorten der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen und des Autobahnkreuzes Kerpen. (Abkürzungen wie in Abb. G.2) [Meskouris u. a. 2006]

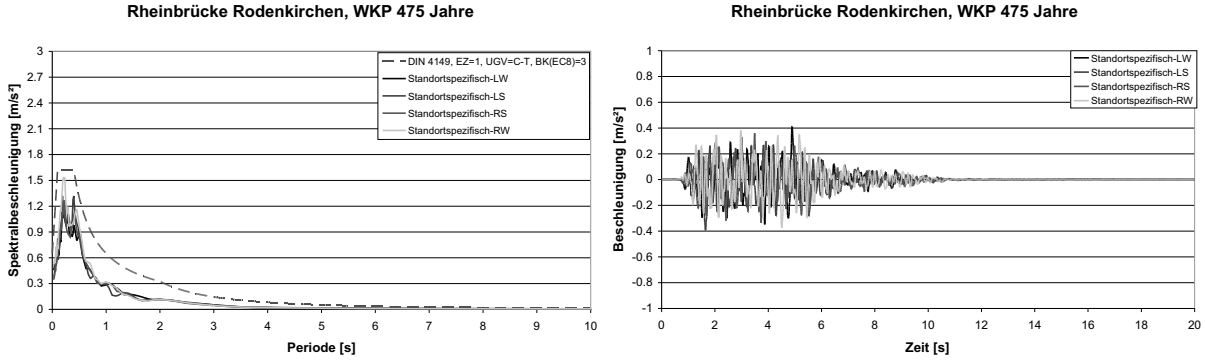


Abbildung G.4: Rodenkirchener Brücke - Antwortspektren und ausgewählte Zeitverläufe für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren

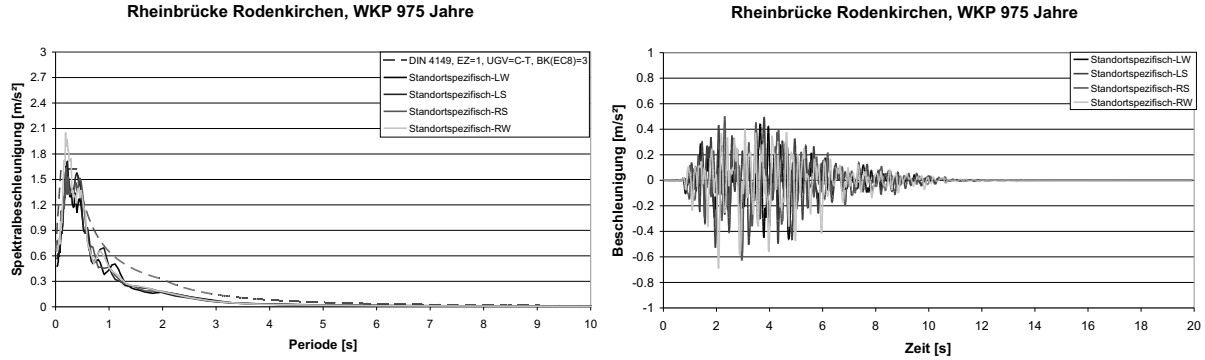


Abbildung G.5: Rodenkirchener Brücke - Antwortspektren und ausgewählte Zeitverläufe für eine Wiederkehrperiode von 975 Jahren

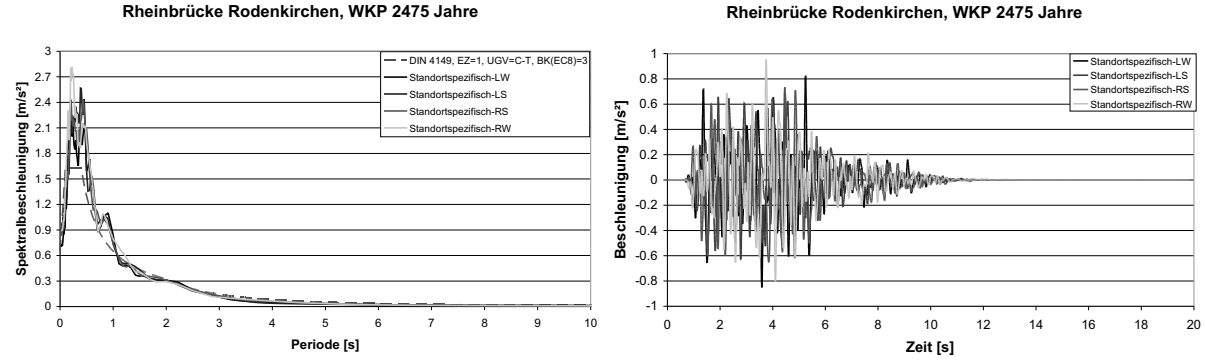


Abbildung G.6: Rodenkirchener Brücke - Antwortspektren und ausgewählte Zeitverläufe für eine Wiederkehrperiode von 2475 Jahren

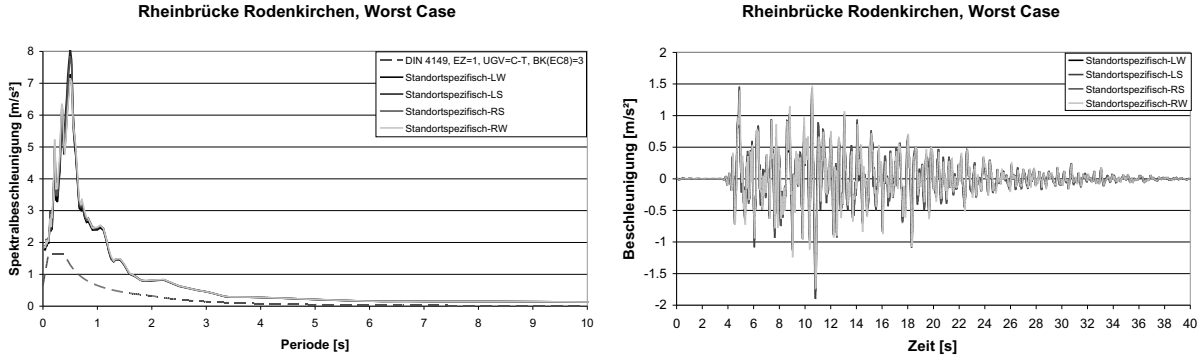


Abbildung G.7: Rodenkirchener Brücke - Antwortspektren und ausgewählte Zeitverläufe für das „worst case“ Szenario

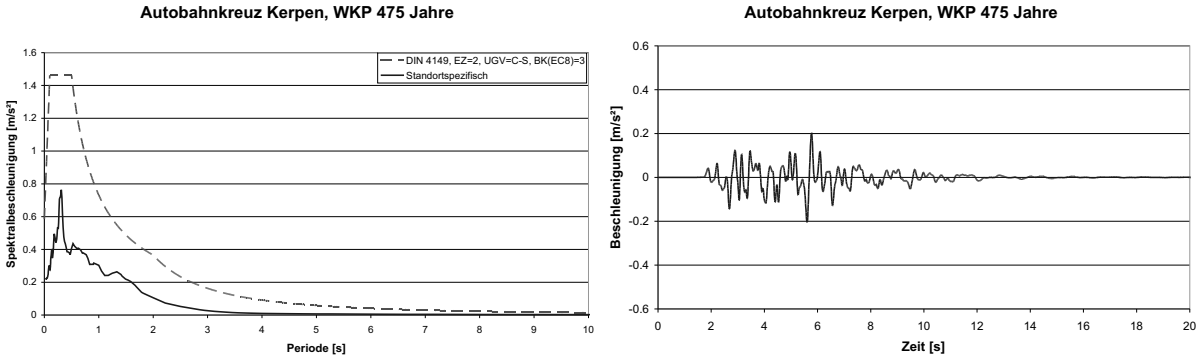


Abbildung G.8: AK Kerpen - Antwortspektrum und ausgewählter Zeitverlauf für eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren

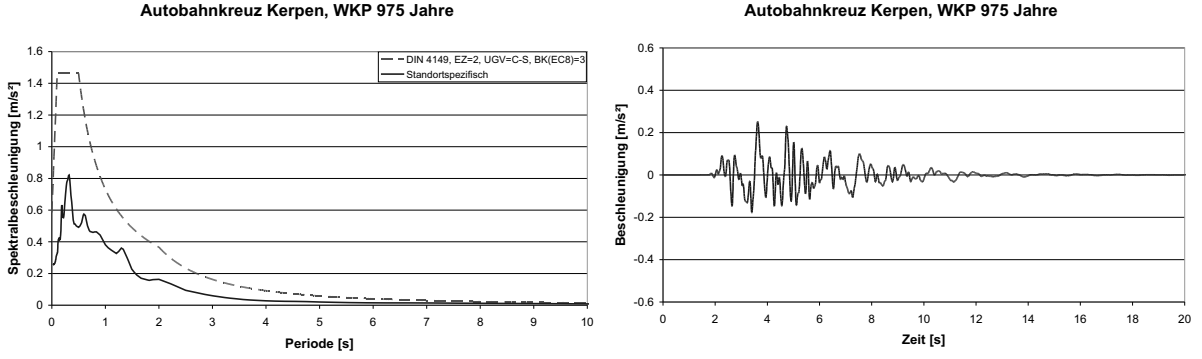


Abbildung G.9: AK Kerpen - Antwortspektrum und ausgewählter Zeitverlauf für eine Wiederkehrperiode von 975 Jahren

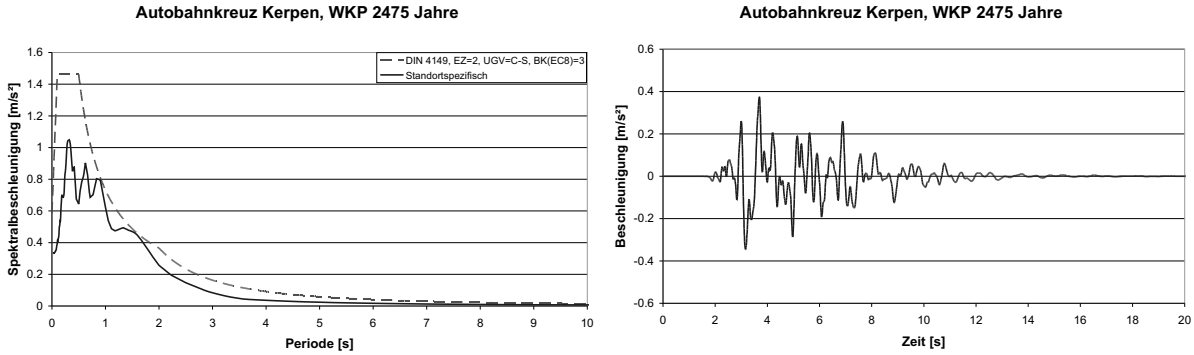


Abbildung G.10: AK Kerpen - Antwortspektrum und ausgewählter Zeitverlauf für eine Wiederkehrperiode von 2475 Jahren

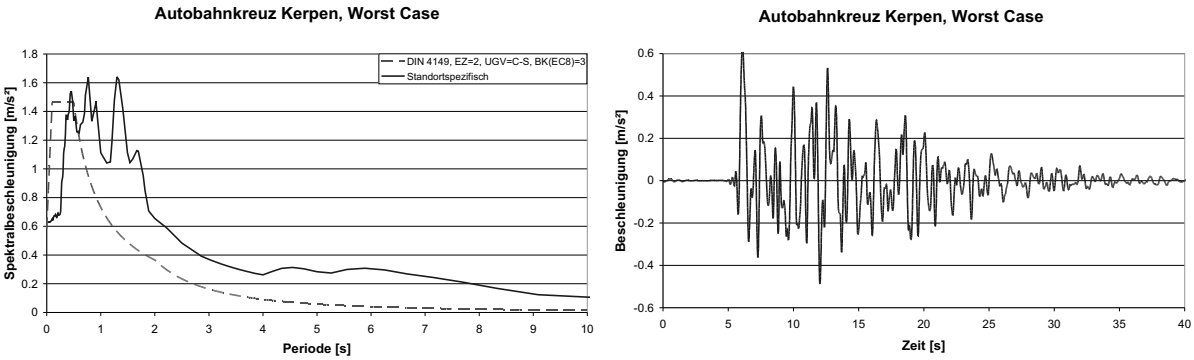


Abbildung G.11: AK Kerpen - Antwortspektrum und ausgewählter Zeitverlauf für das „worst case“ Szenario

Auswertung des Bewertungssystems

Tabelle G.1: Rankingwerte der Anwendungsbeispiele

Brücke	Emmerich	Rodenkirchen	Severins	Kerpen, TBW1+4	Kerpen, TBW2+3	Dorfbachtal
$V_{Nachweis}$	1	1	1	1	1	0,8
V_{Typ}	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$V_{Zustand}$	•	•	•	•	•	•
$\boldsymbol{V_{Allgemein}}$	0,3	0,55	0.425	0,425	0,3	0,34
L [m]	803	567	690,86	60,52	60,52	309,60
H [m]	10	9,43; 6,43	10	4,70	4,70	6,47; 2,13
α [°]	90	90	90	77,4	77,4	90
N_{du} [cm]	241,25	181,68	213,21	51,35	51,35	114,37
$N_{de,long.}$ [cm]	400	250	300	120	120	200
Lagesicherung, long.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
$V_{Abst,long.}$	0	0	0	0	0	0
$N_{de,trans.}$ [cm]	-	-	-	-	-	275
Lagesicherung, trans.	Nein	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein
$V_{Abst,trans.}$	0	0	0	0	0	0
V_{Lager}	1	1	1	0	0	0,3
V_{Kons}	0,9	0,9	0,5	1	1	1,5
R [m]	∞	∞	∞	∞	∞	5492,85
L_{max} [m]	500	378	301,67	30,26	30,26	69,91
B	22,5	52,8	30,1	15	18,5	16
Blockierung, trans.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
Lagesich., sym. long.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
Höhenantimetrie	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Ja
V_{Tors}	0	0	0	0	0	0,5
V_{Bstf}	0,9	0,9	0,9	1	1	1

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle G.1 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Brücke	Emmerich	Rodenkirchen	Severins	Kerpen, TBW1+4	Kerpen, TBW2+3	Dorfbachtal
$\boldsymbol{V_{\ddot{U}berbau}}$	0,81	0,81	0,45	0	0	0,5
$H_{Hinterfüllung}$ [m]	10	10,94; 13,94	10	4,7	4,7	11,66; 8,20
Widerlager Typ	hinterfüllt	hinterfüllt	hinterfüllt	hinterfüllt	hinterfüllt	hinterfüllt
$V'_{Widerlager}$	0,8	0,8	0,8	0,5	0,5	0,8
K_p	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
$H_{Grundwasser}$ [m]	k.A.	k.A.	k.A.	12	12	k.A.
V_{Verfl}	0	0	0,25	0,25	0,25	0
$\boldsymbol{V_{Widerlager}}$	1	1	1	0,625	0,625	1
Pfeilertyp	SR mit QR	SR mit QR	SR mit QR	SR mit QR	SR mit QR	Einzelpfeiler
Auflagerflex., long.	versch.	versch.	versch.	unversch.	unversch.	versch.
Auflagerflex., trans.	unversch.	unversch.	unversch.	unversch.	unversch.	unversch.
V_{tpl}	0	0	0	0,3	0,3	0
V_{tpt}	0,15	0,15	0,6	0,15	0,15	0,6
H_{maxl} [m]	14	15	8,50	4,7	4,7	49
H_{minl} [m]	14	15	6,80	4,7	4,7	12,77
A_{max} [m^2]	1	1,70	2,27	0,70	0,70	1
A_{min} [m^2]	1	0,69	0,96	0,70	0,70	1
Widerstand, long.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
kurzer Pfeiler, long.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Ja
V_{regl}	0	0	1,5	0	0	3
H_{maxt} [m]	14	15	8,50	4,7	4,7	49
H_{mint} [m]	14	15	6,80	4,7	4,7	49
Widerstand, trans.	Nein	Nein	Nein	Ja	Ja	Nein
kurzer Pfeiler, trans.	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle G.1 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Brücke	Emmerich	Rodenkirchen	Severins	Kerpen, TBW1+4	Kerpen, TBW2+3	Dorfbachtal
V_{regt}	0	0	1,5	3	3	3
$\boldsymbol{V_{Pfeiler}}$	0	0	0,5	0,25	0,25	1
Fundament Typ	flach	flach	mitteltief	flach	flach	flach, tief
V_{Boden}	0,5	0,5	0,25	0,5	0,5	0,5; 0
$V_{Gleiten}$	0	0	0	0	0	0
$\boldsymbol{V_{Fundament}}$	0,5	0,5	0,25	0,5	0,5	0,5
$\boldsymbol{V_{Seil}}$	0,5	0,5	0,5	-	-	-
$\boldsymbol{V}$	0,3	0,55	0,425	0,2656	0,1875	0,34
ST_{oben}	0,8	1	1	1	1	1
DTV_{oben}	10.000	116.421	35.100	72.153	66.797	25.000
$DTV_{maxoben}$	37.817	154.936	37.827	154.936	154.936	130.948
ULx_{oben} [km]	35	10	3	61,56	61,56	3,6
ESU_{oben}	0,8	1	1	0,8	0,8	1
ST_{unten}	1	1	1	1	1	0,6
DTV_{unten}	1	1	1	53.862	47.868	100
$DTV_{maxunten}$	1	1	1	154.936	154.936	37.024
ULx_{unten} [km]	1	1	1	24,62	24,62	1
ESU_{unten}	1	1	1	0,8	0,8	1
$\boldsymbol{I}$	0,5227	0,7084	0,7177	0,4762	0,4659	0,3068
$\boldsymbol{S}$	0	0,3	0,3	0,7	0,7	1
$\boldsymbol{P}$	0,2545	0,5067	0,4460	0,4380	0,39675	0,5314
Baukosten [Euro]	22.781.985,56	117.860.447,99	k.A.	2.432.837,21		im Bau

Vergleich der Eigenfrequenzen der vereinfachten Modelle für die zweite Untersuchungsstufe

Tabelle G.2: Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen in [Hz] des vereinfachten Modells der Rheinbrücke Rodenkirchen

Vertikal		Longitudinal*/Transversal	
Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
0,258 (0,002)	0,246	0,131* (0,001)	0,131*
0,311 (0,002)	0,270	0,638 (0,007)	0,615
0,447 (0,001)	0,469	0,798 (0,017)	0,859
0,785 (0,003)	0,695	1,022 (0,028)	0,975
0,819 (0,003)	0,835	1,081 (0,002)	1,230
0,993 (0,012)	0,915	1,380 (0,011)	1,346
1,048 (0,007)	1,165	1,442 (0,004)	1,461
1,303 (0,002)	1,552	1,475 (0,018)	1,505

Tabelle G.3: Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen in [Hz] des vereinfachten Modells der Severinsbrücke

Vertikal		Transversal		Torsional	
Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
0,42 (0,003)	0,42	0,72 (0,007)	0,74	1,34 (0,037)	1,31
0,96 (0,256)	0,97	0,97 (0,011)	0,97	1,46 (0,022)	1,68
1,37 (0,079)	1,40	1,54 (0,088)	1,55		
1,83 (0,086)	1,77	1,99 (0,058)	1,97		
2,36 (0,149)	2,44	2,45 (0,050)	2,39		
2,75 (0,032)	2,63	2,71 (0,091)	2,83		

Tabelle G.4: Vergleich der gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen in [Hz] des vereinfachten Modells des AK Kerpen

	Vertikal		Transversal		Longitudinal	
	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet	Gemessen	Berechnet
TBW 1+4	2,93 (0,032)	2,82	5,47 (0,045)	6,05	1,30 (0,048)	1,23
	4,31 (0,106)	4,19	11,81 (0,101)	12,00		
	11,08 (0,063)	11,00				
TBW 2+3	3,08 (0,016)	2,95	5,51 (0,145)	6,30	1,34 (0,087)	1,25
	4,51 (0,086)	4,35	7,90 (0,019)	8,08		
	11,66 (0,250)	11,40	13,45 (0,178)	13,22		

Anhang H

Eingabeparameter der einzelnen Untersuchungsstufen

H.1 Allgemeine Angaben

H.1.1 Standortgefährdung

Tabelle H.1: Eingabeparameter für die Bestimmung der Standortgefährdung

Parameter	Beschreibung
`in_haz_norm`	Bemessungsnorm oder benutzerdefiniertes Spektrum
`in_haz_stype`	Spektrums-Typ (nur für EC8)
`in_haz_zone`	Erdbebenzone
`in_haz_gtype`	Bodenklasse
`in_haz_ag`	Bemessungsbodenbeschleunigung [m/s^2]
`in_haz_gammaI`	Bedeutungsbeiwert
`in_haz_nu`	Dämpfungskorrekturbeiwert
`in_haz_q`	Verhaltensbeiwert
`in_haz_nacc`	Anzahl der zu generierenden Akzelerogrammwerte

H.1.2 Bedeutungsklassifizierung

Tabelle H.2: Eingabeparameter für die Bedeutungsklassifizierung

Parameter	Beschreibung
`in_Imp_StOben`	Straßenart über die Brücke
`in_Imp_DtvOben`	DTV der Straße über die Brücke (Zählstelle o. BASt [2005b])
`in_Imp_DtvMaxOben`	Max. DTV der Straßenart über die Brücke [BASt 2003]
`in_Imp_UlOben`	Umweglänge bei einer Sperrung der Straße über die Brücke [km]
`in_Imp_EsuOben`	Straßenart der Umleitung für die Straße über die Brücke
`in_Imp_StUnten`	Straßenart unterhalb der Brücke
`in_Imp_DtvUnten`	DTV der Straße unter der Brücke (Zählstelle o. BASt [2005b])
`in_Imp_DtvMaxUnten`	Max. DTV der Straßenart unterhalb der Brücke [BASt 2003]
`in_Imp_UlUnten`	Umweglänge bei einer Sperrung der Straße unter der Brücke [km]
`in_Imp_EsuUnten`	Straßenart der Umleitung für die Straße unterhalb der Brücke

H.2 Untersuchungsstufe I

H.2.1 Fragilitätskurven

Tabelle H.3: Eingabeparameter für die Fragilitästkurvenbestimmung

Parameter	Beschreibung
`in_l1_type`	Art des Überbaus
`in_l1_length`	Gesamtlänge [m]
`in_l1_lmax`	Max. Feldlänge [m]
`in_l1_numspans`	Anzahl der Felder
`in_l1_dekwidth`	Überbaubreite [m]
`in_l1_phi`	Schiefwinkel [°]

H.2.2 Bewertungssystem

Tabelle H.4: Eingabeparameter für das Bewertungssystem

Parameter	Beschreibung
`in_l1_method`	Berechnungsmethode bzw. Bemessungsnorm
`in_l1_typ`	Statisches System des Überbaus
Fortsetzung auf der nächsten Seite ...	

Tabelle H.4 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l1_state	Zustandsnote (Standsicherheit) der letzten Bauwerksprüfung
in_l1_lispan	Feldlängen [m]
in_l1_hipier	Pfeilerhöhen [m]
in_l1_ndeli	Auflagerbanklängen in longitudinaler Richtung [m]
in_l1_ndeti	Auflagerbanklängen in transversaler Richtung [m]
in_l1_thrublok	Seitlich Lagesicherungen auf allen Pfeilern und Widerlagern vorhanden?
in_l1_beartype	Lagertyp
in_l1_kbear	Konsequenzfaktor für ein Lagerversagen
in_l1_radius	Krümmungsradius [m]
in_l1_thrublkt	Seitliche Lagesicherungen vorhanden?
in_l1_torsqs	Torsionssteifer Querschnitt?
in_l1_asymhigh	Starke Antimetrie des Bauwerks in Höhenrichtung?
in_l1_conmat	Hauptbaustoff und Verbindungsmittel
in_l1_abut	Widerlagertyp
in_l1_hbakfill	Höhe der Hinterfüllung der Widerlager [m]
in_l1_kpabut	Gewichtsmauer oder seitliche Wände vorhanden?
in_l1_piertype	Pfeilertyp
in_l1_bearflexl	Auflagerbeweglichkeit longitudinal
in_l1_bearflext	Auflagerbeweglichkeit transversal
in_l1_hmaxl	Längsrichtung: Länge des höchsten Pfeilers [m]
in_l1_hminl	Längsrichtung: Länge des kürzesten Pfeilers [m]
in_l1_pierlinfl	Pfeiler nehmen signifikanten Anteil der longitudinalen Erdbebenbelastung auf?
in_l1_shrtpierl	Längsrichtung: Kurzer Zwischenpfeiler vorhanden?
in_l1_amax	Maximale Pfeiler-Querschnittsfläche
in_l1_amin	Minimale Pfeiler-Querschnittsfläche
in_l1_hmaxt	Querrichtung: Länge des höchsten Pfeilers [m]
in_l1_hmint	Querrichtung: Länge des kürzesten Pfeilers [m]
in_l1_piertinfl	Pfeiler nehmen signifikanten Anteil der transversalen Erdbebenbelastung auf?
in_l1_shrtpiert	Querrichtung: Kurzer Zwischenpfeiler vorhanden?
in_l1_foundtype	Fundamenttyp
in_l1_sed	Wassergesättigte Sedimente bis 15 m Tiefe?
in_l1_bohr	Bohrdaten vorhanden?
in_l1_bericht	Berichte über Bodenverflüssigungsereignisse?
in_l1_groundwater	Höhe des Grundwasserspiegels [m]

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.4 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l1_glide	Gleitgefahr des tragenden Bodens?
in_l1_fall	Kabelabsturzsicherung am Pylonkopf?
in_l1_shearspanratio	Abschersicherheit
in_l1_hast	Gevouteter Überbau: Höhe über der Stütze [m]
in_l1_hbo	Gevouteter Überbau: Höhe im Bogenstich [m]

H.3 Untersuchungsstufe II

H.3.1 Hängebrücke

Tabelle H.5: Eingabeparameter für die Modellgenerierung einer Hängebrücke

Parameter	Beschreibung
in_l2_susp_typ_type	Hängebrückentyp: Ein (1) oder zwei (2) Pylone
in_l2_susp_typ_anchor	Echte (0) oder unechte (1) Hängebrücke
in_l2_susp_typ_sidehangers	Hänger in den Nebenöffnungen: Ja (1), Nein (2)
in_l2_susp_typ_inclincables	Schrägeile in der Hauptöffnung: Nein (0), Ja (1)
in_l2_susp_typ_inclincablessid	Schrägeile und Hänger in den Nebenöffnungen: Nein (0), Ja (1)
in_l2_susp_typ_spancol	Keine Hänger in den Nebenöffnungen, aber durch Pfeiler unterstützt: Nein (0), Ja (1)
in_l2_susp_typ_nosidespan	Nebenöffnungen vorhanden: Ja (0), Nein (1)
in_l2_susp_typ1_Lmspan	Länge der Hauptöffnung
in_l2_susp_typ1_Llspan	Länge der linken Seitenöffnung
in_l2_susp_typ1_Lrspan	Länge der rechten Seitenöffnung
in_l2_susp_typ1_Agirder	Querschnittsfläche des Überbaus
in_l2_susp_typ1_Wgirder	Überbaubreite
in_l2_susp_typ1_Dgirder	Überbauhöhe
in_l2_susp_typ1_WperLgirder	Masse des Hauptträgers pro Längeneinheit
in_l2_susp_typ1_camber	Überhöhung des Überbaus in der Hauptöffnung
in_l2_susp_typ1_Iyygirder	Trägheitsmoment I_{yy} des Überbaus
in_l2_susp_typ1_Izzgirder	Trägheitsmoment I_{zz} des Überbaus
in_l2_susp_typ1_Ixxgirder	Trägheitsmoment I_T des Überbaus
in_l2_susp_typ1_Egirder	Äquivalenter E-Modul des Überbaus
in_l2_susp_typ1_PRgirder	Querdehnungszahl des Überbaus
in_l2_susp_typ1_Hltower	Höhe des linken Pylons inkl. Kabelsattel
in_l2_susp_typ1_Hrtower	Höhe des rechten Pylons inkl. Kabelsattel

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.5 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_susp_typ1_Elevgirderl	Höhe des Überbaus am linken Pylon
in_l2_susp_typ1_Elevgirderr	Höhe des Überbaus am rechten Pylon
in_l2_susp_typ1_Etower	Äquivalenter E-Modul der Pylone
in_l2_susp_typ1_PRtower	Querdehnungszahl der Pylone
in_l2_susp_typ1_Ndivltower	Anzahl der Unterteilungen des linken Pylons
in_l2_susp_typ1_Ndivrtower	Anzahl der Unterteilungen des rechten Pylons
in_l2_susp_typ1_Elevabutl	Höhe des linken Widerlagers
in_l2_susp_typ1_Elevabutr	Höhe des rechten Widerlagers
in_l2_susp_typ1_towerl	Masse des linken Pylons pro Längeneinheit, Trägheitsmomente I_{yy} für linken Pylon, Trägheitsmomente I_{zz} für linken Pylon, Trägheitsmomente I_T für linken Pylon, Kumulierte Elementhöhen im linken Pylon, Querschnittsflächen des linken Pylons, Dicken des linken Pylons entlang der z-Achse, Dicken des linken Pylons entlang der y-Achse
in_l2_susp_typ1_towerr	Masse des rechten Pylons pro Längeneinheit, Trägheitsmomente I_{yy} für rechten Pylon, Trägheitsmomente I_{zz} für rechten Pylon, Trägheitsmomente I_T für rechten Pylon, Kumulierte Elementhöhen im rechten Pylon, Querschnittsflächen des rechten Pylons, Dicke des rechten Pylons entlang der z-Achse, Dicke des rechten Pylons entlang der y-Achse
in_l2_susp_typ1_Nhanger	Anzahl der Hänger in der Hauptöffnung
in_l2_susp_typ1_Ahanger	Querschnittsfläche Hänger
in_l2_susp_typ1_Amcable	Querschnittsfläche Hauptseil
in_l2_susp_typ1_Sagmcable	Durchhang des Hauptseils in der Hauptöffnung
in_l2_susp_typ1_Denscables	Dichte der Seile
in_l2_susp_typ1_Epierl	E-Modul linker Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Epierr	E-Modul rechter Pfeiler
in_l2_susp_typ1_WperLpierl	Masse des linken Pfeilers pro Längeneinheit
in_l2_susp_typ1_WperLpierr	Masse des rechten Pfeilers pro Längeneinheit
in_l2_susp_typ1_Izzpierl	Trägheitsmoment I_{zz} für linken Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Izzpierr	Trägheitsmoment I_{zz} für rechten Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Iyypierl	Trägheitsmoment I_{yy} für linken Pfeiler

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.5 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_susp_typ1_Iyypierr	Trägheitsmoment I_{yy} für rechten Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Ixxpierl	Trägheitsmoment I_T für linken Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Ixxpierr	Trägheitsmoment I_T rechten Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Hpierl	Höhe linker Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Hpierr	Höhe rechter Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Apierl	Querschnittsfläche linker Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Apierr	Querschnittsfläche rechter Pfeiler
in_l2_susp_typ1_Tzpierl	Kumulierte Elementlängen im linken Pfeiler entlang der z-Achse
in_l2_susp_typ1_Tzpierr	Kumulierte Elementlängen im rechten Pfeiler entlang der z-Achse
in_l2_susp_typ1_Typierl	Kumulierte Elementlängen im linken Pfeiler entlang der y-Achse
in_l2_susp_typ1_Typierr	Kumulierte Elementlängen im rechten Pfeiler entlang der y-Achse
in_l2_susp_typ1_SwAbutl	Auflagerbreite des linken Widerlagers
in_l2_susp_typ1_SwAbutr	Auflagerbreite des rechten Widerlagers
in_l2_susp_typ1_SlAbutl	Auflagerlänge des linken Widerlagers
in_l2_susp_typ1_SlAbutr	Auflagerlänge des rechten Widerlagers
in_l2_susp_typ1_TypAbutl	Lagertyp des linken Widerlagers (1: verschiebliches Lager, 2: festes Lager, 3: Elastomerlager)
in_l2_susp_typ1_TypAbutr	Lagertyp des rechten Widerlagers
in_l2_susp_typ1_TBearl	Elastomerdicke des linken Lagers
in_l2_susp_typ1_TBearr	Elastomerdicke des rechten Lagers
in_l2_susp_typ1_ABearl	Querschnittsfläche des linken Elastomerlagers
in_l2_susp_typ1_ABearr	Querschnittsfläche des rechten Elasotmerlagers
in_l2_susp_typ1_GBearl	Schubmodul des linken Elastomerlagers
in_l2_susp_typ1_GBearr	Schubmodul des rechten Elastomerlagers
in_l2_susp_typ1_gtype1	Bodenklasse links (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E)
in_l2_susp_typ1_gtype2	Bodenklasse rechts
in_l2_susp_typ1_Denssoill	Dichte des Boden links
in_l2_susp_typ1_Denssoilr	Dichte des Boden rechts
in_l2_susp_typ1_PRsoill	Querdehnungszahl des Bodens links
in_l2_susp_typ1_PRsoilr	Querdehnungszahl des Bodens rechts
in_l2_susp_typ1_Esoill	E-Modul des Bodens links
in_l2_susp_typ1_Esoilr	E-Modul des Bodens rechts
in_l2_susp_typ1_Gsoill	Schubmodul des Bodens links

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.5 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_susp_typ1_Gsoilr	Schubmodul des Bodens rechts
in_l2_susp_typ1_Svsoill	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens links
in_l2_susp_typ1_Svsoilr	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens rechts
in_l2_susp_typ1_Pvsoill	Kompressionswellengeschw. des Bodens links
in_l2_susp_typ1_Pvsoilr	Kompressionswellengeschw. des Bodens rechts
in_l2_susp_cablearray	Z-Koordinaten des Hauptseils
in_l2_susp_traffic_w	Zusatzmasse pro Längeneinheit (20% der Verkehrslast)
in_l2_susp_traffic_addm	Zusatzmasse Einzellast (20% der Verkehrseinzellast)
in_l2_susp_supportss_lno	Anzahl der Lager links
in_l2_susp_supportss_ldist	Abstand vom linken Pylon
in_l2_susp_supportss_rno	Anzahl der Lager rechts
in_l2_susp_supportss_rdist	Abstand vom rechten Pylon
in_l2_susp_supportss_E	E-Modul der Lager
in_l2_susp_supportss_pr	Querdehnungszahl der Lager
in_l2_susp_supportss_lprop	Eigenschaften der linken Lager
in_l2_susp_supportss_rprop	Eigenschaften der rechten Lager
in_l2_susp_inccab_nomain	Anzahl der schrägen Seile auf der linken/rechten Seite der Hauptöffnung
in_l2_susp_inccab_noside	Anzahl der schrägen Seile in der linken/rechten Nebenöffnung
in_l2_susp_inccab_msldist	Abstand der linken schrägen Seile zum linken Pylon in der Hauptöffnung und Gesamtquerschnittsfläche
in_l2_susp_inccab_msrdist	Abstand der rechten schrägen Seile zum rechten Pylon in der Hauptöffnung und Gesamtquerschnittsfläche
in_l2_susp_inccab_ssldist	Abstand der linken schrägen Seile zum linken Pylon in den Nebenöffnungen und Gesamtquerschnittsfläche
in_l2_susp_inccab_ssrdist	Abstand der rechten schrägen Seile zum rechten Pylon in den Nebenöffnungen und Gesamtquerschnittsfläche
in_l2_susp_hanssp_lhanprop	Anzahl der Hänger in der linken Nebenöffnung, Vordehnung der Seile, Querschnittsfläche
in_l2_susp_hanssp_rhanprop	Anzahl der Hänger in der rechten Nebenöffnung, Vordehnung der Seile, Querschnittsfläche

H.3.2 Schrägseilbrücke

Tabelle H.6: Eingabeparameter für die Generierung einer Schrägseilbrücke

Parameter	Beschreibung
`in_l2_cs_gtype`	Überbauart (1: Überbau gelenkig mit Pylon verbunden, 2: Überbau frei, 3: Festlager, 4: Gleitlager)
`in_l2_cs_ptype`	Pylon durchgängig bis zum Boden: Ja (1), Nein, auf Pfeilern (2)
`in_l2_cs_lspan`	Länge der linken Seite
`in_l2_cs_rspan`	Länge der rechten Seite
`in_l2_cs_area`	Querschnittsfläche des Überbaus
`in_l2_cs_width`	Breite des Überbaus
`in_l2_cs_depth`	Höhe des Überbaus
`in_l2_cs_weight`	Masse des Überbaus pro Längeneinheit
`in_l2_cs_moment_y`	Äquivalentes Trägheitsmoment I_{yy} des Überbaus
`in_l2_cs_moment_z`	Äquivalentes Trägheitsmoment I_{zz} des Überbaus
`in_l2_cs_moment_x`	Äquivalentes Trägheitsmoment I_T des Überbaus
`in_l2_cs_elasticg`	E-Modul des Überbaus
`in_l2_cs_poissong`	Querdehnungszahl des Überbaus
`in_l2_cs_height`	Höhe des Pylons
`in_l2_cs_elevation`	Höhe des Pylons vom Boden bis zum Überbau
`in_l2_cs_pylon`	Höhe des Pylons über dem Überbau
`in_l2_cs_elastict`	E-Modul des Pylons
`in_l2_cs_possiont`	Querdehnungszahl des Pylons
`in_l2_cs_division`	Anzahl der Unterteilungen des Pylons
`in_l2_cs_labutment`	Höhe des Überbaus am linken Widerlager
`in_l2_cs_rabutment`	Höhe des Überbaus am rechten Widerlager
`in_l2_cs_lpiers`	Anzahl der Pfeiler links
`in_l2_cs_rpiers`	Anzahl der Pfeiler rechts
`in_l2_cs_lbearing`	Anzahl der Elastomerlager auf den Pfeilern links
`in_l2_cs_rbearing`	Anzahl der Elastomerlager auf den Pfeilern rechts
`in_l2_cs_connection_girder`	Anzahl der Verbindungen zum Überbau, falls der Pylon auf Pfeilern steht
`in_l2_cs_connection_ground`	Anzahl der Verbindungen zum Überbau, falls der Pylon bis zum Boden geht
`in_l2_cs_tower_weight`	Massen des Pylons pro Längeneinheit
`in_l2_cs_tower_iyy`	Trägheitsmomente I_{yy} des Pylons
`in_l2_cs_tower_izz`	Trägheitsmomente I_{zz} des Pylons

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.6 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_cs_tower_ixx	Trägheitsmomente I_T des Pylons
in_l2_cs_tower_length	Kumulierte Elementlängen im Pylon
in_l2_cs_tower_area	Querschnittsflächen der Pylonelemente
in_l2_cs_tower_thickness_z	Dicken der Pylonelemente
in_l2_cs_tower_thickness_y	Breiten der Pylonelemente
in_l2_cs_cables_left	Anzahl der Seile links vom Pylon
in_l2_cs_cables_right	Anzahl der Seile rechts vom Pylon
in_l2_cs_cables_left_emodul	E-Modul der linken Seile
in_l2_cs_cables_left_sum	Querschnittsflächen der linken Seile
in_l2_cs_cables_left_dens	Dichten der linken Seile
in_l2_cs_cables_left_coeff	Wärmeausdehnungskoeffizienten der linken Seile
in_l2_cs_cables_left_contr	Querdehnungszahlen der linken Seile
in_l2_cs_cables_left_strain	Vordehnungen der linken Seile
in_l2_cs_cables_right_emodul	E-Modul der rechten Seile
in_l2_cs_cables_right_sum	Querschnittsflächen der rechten Seile
in_l2_cs_cables_right_dens	Dichten der rechten Seile
in_l2_cs_cables_right_coeff	Wärmeausdehnungskoeffizienten, rechte Seile
in_l2_cs_cables_right_contr	Querdehnungszahlen der rechten Seile
in_l2_cs_cables_right_strain	Vordehnungen der rechten Seile
in_l2_cs_hor_dist_left_piers	Horiz. Abstände vom linken Widerlager zu den linken Pfeilern
in_l2_cs_hor_dist_left_cables	Horiz. Abstände vom linken Widerlager zu den linken Seilverankerungen
in_l2_cs_hor_dist_right_pylon	Horiz. Abstände vom linken Widerlager zu den rechten Pfeilern
in_l2_cs_hor_dist_right_piers	Horiz. Abstände vom linken Widerlager zu den rechten Seilverankerungen
in_l2_cs_vert_dist_side	Vertikale Abstände vom Überbau bis zu den Seilverankerungen am Pylonkopf, (1: für links, 2: für rechts)
in_l2_cs_left_abutment_attr	Widerlager links: Breite, Länge, Lagerart (1: Verschiebliches Lager, 2: Festlager, 3: Elastomerlager)
in_l2_cs_right_abutment_attr	Widerlager rechts: Breite, Länge, Lagerart
in_l2_cs_left_bearing_attr	Elastomer Widerlager links: Dicke, Querschnittsfläche, Schubmodul
in_l2_cs_right_bearing_attr	Elastomer Widerlager rechts: Dicke, Querschnittsfläche, Schubmodul

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.6 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
`in_l2_cs_pier_properties`	Pfeiler unter dem Pylon (falls vorhanden): E-Modul, Masse pro Längeneinheit, Trägheitsmomente I_{zz}, I_{yy}, I_T, Pfeilerhöhe, Höhenkote, Querschnittsfläche, Dicke entlang z-Achse, Dicke entlang y-Achse, Auflagertyp (1: allseitig verschieblich, 2: nur in Längsrichtung verschieblich, 3: Festlager, 4: Kipplager), Pfeilerlagerung (1: Gelenkig, 2: Eingespannt)
`in_l2_cs_bearing_pylon`	Elastomerlager Pylon (falls vorhanden): Dicke, Querschnittsfläche, Schubmodul
`in_l2_cs_side_pier_lprop`	Seitenpfeiler links: E-Modul, Masse pro Längeneinheit, Trägheitsmomente I_{zz}, I_{yy}, I_T, Pfeilerhöhe, Höhenkote, Querschnittsfläche, Dicke entlang z-Achse, Dicke entlang y-Achse, Auflagertyp (1: allseitig verschieblich, 2: nur in Längsrichtung verschieblich, 3: Festlager, 4: Kipplager), Pfeilerlagerung (1: Gelenkig, 2: Eingespannt)
`in_l2_cs_bearing_lpiers`	Elastomerlager Pfeiler links: Dicke, Querschnittsfläche, Schubmodul
`in_l2_cs_side_pier_rprop`	Seitenpfeiler rechts: E-Modul, Masse pro Längeneinheit, Trägheitsmomente I_{zz}, I_{yy}, I_T, Pfeilerhöhe, Höhenkote, Querschnittsfläche, Dicke entlang z-Achse, Dicke entlang y-Achse, Auflagertyp (1: allseitig verschieblich, 2: nur in Längsrichtung verschieblich, 3: Festlager, 4: Kipplager), Pfeilerlagerung (1: Gelenkig, 2: Eingespannt)
`in_l2_cs_bearing_rpiers`	Elastomerlager Pfeiler rechts: Dicke, Querschnittsfläche, Schubmodul
`in_l2_cs_lgtype`	Bodenklasse links (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E)
`in_l2_cs_rgtype`	Bodenklasse rechts
`in_l2_cs_ground_cond`	Untergrundverhältnisse links/rechts: Dichte des Bodens, Querdehnungszahl, E-Modul, Schubmodul, Scherwellengeschwindigkeit, Kompressionswellengeschwindigkeit
`in_l2_cs_labut_dist`	Linkes Widerlager: Länge der Dehnfuge
`in_l2_cs_rabut_dist`	Rechtes Widerlager: Länge der Dehnfuge

H.3.3 Plattenbalkenbrücke

Tabelle H.7: Eingabeparameter für die Generierung einer Plattenbalkenbrücke

Parameter	Beschreibung
`in_l2_Tbeam_Nspans`	Anzahl Felder
`in_l2_Tbeam_Lspans`	Längen der Felder, max. 20 Einträge!
`in_l2_Tbeam_Agirder`	Querschnittsfläche des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Izzgirder`	Trägheitsmoment I_{zz} des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Iyygirder`	Trägheitsmoment I_{yy} des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Wgirder`	Breite des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Hgirder`	Höhe des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Admasgirder`	Zusatzmasse pro Längeneinheit
`in_l2_Tbeam_Egirder`	E-Modul des Überbaus
`in_l2_Tbeam_densgirder`	Dichte des Überbaus
`in_l2_Tbeam_PRgirder`	Querdehnungszahl des Überbaus
`in_l2_Tbeam_Istraingirder`	Vordehnung der Vorspannung
`in_l2_Tbeam_centrgirder`	Schwerpunktsabstand von OK Überbau
`in_l2_Tbeam_Elastabut`	Elastomerlager am Widerlager
`in_l2_Tbeam_Hpiers`	Höhen der Pfeiler, max. 20 Einträge!
`in_l2_Tbeam_Npiertrans`	Anzahl Pfeiler in transversaler Richtung
`in_l2_Tbeam_Apier`	Querschnittsfläche eines Pfeilers
`in_l2_Tbeam_Izzpier`	Trägheitsmoment I_{xx} des Pfeilers
`in_l2_Tbeam_Iyypier`	Trägheitsmoment I_{yy} des Pfeilers
`in_l2_Tbeam_Wpier`	Pfeilerbreite, transversal
`in_l2_Tbeam_Dpier`	Pfeilerbreite, longitudinal
`in_l2_Tbeam_Epier`	Pfeiler E-Modul
`in_l2_Tbeam_denspier`	Dichte der Pfeiler
`in_l2_Tbeam_PRpier`	Querdehnungszahl der Pfeiler
`in_l2_Tbeam_Afound`	Querschnittsfläche des Fundaments
`in_l2_Tbeam_Ixxfound`	Trägheitsmoment I_{xx} des Fundaments
`in_l2_Tbeam_Izzfound`	Trägheitsmoment I_{zz} des Fundaments
`in_l2_Tbeam_Itfound`	Trägheitsmoment I_T des Fundaments
`in_l2_Tbeam_denssoil`	Dichte des Bodens
`in_l2_Tbeam_Svsoil`	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens
`in_l2_Tbeam_PRsoil`	Querdehnungszahl des Bodens
`in_l2_Tbeam_lgtype`	Bodenklasse links (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E)
`in_l2_Tbeam_rgtype`	Bodenklasse rechts
`in_l2_Tbeam_gapl`	Linkes Widerlager: Länge der Dehnfuge
Fortsetzung auf der nächsten Seite ...	

Tabelle H.7 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_Tbeam_gapr	Rechtes Widerlager: Länge der Dehnfuge
in_l2_Tbeam_spgl_xy	X und Y-Koorinaten des Ersatzspannglieds
in_l2_Tbeam_spgl_istrain	Vordehnung des Ersatzspannglieds
in_l2_Tbeam_spgl_area	Querschnittsfläche des Ersatzspannglieds

H.3.4 Hohlkastenbrücke

Tabelle H.8: Eingabeparameter für die Generierung einer Hohlkastenbrücke

Parameter	Beschreibung
in_l2_hbox_NoUebau	Anzahl der Querschnitte
in_l2_hbox_NoAbschUebau	Anzahl der Überbauabschnitte
in_l2_hbox_Wuebau	Überbaubreite
in_l2_hbox_EUebau	E-Modul des Überbaus
in_l2_hbox_AlphaTuebau	Wärmeausdehnungskoeffizient des Überbaus
in_l2_hbox_PRuebau	Querdehnungszahl des Überbaus
in_l2_hbox_Densuebau	Dichte des Überbaus
in_l2_hbox_Btype	Balkentyp Überbau (1: Beam4, 2/3: Beam44/188 - Vollquerschnitt, 4/5: Beam 44/188 - Hohlkasten)
in_l2_hbox_Nopf	Anzahl der Pfeiler
in_l2_hbox_Epf	E-Modul der Pfeiler
in_l2_hbox_AlphaTpf	Wärmeausdehnungskoeffizient der Pfeiler
in_l2_hbox_PRpf	Querdehnungszahl der Pfeiler
in_l2_hbox_Denspf	Dichte der Pfeiler
in_l2_hbox_Artlagerung1	Widerlager: Art der Lagerung 1
in_l2_hbox_Artlagerung2	Widerlager: Art der Lagerung 2
in_l2_hbox_Kwiderlageru1	Translationssteifigkeit Widerlager 1
in_l2_hbox_Kwiderlagerw1	Rotationssteifigkeit Widerlager 1
in_l2_hbox_Kwiderlageru2	Translationssteifigkeit Widerlager 2
in_l2_hbox_Kwiderlagerw2	Rotationssteifigkeit Widerlager 2
in_l2_hbox_NoSp	Anzahl der Spannglieder
in_l2_hbox_Nomodal	Anzahl der zu berücksichtigenden Modalbeiträge
in_l2_hbox_Vbqx	Verhaltensbeiwert q für die x-Richtung
in_l2_hbox_Vbqy	Verhaltensbeiwert q für die y-Richtung
in_l2_hbox_Aufbaulast	Ausbaulast
in_l2_hbox_KTandemlast	Ort der Tandemlast
in_l2_hbox_KBremskraft	Ort der Bremskraft

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.8 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_hbox_l_lart	Lagerart1/2 für alle Pfeiler
in_l2_hbox_l_Kui	Translastionssteifigkeit 1 (falls Elastomerlager)
in_l2_hbox_l_Kwi	Rotationssteifigkeit 1
in_l2_hbox_pi_X	Pfeiler x-Koordinaten
in_l2_hbox_pi_QSAnz	Anzahl der Querschnitte (mind.2)
in_l2_hbox_pi_z1	z1-Koordinaten der Pfeilerabschnitte
in_l2_hbox_pi_Fl	Querschnittsflächen der Pfeilerabschnitte
in_l2_hbox_pi_Iyy	Trägheitsmoment I_{yy} der Pfeilerabschnitte
in_l2_hbox_pi_Izz	Trägheitsmoment I_{zz} der Pfeilerabschnitte
in_l2_hbox_pfi_Afund	Querschnittsflächen der Pfeilerfundamente
in_l2_hbox_pfi_Ixxfund	Trägheitsmomente I_{xx} der Pfeilerfundamente
in_l2_hbox_pfi_Iyyfund	Trägheitsmomente I_{yy} der Pfeilerfundamente
in_l2_hbox_pfi_Itfund	Trägheitsmomente I_T der Pfeilerfundamente
in_l2_hbox_pfi_Roboden	Bodendichten an den Pfeilern
in_l2_hbox_pfi_Wvel	Scherwellengeschwindigkeiten an den Pfeilern
in_l2_hbox_pfi_PR	Querdehnungszahlen an den Pfeilern
in_l2_hbox_pfi_Bklasse	Bodenklassen an den Pfeilern (A=1,B=2,C=3,D=4)
in_l2_hbox_qi_Noaep	Anzahl der äußeren Punkte der Pfeilerquerschnitte
in_l2_hbox_qi_Noip	Anzahl der inneren Punkte der Pfeilerquerschnitte
in_l2_hbox_qi_mesh	Automatische Vernetzung: Ja (0), Nein (1)
in_l2_hbox_qi_y1z1a	Querschnittskoordinaten y1, z1 außen
in_l2_hbox_qi_y1z1i	Querschnittskoordinaten y1, z1 innen
in_l2_hbox_qi_lesize	Elementgrößen, wenn keine automatische Vernetzung
in_l2_hbox_qk_xQnr	x-Koordinaten aller Querschnitte in Längsrichtung und Zugehörige Querschnittsnummern
in_l2_hbox_si_ES	Spannglieder E-Modul
in_l2_hbox_si_RoS	Dichte der Spannglieder
in_l2_hbox_si_AS	Querschnittsfläche der Spannglieder
in_l2_hbox_si_PS	Vordehnung der Spannglieder
in_l2_hbox_si_NoKo_xzS	Anzahl der Koordinaten der Spannglieder und x- und z-Koordinaten
in_l2_hbox_wf1_Afund	Querschnittsfläche des Widerlagerfundaments 1
in_l2_hbox_wf1_Ixxfund	Trägheitsmoment I_{xx} des Widerlagerfundaments 1
in_l2_hbox_wf1_Iyyfund	Trägheitsmoment I_{yy} des Widerlagerfundaments 1
in_l2_hbox_wf1_Itfund	Trägheitsmoment I_T des Widerlagerfundaments 1
in_l2_hbox_wf1_Roboden	Bodendichte am Widerlager 1
in_l2_hbox_wf1_Wvel	Scherwellengeschwindigkeit am Widerlager 1

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.8 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_hbox_wf1_PR	Querdehnungszahl am Widerlager 1
in_l2_hbox_wf2_Afund	Querschnittsfläche des Widerlagerfundaments 2
in_l2_hbox_wf2_Ixxfund	Trägheitsmoment I_{xx} des Widerlagerfundaments 2
in_l2_hbox_wf2_Iyyfund	Trägheitsmoment I_{yy} des Widerlagerfundaments 2
in_l2_hbox_wf2_Itfund	Trägheitsmoment I_T des Widerlagerfundaments 2
in_l2_hbox_wf2_Roboden	Bodendichte am Widerlager 2
in_l2_hbox_wf2_Wvel	Scherwellengeschwindigkeit am Widerlager 2
in_l2_hbox_wf2_PR	Querdehnungszahl am Widerlager 2

H.3.5 Bogenbrücke

Tabelle H.9: Eingabeparameter für die Generierung einer Bogenbrücke

Parameter	Beschreibung
in_l2_arch_Typarch	Bogenbrückentyp (1: Aufgeständerte Fahrbahn, 2: Mischform, 3: Abgehängte Fahrbahn)
in_l2_arch_Hinges	Art der Gelenke für aufgeständerte Fahrbahn und Mischform (1: keine Gelenke, 2: Gelenke an den Fußpunkten)
in_l2_arch_Speccutdeck	Bei Typ 2: Erste Hängernummer für Schnitt mit Überbau, links
in_l2_arch_ConsNocut	Bei Typ 2: Zweite Hängernummer für Schnitt mit Überbau, links
in_l2_arch_x1stpoint	Bei Typ 2: x-Koordinate des linken Schnittpunktes
in_l2_arch_z1stpoint	Bei Typ 2: z-Koordinate des linken Schnittpunktes
in_l2_arch_Specrecutdeck	Bei Typ 2: Erste Hängernummer für Schnitt mit Überbau, rechts
in_l2_arch_ConsNorecut	Bei Typ 2: Zweite Hängernummer für Schnitt mit Überbau, rechts
in_l2_arch_x2ndpoint	Bei Typ 2: x-Koordinate des rechten Schnittpunktes
in_l2_arch_z2ndpoint	Bei Typ 2: z-Koordinate des rechten Schnittpunktes
in_l2_arch_Nohanger	Anzahl der Hänger
in_l2_arch_Disthangers	Abstand zwischen den Hängern, max. 20 Einträge!
in_l2_arch_Edeck	E-Modul des Überbaus
in_l2_arch_densdeck	Dichte des Überbaus
in_l2_arch_PRdeck	Querdehnungszahl des Überbaus
in_l2_arch_Adeck	Querschnittsfläche des Überbaus
in_l2_arch_Izzdeck	Trägheitsmoment I_{zz} des Überbaus

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.9 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_arch_Iyydeck	Trägheitsmoment I_{yy} des Überbaus
in_l2_arch_Wdeck	Überbaubreite
in_l2_arch_GRdeck	Gradient des Überbaus
in_l2_arch_Lbridge	Länge der Brücke
in_l2_arch_LRarch	Vertikale Abstand der Mitte des Überbaus vom rechten Widerlager aus
in_l2_arch_Masphalt	Zusätzliche Masse pro Längeneinheit (Ausbaulasten)
in_l2_arch_Dismidhanger	Abstand zwischen den beiden mittleren Hängern bzw. nach links und rechts vom Mittelhänger
in_l2_arch_Depdeck	Äquivalente Überbauhöhe
in_l2_arch_Erib	E-Modul des Bogens
in_l2_arch_Densrib	Dichte des Bogens
in_l2_arch_PRrib	Querdehnungszahl des Bogens
in_l2_arch_Arib	Querschnittsfläche des Bogens
in_l2_arch_Izzrib	Trägheitsmoment I_{zz} des Bogens
in_l2_arch_Iyyrib	Trägheitsmoment I_{yy} des Bogens
in_l2_arch_Wrib	Breite des Bogens
in_l2_arch_Drib	Dicke des Bogens
in_l2_arch_Ehanger	E-Modul der Hänger
in_l2_arch_Denshanger	Dichte der Hänger
in_l2_arch_PRhanger	Querdehnungszahl der Hänger
in_l2_arch_Ahanger	Querschnittsfläche der Hänger
in_l2_arch_Strhanger	Vordehnung der Hänger
in_l2_arch_Epc	E-Modul der vorgespannten Kabel in der Fahrbahn
in_l2_arch_Denspc	Dichte der vorgespannten Kabel
in_l2_arch_PRpc	Querdehnungszahl der vorgespannten Kabel
in_l2_arch_Apc	Querschnittsfläche der vorgespannten Kabel
in_l2_arch_Strpc	Vordehnung der vorgespannten Kabel
in_l2_arch_Afund	Querschnittsfläche der Fundamente
in_l2_arch_Ixxfund	Trägheitsmoment I_{xx} der Fundamente
in_l2_arch_Izzfund	Trägheitsmoment I_{zz} der Fundamente
in_l2_arch_Itfund	Trägheitsmoment I_T der Fundamente
in_l2_arch_Densoil	Dichte des Bodens
in_l2_arch_Wvel	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens
in_l2_arch_PRfund	Querdehnungszahl des Bodens
in_l2_arch_Wgap	Länge der Dehnfuge

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.9 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_arch_lgtype	Bodenklasse am linken Widerlager (A=1,B=2,C=3,D=4,E=5)
in_l2_arch_rgtype	Bodenklasse am rechten Widerlager
in_l2_arch_archcor	x- und z-Koordinaten des Bogens, mit (0,0,0) als Bogenmitte

H.3.6 Rahmenbrücke

Tabelle H.10: Eingabeparameter für die Generierung einer Rahmenbrücke

Parameter	Beschreibung
in_l2_frame_L	Gesamtlänge
in_l2_frame_Qanz	Anzahl der Querschnitte für eine Brückenhälfte
in_l2_frame_QNrS	Querschnittsnummer für die Stütze
in_l2_frame_amod	Schwerpunkte der Obergurte
in_l2_frame_hmod	Abstände der oberen und unteren Gurte
in_l2_frame_Qc	Dicken der Untergurte
in_l2_frame_QA	Querschnittsfläche der Fahrbahnplatte
in_l2_frame_Qb	Breite der Fahrbahnplatte
in_l2_frame_Qbu	Breite des Untergurts
in_l2_frame_Qb1	Stegdicke
in_l2_frame_Qb2	Innere Querschnittsbreite
in_l2_frame_Qb1s	Stegdicke im Querschnitt der Rahmenecke
in_l2_frame_Qb2s	Innere Querschnittsbreite in der Rahmenecke
in_l2_frame_Qabsanz	Anzahl der Abschnitte in der Längsachse
in_l2_frame_Xabs	Horizontale Abstände der Abschnitte in Längsrichtung
in_l2_frame_Wgirder	Breite Überbau
in_l2_frame_Egirder	E-Modul
in_l2_frame_densgirder	Dichte
in_l2_frame_PRgirder	Querdehnungszahl
in_l2_frame_alpha	Wärmeausdehnungskoeffizient
in_l2_frame_QanzSt	Anzahl der Querschnitte im Stiel
in_l2_frame_Wbpier	Äußere Breiten der Querschnitte
in_l2_frame_Whpier	Äußere Höhen der Querschnitte
in_l2_frame_t1	Wanddicken 1
in_l2_frame_t2	Wanddicken 2
in_l2_frame_t3	Wanddicken 3

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.10 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l2_frame_t4	Wanddicken 4
in_l2_frame_deg	Neigungswinkel der Stiele
in_l2_frame_XabsSl	Abstände der Stielquerschnitte links
in_l2_frame_XabsSr	Abstände der Stielquerschnitte rechts
in_l2_frame_XZl	X und Z Koordinate des Stielfußpunktes links
in_l2_frame_XZr	X und Z Koordinate des Stielfußpunktes rechts
in_l2_frame_radiusfund	Äquivalenter Fundamentradius
in_l2_frame_denssoil	Dichte des Boden
in_l2_frame_Svsoil	Scherwellengeschwindigkeit des Bodens
in_l2_frame_PRsoil	Querdehnungszahl des Bodens
in_l2_frame_depsoil	Tiefe der Fundamenteinbettung
in_l2_frame_gapWl	Dehnungsfuge linkes Widerlager
in_l2_frame_gapWr	Dehnungsfuge rechtes Widerlager
in_l2_frame_Anzprestr	Anzahl der Spannglieder
in_l2_frame_Xzprestr	Koordinaten des Spanngliedverlaufs
in_l2_frame_ausblast	Ausbaulast
in_l2_frame_vklast	Verkehrslast
in_l2_frame_tlast	Ort der Tandemlast
in_l2_frame_Brems	Ort der Bremskraft

H.4 Untersuchungsstufe III

Tabelle H.11: Eingabeparameter für Auswertung der Untersuchungsstufe III

Parameter	Beschreibung
in_l3_lab	Vorhandene Auflagerbanklänge
in_l3_lov	Erforderliche Auflagerbanklänge
in_l3_dEd	Überbauverschiebung infolge Erdbeben- und Verkehrsbelastung
in_l3_lGap	Länge der Dehnfuge
in_l3_D	Pfeilerdurchmesser
in_l3_k	Einspannungsfaktor des Pfeilers
in_l3_epstd	Elastomerlager: Verformung
in_l3_astr	Elastomerlager: Breite der Bewehrungsbleche
in_l3_alphaa	Elastomerlager: Verdrehwinkel über die Breite a
in_l3_bstr	Elastomerlager: Länge der Bewehrungsbleche
in_l3_alphab	Elastomerlager: Verdrehwinkel über die Breite b
Fortsetzung auf der nächsten Seite ...	

Tabelle H.11 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l3_sumvzd	Elastomerlager: Vertikale Einsenkung unter Last
in_l3_Fzd	Elastomerlager: Vertikale Last
in_l3_Te	Elastomerlager: Nenndicke aller Elastomerschichten
in_l3_Ar	Elastomerlager: Reduzierte Grundrissfläche
in_l3_G	Elastomerlager: Schubmodul
in_l3_S	Elastomerlager: Formfaktor
in_l3_Fxyd	Elastomerlager: Resultierende Horizontalkraft
in_l3_Fzdmin	Elastomerlager: Minimale vertikale Bemessungskraft
in_l3_Kf	Elastomerlager: Materialfaktor
in_l3_Nsd	Rollenlager: Bemessungswert der Normalkraft je Längeneinheit
in_l3_R	Rollenlager: Radius der Kontaktfläche
in_l3_fu	Materialfestigkeit
in_l3_gammam	Teilsicherheitsbeiwert
in_l3_Ed	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls
in_l3_fy	Materialstreckgrenze
in_l3_tp	Rollenlager: Dicke der Lagerplatte
in_l3_b	Rollenlager: Breite der Kontaktfläche
in_l3_L	Rollenlager: Wirksame Länge der Rolle
in_l3_phi1	Topflager: Verdrehung inf. ständiger Lasten
in_l3_phi3	Topflager: Verdrehung inf. anderer Lasten
in_l3_Fxyud	Topflager: Bemessungswert der einwirkenden Horizontalkraft
in_l3_Fzu	Topflager: Zugkraft
in_l3_telast	Topflager: Nenndicke des Elastomerkissens
in_l3_delast	Topflager: Durchmesser des Elastomerkissens
in_l3_Ab	Topflager: Wirksamer Querschnitt
in_l3_fk	Charakteristische Festigkeit des Werkstoffs
in_l3_wdeckel	Topflager: Breite der Deckelstirnfläche
in_l3_Di	Topflager: Innerer Topfdurchmesser
in_l3_D0	Topflager: Außendurchmesser Topfring
in_l3_fed	Topflager: Bemessungswert der Kontaktpressung
in_l3_terand	Topflager: Dicke des Elastomerkissens am Rand
in_l3_R0	Kipplager: Radius der konvexen Kontaktfläche
in_l3_R1	Kipplager: Radius der konkaven Kontaktfläche
in_l3_fkptfe	Zylinderlager: Charakteristischer Wert der PTFE Platten
in_l3_lambda	Zylinderlager: Koeffizient
in_l3_Afikt	Zylinderlager: Flächeninhalt der fiktiven Ersatzfläche

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.11 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
in_l3_nab	Verankerung: Anzahl der Schrauben
in_l3_Aab	Verankerung: Fläche der Schrauben
in_l3_tauy	Verankerung: Grenzabscherspannung der Schraube
in_l3_Fhor	Verankerung: horizontale Kraft
in_l3_dlim	Widerlager: Grenzwert der seismischen Verschiebung
in_l3_dEdwid	Widerlager: Vorhandene Verschiebung
in_l3_Med	Pfeiler: Bemessungsbiegemoment
in_l3_Avorh	Pfeiler: Vorhandene Bewehrungsquerschnittsfläche
in_l3_fyds	Pfeiler: Bemessungsstreckgrenze
in_l3_ds	Pfeiler: Statische Nutzhöhe
in_l3_sL	Pfeiler: Abstand der Bügel in Längsrichtung
in_l3_ftks	Pfeiler: Charakt. Wert der Zugfestigkeit der Schubbewehrung
in_l3_fyks	Pfeiler: Charakt. Wert der Streckgrenze der Schubbewehrung
in_l3_dbl	Pfeiler: Durchmesser der Längsbewehrung
in_l3_sigmab	Pfeiler: Betonspannung
in_l3_sigmabzul	Pfeiler: Zulässige Betonspannung
in_l3_Ned_Nrk	Pfeiler: Bemessungswert der einwirkenden Druckkraft und im plastischen Zustand
in_l3_Myed_Myrk	Pfeiler: Bemessungswert der einwirkenden maximalen y-Momente und im plastischen Zustand
in_l3_Mzed_Mzrk	Pfeiler: Bemessungswert der einwirkenden maximalen und im plastischen Zustand z-Momente
in_l3_chiy	Pfeiler: Abminderungsbeiwerte für y-Biegeknicken
in_l3_chiz	Pfeiler: Abminderungsbeiwerte für z-Biegeknicken
in_l3_chilt	Pfeiler: Abminderungsbeiwert für Biegedrillknicken
in_l3_kyy	Pfeiler: Interaktionsfaktor yy
in_l3_kyz	Pfeiler: Interaktionsfaktor yz
in_l3_kzy	Pfeiler: Interaktionsfaktor zy
in_l3_kzz	Pfeiler: Interaktionsfaktor zz
in_l3_gammaM1	Pfeiler: Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit
in_l3_fp	Pfeiler: Korrekturfaktor
in_l3_Lc	Pfeiler: Effektive Stützenhöhe
in_l3_Ag	Pfeiler: Bruttoquerschnittsfläche
in_l3_Ps	Pfeiler: Längsbewehrungsgrad
in_l3_bmax	Pfeiler: Maximale Breite in Querrichtung
in_l3_Vsd	Pfeiler: Einwirkende Querkraft
in_l3_ke	Regelmäßigkeit: Pfeiler mit der geringeren/größeren Steifigkeit

Fortsetzung auf der nächsten Seite ...

Tabelle H.11 – Fortsetzung von vorheriger Seite

Parameter	Beschreibung
`in_l3_m`	Regelmäßigkeit: Masse der Pfeiler
`in_l3_Ti`	Regelmäßigkeit: Periode des steiferen Feldes
`in_l3_Tj`	Regelmäßigkeit: Periode des weicheren Feldes
`in_l3_fxbruecke`	Bauwerkseigenfrequenz X
`in_l3_fybruecke`	Bauwerkseigenfrequenz Y
`in_l3_fboden`	Bodeneigenfrequenz
`in_l3_T0`	Grundeigenperiode des ungeschädigten Systems
`in_l3_Tf`	Endgültige Eigenperiode des geschädigten Systems

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name:	Renault
Vorname:	Philippe Lucien Arno
Geburtsdatum:	07.04.1977
Geburtsort:	Kehl (am Rhein), Deutschland
Staatsangehörigkeit:	Deutsch / Französisch
Familienstand:	verheiratet mit Anke Urgien, Tochter Ariane Renault

Schulausbildung

08/1987 - 06/1996	Einstein Gymnasium in Kehl
06/1996	Abitur

Studium

10/1997 - 02/2002	Studium des Bauingenieurwesens an der RWTH Aachen
02/2002	Diplomarbeit, Abschluss des Studiums

Berufliche Tätigkeiten

05/1997 - 07/1997	Berufspraktikum bei der Firma Harder Bau in Kehl
05/1999 - 08/1999	Studentische Hilfskraft am Geodätischen Institut der RWTH Aachen
10/2000 - 12/2001	Studentische Hilfskraft am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen
Seit 04/2002	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen
10/2002 - 09/2005	Assistent des Studiendekans der Fakultät für Bauingenieurwesen der RWTH Aachen
Seit 10/2005	Assistent des Pro-Rektors für Lehre der RWTH Aachen
Seit 06/2006	Geschäftsführer der SDA-engineering GmbH