

KARLSRUHER REIHE

Massivbau Baustofftechnologie Materialprüfung

HEFT 92

JULIA EBERL

Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen im Erdbebenfall auf Basis von luftgestützten Aufnahmen



Julia Eberl

**Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen im
Erdbebenfall auf Basis von luftgestützten Aufnahmen**

Karlsruher Reihe

**Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung**

Heft 92

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing Alexander Stark

Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen im Erdbebenfall auf Basis von luftgestützten Aufnahmen

von
Julia Eberl

Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen im Erdbebenfall
auf Basis von luftgestützten Aufnahmen

Zur Erlangung des akademischen Grades einer Doktorin der Ingenieurwissenschaften von der KIT-Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) genehmigte
Dissertation

von Julia Eberl, M.Sc.

Tag der mündlichen Prüfung: 25. Oktober 2024
Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr. Friedemann Wenzel

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark
of Karlsruhe Institute of Technology.
Reprint using the book cover is not allowed.

www.bibliothek.kit.edu/ksp.php | E-Mail: info@ksp.kit.edu | Shop: www.ksp.kit.edu



*This document – excluding parts marked otherwise, the cover, pictures and graphs –
is licensed under a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2025 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-1397-1
DOI 10.5445/KSP/1000176341

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT). Mein Dank gilt allen, die mich auf diesem Weg begleitet und unterstützt haben.

Mein erster Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski für die vielen Anregungen und Ideen zu dieser Arbeit, die Diskussionsbereitschaft und die Übernahme des Hauptreferats. Ebenfalls danke ich Herrn Prof. Dr. Friedemann Wenzel für sein Interesse an meiner wissenschaftlichen Arbeit, die Anregungen und Gespräche sowie die Übernahme des Korreferats. Ich bedanke mich herzlich bei Herrn Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Höfle für die erfolgreiche Koordination des Forschungsprojekts LOKI, seine Förderung sowie das Mitwirken in der Promotionskommission. Herrn Prof. Dr.-Ing. Stefan Hinz gilt mein Dank für sein Interesse und die Mitarbeit in der Kommission. Herrn Prof. Dr.-Ing. Alexander Stark danke ich für die Fortführung meines Themas, die Impulse und die Übernahme des Vorsitzes der Kommission.

Weiterhin bedanke ich mich bei den LOKI-Projektpartnern für die lehrreiche Zeit und die produktive Zusammenarbeit. Mein besonderer Dank gilt Vivien und Carolin, die wesentlich zum Gelingen des Projekts beigetragen und die Zusammenarbeit sehr angenehm gestaltet haben.

Darüber hinaus möchte ich mich bei meinen aktuellen und ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Institut für Massivbau für die angenehme Arbeitsatmosphäre und die gute Zusammenarbeit bedanken. Neben dem fachlichen Austausch und der Diskussionsfreude danke ich für die außerfachlichen Gespräche, die unzähligen Mittagspausen und die gemeinsamen Aktivitäten. Die hier entstandenen Freundschaften und die geteilten Momente werde ich nicht vergessen. Sie lassen mich mit einem Lächeln auf die gemeinsame Zeit am Institut zurückblicken.

Ich danke meiner Familie sowie meinen Freunden für ihre Unterstützung, ihr unermüdliches Vertrauen in mich und die gemeinsame Zeit. Besonders dankbar bin ich meinen Eltern für ihren bedingungslosen und ständigen Rückhalt sowie für ihre Ratschläge und die Freiheit, die sie mir bei meinen Entscheidungen geben.

Schließlich danke ich Andy dafür, dass er mir mit seiner uneingeschränkten (fachlichen) Unterstützung, Begeisterungsfähigkeit und Liebe immer zur Seite steht und mich entschleunigt. Ich bin unbeschreiblich glücklich, dass wir unseren weiteren Lebensweg gemeinsam gehen.

Kurzfassung

Erdbeben sind seltene, aber verheerende Naturereignisse mit hohem Schadenspotenzial. Sie haben schwerwiegende Auswirkungen auf Bevölkerung und Infrastruktur des betroffenen Gebiets und verursachen somit erhebliche soziale und wirtschaftliche Folgen. Die Entwicklung von Strategien zur Minderung des Erdbebenrisikos ist daher ein wichtiges Anliegen des Erdbebeningenieurwesens. Dazu gehören unter anderem die Vorhersage von Schäden sowie die unmittelbare Beurteilung von Schäden nach einem Erdbeben.

Das Ziel dieser Dissertation besteht darin, einen interdisziplinären Beitrag zur Bereitstellung von schnellen, zuverlässigen und detaillierten Schadensinformationen nach einem Erdbeben zu leisten. Hierfür werden Untersuchungen zu Fragilitätsfunktionen und Schadensklassifikationen auf Basis von luftgestützten Aufnahmen durchgeführt. Die entwickelten Methoden ermöglichen eine effiziente und zeitnahe Schadensbeurteilung sowie rechtzeitige und adäquate Sanierungsmaßnahmen. Im Vergleich zu bestehenden Vorgehensweisen verbessern sie die Zuverlässigkeit der Schadensinformationen und erhöhen den zielgerichteten Einsatz vorhandener Ressourcen. Zuverlässige Vorhersagen und Abschätzungen von Erdbebenschäden sowie des seismischen Verhaltens von Bauwerken stellen in der seismischen Risikoanalyse einen entscheidenden Aspekt sowohl vor als auch nach dem Erdbeben dar. Hierfür wird ein multiskalarer Ansatz zur Ableitung von Fragilitätskurven entwickelt. Der Ansatz verwendet verschiedenartige numerische Kriterien auf unterschiedlichen Skalen, um die Lage von fünf Schadensgraden auf der Antwortkurve des Gebäudes zu definieren. Diese Kriterien beinhalten sowohl globale als auch materialspezifische Merkmale und werden anhand ihrer Häufigkeit und Verteilung den Schadensgraden zugeordnet. Dieser Ansatz eignet sich für die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen sowohl für einzelne Gebäude als auch für allgemeine Gebäudeklassen und es können unterschiedliche Materialien, Bauweisen, Tragsysteme, Geometrien und Intensitätsmaße untersucht werden. Zudem wird der Ansatz zur Berücksichtigung von Alterungsaspekten wie Korrosion und Vorschädigung angewendet. Es kann gezeigt werden, dass beide Aspekte zu einer hohen Zunahme der Fragilität führen. Wenn Fragilitätskurven, die für Neubauten entwickelt wurden, für bestehende Bauwerke eingesetzt werden, wird die Fragilität somit deutlich unterschätzt. Dies wird anhand eines repräsentativen Straßenzugs erläutert und visualisiert.

Nach einem Erdbeben ist eine schnelle und zuverlässige Schadensklassifikation von zentraler Bedeutung für den effizienten Einsatz begrenzter personeller und materieller Ressourcen. Hierfür werden Schadenskataloge zur Klassifizierung von Erdbebenschäden entwickelt. Das Ziel der Schadenskataloge ist es, eine möglichst übersichtliche, umfassende, klare und eindeutige Darstellung der Erdbebenschäden an Gebäuden zu liefern. Für eine differenzierte Klassifizierung wird zwischen fünf Schadensgraden unterschieden sowie eine Unterteilung in tragende und nichttragende Bauteile vorgenommen. Die Schadenskataloge sind für niedrige Schadensgrade hauptsächlich durch materialspezifische Merkmale bestimmt, während für hohe Schadensgrade das globale Verhalten des gesamten Gebäudes maßgebend ist. Rissbreiten spielen bei den niedrigen Schadensgraden eine wesentliche Rolle zur Abgrenzung der Schadensgrade. Die Schäden werden für jedes Material und jeden Schadensgrad charakterisiert und mithilfe von schematischen Abbildungen sowie Beispielbildern visualisiert, sodass eine Klassifizierung der Erdbebenschäden in die fünf Schadensgrade vorgenommen werden kann.

Bisher werden die Schäden meist von fachkundigen Ingenieuren vor Ort beurteilt, was sehr zeit- und kostenintensiv ist. Im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) werden in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg automatische und Crowdsourcing-basierte Methoden zur Schadensklassifizierung entwickelt, um die Schadenskataloge in die Anwendung zu bringen. Zur automatischen Schadensklassifikation wird ein änderungsbasierter Ansatz in multitemporalen Punktwolken entwickelt. Das verwendete Modell des maschinellen Lernens wird mit Daten aus einem virtuellen Laserscanning trainiert. Dabei werden generische, aber eindeutige und materialspezifische Schadensmuster der einzelnen Schadensgrade aus den Schadenskatalogen in den Trainingsdaten berücksichtigt. Die Klassifikationsergebnisse zeigen, dass die Methode auf Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren sowie auf andere geographische Regionen übertragbar ist. Weiterhin wird ein webbasierter Crowdsourcing-Ansatz zur bildbasierten Detektion und Klassifizierung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben entwickelt. Die entwickelten Schadenskataloge dienen als Grundlage für ein instruktives Tutorial und die Gestaltung der Klassifizierungsaufgaben. Die Ergebnisse der binären Schadensdetektion sowie der detaillierten Schadensklassifikation können hilfreiche Informationen für die Einsatzkräfte liefern und Experten unterstützen. Die Kombination von Crowdsourcing-basierten und automatischen Ansätzen zur Schadensbestimmung spart wertvolle Zeit bei der Schadensbeurteilung. Die Ergebnisse, die im Rahmen dieser Dissertation vorgestellt werden, zeigen, dass die Integration von ingenieurwissenschaftlichem Fachwissen in die Entwicklung innovativer Methoden wertvolle Anwendungen in der Naturkatastrophenhilfe ermöglicht. Mit diesem interdisziplinären Ansatz können Menschenleben gerettet und Ressourcen eingespart werden.

Abstract

Earthquakes are infrequent but catastrophic natural disasters with a high potential to cause significant damage and loss of life. They have a severe impact on the population and infrastructure of the affected area, causing significant social and economic consequences. The development of strategies to minimise the risk of earthquakes represents therefore a primary focus of earthquake engineering. This encompasses the prediction of damage prior to an earthquake, as well as the assessment of damage immediately following an earthquake.

This dissertation aims to make an interdisciplinary contribution to provide fast, reliable and detailed damage information after an earthquake. To achieve this objective, it focuses on the development of fragility functions and damage classifications based on UAV-derived imagery. The developed methods will facilitate the efficient and timely assessment of damage, as well as the implementation of appropriate rehabilitation measures on time. In comparison to existing practices, the proposed approaches improve the reliability of damage information and increase the targeted use of available resources.

Reliable predictions and estimates of earthquake damage as well as seismic building behaviour are essential for seismic risk analysis. These predictions and estimates are of value both before and after an earthquake. To achieve this, a multiscale approach is developed to derive fragility curves. This approach employs various numerical criteria at different scales to determine the positions of five damage grades on the building's response curve. These criteria include both global and material-specific characteristics and are assigned to the damage grades based on their frequency and distribution. This methodology is suitable for developing fragility functions for individual buildings and for general building classes. The analysis can cover different materials, construction methods, structural systems, geometries, and intensity measures. Additionally, the developed approach is employed to consider ageing aspects, such as corrosion and preexisting damage. Both factors contribute to a significant increase in fragility. Thus, when fragility curves developed for new buildings are applied to existing structures, the fragility is greatly underestimated. This is explained and illustrated through the utilisation of a representative sample of streets and houses.

In the aftermath of an earthquake, it is of great importance to promptly and accurately classify the damage for the efficient allocation of limited resources. To achieve this, damage catalogues are developed, which provide a clear and comprehensive presentation of earthquake-related building damage, ensuring unambiguous classification. The damage is classified into five damage grades, with the components being subdivided into load-bearing and non-load-bearing elements to obtain a differentiated classification. The catalogues for low damage grades are primarily determined by material-specific characteristics, whereas the global behaviour of the entire building is of decisive importance for high damage grades. When defining low damage grades, crack widths play a crucial role. Damage is characterised for each material and each damage grade, with schematic illustrations and example images providing a visual representation of the damage. This enables the earthquake damage to be classified into one of five damage grades.

The assessment of damage caused by natural disasters has traditionally been a manual process, requiring significant time and resources from experts on-site. As part of the research project LOKI (Airborne Observation of Critical Infrastructures), the Department of Geoinformatics at the Institute of Geography at Heidelberg University develops methods for automatic and crowdsourcing-based damage classification with the aim of transferring the developed approaches into applications using interdisciplinary methods. For automatic damage classification, an approach based on changes in multi-temporal point clouds is developed. The deployed machine learning model is trained using data from virtual laser scanning. Training data includes generic yet distinctive and material-specific damage patterns for each damage grade, as defined in the damage catalogues. The classification results indicate that the method is transferable with respect to multi-source input point clouds and geographical regions. Furthermore, a web-based crowdsourcing approach is developed for the detection and classification of earthquake building damage based on images. The developed damage catalogues serve as the basis for an instructive tutorial and the design of the classification tasks. The results of both binary damage detection and detailed damage classification can provide helpful information for emergency services and support experts. The combination of crowdsourcing-based and automatic approaches for damage classification can save valuable time in the damage assessment process.

The findings of this dissertation demonstrate that the integration of engineering domain knowledge in the development of innovative methods for damage assessment enables the creation of valuable applications in the field of natural disaster relief. This interdisciplinary approach has the potential to save lives and conserve resources.

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Lateinische Buchstaben

| | |
|--------------|--|
| a | Koeffizient des Regressionsmodells (y-Achsenabschnitt) |
| A_1 | unverformte Strebenfläche der Mauerwerksausfachung |
| A_2 | verformte Strebenfläche der Mauerwerksausfachung |
| a_g | Bemessungsbodenbeschleunigung |
| a_{gR} | Referenzspitzenbodenbeschleunigung |
| $+B$ | angepasste Bewehrung bei Bestandsgebäuden |
| b | Koeffizient des Regressionsmodells (Steigung); Höhe des Mauersteins |
| b_0 | Querschnittsbreite |
| C_n | Konstante zur Berücksichtigung der Änderung der Normalspannung (Mauerwerksausfachung) |
| C_s | Konstante zur Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen maximaler und vorhandener Schubspannung (Mauerwerksausfachung) |
| d | Länge des Mauersteins |
| d_m | Diagonale der Mauerwerksausfachung |
| E_0 | Erwartungswert für die Verteilung ohne Vorschädigung |
| E_c | Elastizitätsmodul Beton / Stahlbetonstütze |
| E_E | seismische Beanspruchungsgröße (z. B. Kraft / Verschiebung) |
| E_{Ei} | Einzelwerte der seismischen Beanspruchungsgröße der jeweiligen Modalbeiträge i |
| E_i | Erwartungswerte für die jeweiligen Vorschädigungsgrade |
| E_m | Elastizitätsmodul Mauerwerksausfachung |
| E_s | Elastizitätsmodul Betonstahl |
| f_1 | Hauptdruckspannung |
| F_B | Betonquerschnittsfläche |
| F_b | Gesamterdbebenkraft |
| $f_{bt,cal}$ | rechnerische Steinzugfestigkeit Mauerstein |
| f_c | Betondruckfestigkeit |

| | |
|----------------|--|
| f_c^* | korrosionsbedingt reduzierte Betondruckfestigkeit |
| f_{ctm} | mittlere Zugfestigkeit Beton |
| F_e | Querschnittsfläche Bewehrung |
| F_i | am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft |
| f_k | charakteristische Druckfestigkeit Mauerwerk |
| f_m | Druckfestigkeit Normalmauermörtel |
| $f'_{m\Theta}$ | Druckfestigkeit Mauerwerksausfachung unter dem Winkel Θ |
| f_n | vertikal auf das Mauerwerk wirkende Druckspannung |
| f_{st} | mittlere Mindeststeindruckfestigkeit Mauerstein |
| f_t | Zugfestigkeit Mauerwerksausfachung |
| f'_{tb} | Steinzugfestigkeit Mauerstein |
| f_{vko} | Haftscherfestigkeit Normalmauermörtel |
| f_{yk} | Streckgrenze Betonstahl |
| g | EDP-Grenzwert des untersuchten Schadensgrades; Erdbeschleunigung |
| h | Querschnittsabmessung Stütze |
| h_m | Höhe Mauerwerksausfachung |
| h_z | Ersatzkontaktlänge zwischen Rahmen und Mauerwerksausfachung |
| i, j | Eigenformen Gebäude |
| I_c | Flächenträgheitsmoment Stahlbetonstütze |
| i_{corr} | Korrosionsstromdichte |
| K_b | Prismenfestigkeit Stützenbeton nach 90 Tagen |
| k_w | Beiwert für Versagensart bei Verhaltensbeiwert Bemessungsspektrum |
| l | Länge Stütze |
| M | diagonale Massenmatrix |
| m | Gesamtmasse Bauwerk |
| m_1^* | Masse äquivalenter Einmassenschwinger |
| m_i, m_j | Stockwerksmassen |
| n | Stichprobenumfang; Anzahl verwendeter Beschleunigungszeitverläufe |
| n_{bars} | Anzahl Bewehrungsstäbe |
| P_x | Mittelwert des Korrosionsangriffs in Form des Durchmesserverlustes |
| P_{zul} | zulässige Gesamtbelastung für zentrischen Druck |
| q | Verhaltensbeiwert Bemessungsspektrum |
| q_o | Grundwert Verhaltensbeiwert Bemessungsspektrum |
| Q | Querkraft |

| | |
|----------------------|--|
| \mathbf{r} | Einflussvektor |
| S | Bodenparameter Antwortspektrum |
| S_a | Spektralbeschleunigung (spectral acceleration) |
| $S_a(T)$ | spektrale Beschleunigung zu Periode T des Bauwerks (spectral acceleration at period T) |
| $S_{a5\%}(T)$ | spektrale Beschleunigung bei 5 % Dämpfung und zu Periode T des Bauwerks |
| $S_{agm}(T_i)$ | mittlere spektrale Beschleunigung über Bereich von Perioden T_i |
| $S_{aP,R}$ | spektrale Antwortbeschleunigung |
| S_d | Ordinate Bemessungsspektrum bei Periode T_1 ; Spektralverschiebung (spectral displacement) |
| $S_d(T)$ | spektrale Verschiebung zu Periode T des Bauwerks (spectral displacement at period T) |
| s_i, s_j | Stockwerksverschiebungen der Massen i, j in erster Eigenform |
| $S_v(T)$ | spektrale Geschwindigkeit zu Periode T des Bauwerks (spectral velocity at period T) |
| T | Periode |
| t | Zeitpunkt, Alter in Jahren; Dicke Mauerwerksausfachung |
| T_1 | Eigenschwingungsdauer Bauwerk |
| T_A, T_B, T_C, T_D | Kontrollperioden Antwortspektrum |
| T_i, T_j | Perioden der Eigenformen i, j |
| t_{in} | Initiierungsphase Korrosion in Jahren |
| T_{NCR} | Referenzwiederkehrperiode |
| w | Rissbreite; Strebenbreite Mauerwerksausfachung |
| x | Höhe Druckzone des Betonquerschnitts |
| \bar{x} | Stichprobenmittelwert einer Zufallsstichprobe des Umfangs n |
| X_0 | horizontale Position Berührungspunkte zwischen Rahmen und Mauerwerksausfachung |
| $x_{pushover}$ | Verschiebung Kontrollknoten in Pushover-Analyse |
| Y_0 | vertikale Position Berührungspunkte zwischen Rahmen und Mauerwerksausfachung |
| z | Abstand Schwerpunkt der Bewehrung vom Druckmittelpunkt (innerer Hebelarm); Kontaktlänge zwischen Rahmen und Mauerwerksausfachung |
| $z_{\alpha/2}$ | $\alpha/2$ -Quantil der Standardnormalverteilung |
| z_i, z_j | Höhen der Massen i, j über der Ebene der Erdbebeneinwirkung |

Griechische Buchstaben

| | |
|------------------|---|
| α | Quantilwert |
| $(1 - \alpha)$ | Konfidenzniveau |
| α_s | Faktor Schub (Verhältnis zwischen maximaler Schubspannung und mittlerer Spannung in der Platte) (Mauerwerksausfachung) |
| β_0 | spektraler Überhöhungsfaktor Antwortspektrum |
| γ | Wichte |
| Γ_1 | Transformationsfaktor MDoF in SDoF |
| γ_I | Bedeutungsbeiwert Antwortspektrum |
| γ_s | Anteil Scherfestigkeit für Scherfeder (Mauerwerksausfachung) |
| Δ | Änderung |
| ΔE | Differenz Erwartungswerte |
| ϵ_1 | mittlere Zugdehnung im gerissenen Beton senkrecht zum aufgetragenen Druck bei Berechnung Korrosionseinfluss auf Beton; Dehnung bei Reduktion Strebenfläche Mauerwerksausfachung |
| ϵ_2 | Restdehnung Strebenfläche Mauerwerksausfachung |
| ϵ_c | Dehnungskriterium Risse Betonkern |
| ϵ_{c0} | Dehnung Beton bei maximaler Spannung bei Berechnung Korrosionseinfluss auf Beton |
| ϵ_{cl} | Dehnung Schließung Risse in Mauerwerksausfachung |
| ϵ_{csp} | Dehnungskriterium Abplatzungen Betondeckung |
| ϵ_{ct} | Dehnungskriterium Zugfestigkeit Beton |
| ϵ_m | Dehnung Mauerwerksausfachung bei maximaler Spannung |
| ϵ_{sy} | Dehnungskriterium Fließen Bewehrung |
| ϵ_u | Dehnungskriterium Versagen Bewehrung; Bruchdehnung Mauerwerksausfachung |
| ϵ_{uk} | Dehnung Beton bei maximaler Last |
| η | Dämpfungskorrekturbeiwert Antwortspektrum |
| $\eta_{EDP IM}$ | Erwartungswert für den EDP bei der Intensität IM im Regressionsmodell |
| Θ | Winkel zwischen Diagonalstrebe der Mauerwerksausfachung und Balken |
| κ | Umrechnungsfaktor für Stahl bei Korrosion |
| λ | Korrekturbeiwert Gebäudemasse bei Gesamterdbebenkraft; Parameter Berücksichtigung relativer Steifigkeiten zwischen Rahmen und Mauerwerksausfachung |
| μ | Erwartungswert; Reibungskoeffizient Mauerwerksausfachung |
| μ^* | reduzierter Reibungskoeffizient Mauerwerksausfachung |
| σ | Standardabweichung |

| | |
|------------------------|---|
| σ^2 | Varianz |
| $\sigma_{\log EDP IM}$ | logarithmische Standardabweichung im Regressionsmodell |
| σ_s | Spannung Betonstahl |
| τ | Scherfestigkeit Mauerwerksausfachung |
| τ_0 | Schubspannung; Haftscherfestigkeit Mauerwerksausfachung |
| τ_0^* | reduzierte Haftscherfestigkeit Mauerwerksausfachung |
| τ_{max} | maximale Scherfestigkeit Mauerwerksausfachung |
| Φ | Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung |
| ϕ | Bewehrungsdurchmesser |
| ϕ_0 | Anfangsdurchmesser Bewehrungsstab |
| ϕ_1 | Modalvektor erste Eigenform |
| $\phi_{1,j}$ | Komponente j des Modalvektors der ersten Eigenform |
| $\phi_{1, pushover}$ | Komponente des Modalvektors der ersten Eigenform für Kontrollknoten in Pushover-Analyse |
| ϕ_c | Kriterium Krümmung bei Beginn der Rissbildung |
| $\phi(t)$ | verbleibender Restdurchmesser zum Zeitpunkt t |
| ϕ_y | Kriterium Krümmung beim Einsetzen des Fließens |
| Ψ | kontinuierliche parameterfreie Intensitätsskala PSI |
| ψ_0 | Kombinationsbeiwert veränderliche Einwirkung nach DIN EN 1990/NA(D) |
| ψ_2 | Kombinationsbeiwert quasi-ständiger Wert einer veränderlichen Einwirkung nach DIN EN 1990/NA(D) |

Abkürzungen

| | |
|-----------------------|---|
| ATC | Applied Technology Council |
| BL | Bilinearisierung |
| bzw. | beziehungsweise |
| C1M | Gebäudeklasse für biegesteife Stahlbetonrahmen mittlerer Höhe nach HAZUS [69] |
| CP | Collapse Prevention (Schadensstufe) |
| CR-LFINF- CDM-0-H4 | Gebäudeklasse für ausgefachte Stahlbetonrahmen mittlerer Duktilität mit vier Stockwerken nach ESRM20 [38] |
| CR-LFM-CDM- 0-H4 | Gebäudeklasse für biegesteife Stahlbetonrahmen mittlerer Duktilität mit vier Stockwerken nach ESRM20 [38] |
| DafStb | Deutscher Ausschuss für Stahlbeton |
| DCH | hohe Duktilitätsklasse (high) |
| DCL | niedrige Duktilitätsklasse (low) |
| DCM | mittlere Duktilitätsklasse (medium) |
| DIN | Deutsches Institut für Normung |
| DL | Grenzzustand der Schadensbegrenzung nach DIN EN 1998-3 (damage limitation) |
| DS | Schadensgrad (Damage state) |
| EDP | ingenieurmäßiger Anforderungsparameter (engineering demand parameter) |
| EERI | Earthquake Engineering Research Institute |
| EFH | Einfamilienhaus |
| EG | Erdgeschoss |
| EMS | Europäische Makroseismische Skala |
| ESM | Engineering Strong Motion Database |
| ESRM20 | European Seismic Risk Model |
| FEMA | Federal Emergency Management Agency |
| GED4All | Global Exposure Database for Multi-Hazard Risk Analysis |
| GEM | Global Earthquake Model |
| GMPE | Gleichung zur Vorhersage von Bodenbewegungen (Ground Motion Prediction Equations) |
| HAZUS | ein auf einem Geographischen Informationssystem basierendes Analysewerkzeug für Naturgefahren (FEMA) |
| HeiGIT | Heidelberg Institute for Geoinformation Technology |
| HELIOS++ | Heidelberg LiDAR Operations Simulator ++ |
| IAEE | International Association for Earthquake Engineering |
| IDA | Inkrementelle dynamische Analyse (Incremental Dynamic Analysis) |

| | |
|-----------|---|
| IM | Intensitätsmaß, Intensität |
| IMB | Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, KIT |
| infrmFBPH | inelastic plastic-hinge force-based frame elements [171] |
| IO | Immediate Occupancy (Schadensstufe) |
| ISD | gegenseitige Stockwerksverschiebung (interstorey drift) |
| JRC | Joint Research Centre |
| KI | Konfidenzintervall |
| KIT | Karlsruher Institut für Technologie |
| LiDAR | Light Detection and Ranging |
| LOKI | Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen (Forschungsprojekt) |
| LS | Life Safety (Schadensstufe) |
| MCS | Mercalli-Cancani-Sieberg-Skala |
| MDoF | Mehrmassenschwinger (multi degree of freedom) |
| MM | Modifizierte Mercalli-Skala |
| MSK | Medwedew-Sponheuer-Karnik-Skala |
| NA | Nationaler Anhang |
| NA(D) | Nationaler Anhang für Deutschland |
| NC | Grenzzustand des Quasiversagens nach DIN EN 1998-3 (near collapse) |
| OG | Obergeschoss |
| PEER | Pacific Earthquake Engineering Research Center |
| PGA | maximale Bodenbeschleunigung (peak ground acceleration) |
| PGD | maximale Bodenverschiebung (peak ground displacement) |
| PGV | maximale Bodengeschwindigkeit (peak ground velocity) |
| RC4 | Gebäudeklasse für Stahlbeton ohne seismische Auslegung und ≥ 4 Stockwerke nach Rota et al. [158] |
| SD | Grenzzustand der wesentlichen Schädigung nach DIN EN 1998-3 (significant damage) |
| SDOF | Einmassenschwinger (single degree of freedom) |
| SYNER-G | Europäisches Verbundforschungsprojekt |
| u. a. | unter anderem |
| UAV | Unbemanntes Luftfahrzeug (unmanned aerial vehicle) |
| VLS | Virtuelles Laserscanning |
| VMTK | Vulnerability Modellers Toolkit [127] |
| w/z-Wert | Wasser-Zement-Wert von Beton |
| z. B. | zum Beispiel |

Inhaltsverzeichnis

| | |
|---|------------|
| Vorwort | i |
| Kurzfassung | iii |
| Abstract | v |
| Symbol- und Abkürzungsverzeichnis | vii |
| I Einleitung | 1 |
| I.1 Motivation und Zielsetzung | 1 |
| I.2 Aufbau der Arbeit | 3 |
| II Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden | 5 |
| II.1 Erdbebeneinwirkung und -beanspruchung | 5 |
| II.2 Erdbebenschäden | 14 |
| II.3 Konzept zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden | 16 |
| III Fragilitätskurven | 23 |
| III.1 Fragilitätskurven zur Abschätzung von Erdbebenschäden | 23 |
| III.1.1 Ansätze zur Entwicklung von Fragilitätsfunktionen | 23 |
| III.1.1.1 Arten von Fragilitätsfunktionen | 24 |
| III.1.1.2 Analytische Fragilitätsfunktionen | 25 |
| III.1.2 Entwickelter multiskalarer Ansatz mit verschiedenen Schadenskriterien | 39 |
| III.1.2.1 Methodik: Schadenskriterien und Fragilitätskurven | 39 |
| III.1.2.2 Referenzgebäude: Viergeschossiger Stahlbetonskelettbau | 43 |
| III.1.2.3 Anwendbarkeit und Erweiterung des multiskalaren Ansatzes | 59 |

| | | |
|---------------------------------------|---|------------|
| III.2 | Berücksichtigung von Alterungsaspekten in Fragilitätskurven | 79 |
| III.2.1 | Ansätze zur Berücksichtigung der Alterung von Gebäuden | 79 |
| III.2.1.1 | Korrosion | 80 |
| III.2.1.2 | Verschädigungen | 83 |
| III.2.2 | Referenzgebäude: Einfluss von Bewehrungskorrosion | 84 |
| III.2.3 | Referenzgebäude: Einfluss von Verschädigungen | 100 |
| III.2.4 | Schlussfolgerungen aus der Berücksichtigung von Alterungsaspekten | 108 |
| III.3 | Zusammenfassung Fragilitätskurven | 117 |
| IV | Schadenskataloge | 121 |
| IV.1 | Schadenskataloge zur Klassifizierung von Erdbebenschäden | 121 |
| IV.1.1 | Ansätze zur Klassifizierung von Erdbebenschäden | 121 |
| IV.1.2 | Entwickelte Schadenskataloge | 124 |
| IV.1.2.1 | Entwicklungsmethodik | 124 |
| IV.1.2.2 | Aufbau und Struktur | 125 |
| IV.1.2.3 | Schadensgrade und –merkmale für Stahlbeton und Mauerwerk | 127 |
| IV.1.2.4 | Schadensmerkmale für Holz und Stahl | 136 |
| IV.2 | Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge | 137 |
| IV.2.1 | Automatische Schadensklassifizierung | 138 |
| IV.2.1.1 | Ansätze zur automatischen Schadensklassifizierung | 138 |
| IV.2.1.2 | Entwickelter automatischer Ansatz zur Anwendung der Schadenskataloge | 141 |
| IV.2.2 | Crowdsourcing-basierte Schadensklassifizierung | 148 |
| IV.2.2.1 | Ansätze zur Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierung | 148 |
| IV.2.2.2 | Entwickelter Crowmap-Webservice zur Umsetzung der Schadenskataloge | 150 |
| IV.2.3 | Anwendbarkeit und Grenzen der Schadenskataloge | 156 |
| IV.3 | Zusammenfassung Schadenskataloge | 160 |
| V | Zusammenfassung und Ausblick | 165 |
| V.1 | Zusammenfassung | 165 |
| V.2 | Ausblick | 169 |
| Literaturverzeichnis | | 175 |

| | |
|---|------------|
| Abbildungsverzeichnis | 195 |
| Tabellenverzeichnis | 201 |
| A Anhang | 205 |
| A.1 Fragilitätskurven | 205 |
| A.1.1 Materialkennwerte Beton und Stahl (Referenzgebäude) | 205 |
| A.1.2 Multiskalarer Ansatz für Mauerwerk | 206 |
| A.1.3 Erweiterung Referenzgebäude mit Mauerwerksausfachungen | 213 |
| A.1.4 Street House: Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen | 219 |
| A.1.5 Erweiterung des Referenzgebäudes um Korrosionsauswirkungen | 223 |
| A.1.6 Korrosionsauswirkungen bei Bestandsgebäuden | 225 |
| A.1.7 Vorschädigung | 228 |
| A.2 Schadenskataloge | 231 |
| A.2.1 Globale Schadensmerkmale | 231 |
| A.2.2 Schadensmerkmale Stahlbeton | 240 |
| A.2.3 Schadensmerkmale Mauerwerk | 249 |
| A.2.4 Schadensmerkmale Holz | 258 |
| A.2.5 Schadensmerkmale Stahl | 266 |

I Einleitung

Erdbeben stellen seltene, jedoch mit einem signifikanten Schadenspotenzial einhergehende Naturereignisse dar. Sie können folgenschwere Auswirkungen auf die Bevölkerung, die vorhandene Bebauung und die Infrastruktur des betroffenen Gebiets haben. Neben Sachschäden fordern Erdbeben häufig zahlreiche Todesopfer und Verletzte. Das Erdbeben in Chile im Mai 1960 war mit einer Stärke von 9,5 auf der Richterskala weltweit das stärkste Beben seit dem Jahr 1900. Im Vergleich zu südeuropäischen Starkbebenländern wie Italien und Griechenland gilt Deutschland als Region mit niedriger bis mittlerer Seismizität. Erdbeben in der Vergangenheit, wie beispielsweise 1978 in Albstadt (Magnitude 5,7) und 1992 in Roermond (Magnitude 5,9), haben gezeigt, dass Erdbeben auch in Deutschland ein Risiko darstellen.

Erdbeben machten weltweit im Zeitraum von 2000 bis 2019 lediglich 8 % der Naturkatastrophenereignisse aus. Eine Aufschlüsselung der Todesfälle nach Katastrophenart zeigt jedoch, dass 58 % der 1,23 Millionen Todesopfer (2000–2019) durch Erdbeben verursacht wurden, was den höchsten Anteil darstellt. Die folgenden Naturkatastrophen weisen jeweils einen deutlich geringeren Anteil auf: Stürme mit 16 %, Extremtemperaturen mit 13 % und Überschwemmungen mit 9 %. Dürren, vulkanische Aktivität und Massenbewegungen sind für einen geringen Anteil der Todesfälle verantwortlich. Die weltweit tödlichste Naturkatastrophe in diesem Zeitraum war das Erdbeben mit Tsunami im Indischen Ozean im Jahr 2004, bei dem 226.408 Menschen ihr Leben verloren, gefolgt vom Erdbeben in Haiti 2010 mit 222.570 Todesopfern. Von den zwischen 2000 und 2019 erfassten wirtschaftlichen Schäden durch Naturkatastrophen entfallen 21 % auf Erdbeben. [31]

I.1 Motivation und Zielsetzung

Die genannten Statistiken zeigen, dass Erdbeben einen großen sozialen und wirtschaftlichen Einfluss haben. Daher ist die Entwicklung von Strategien zur Minderung des Erdbebenrisikos ein wichtiges Anliegen der Seismologie und des Erdbebeningenieurwesens. Deren Ziel besteht darin, die Auswirkungen zukünftiger Erdbeben auf die Gesellschaft zu bewerten und geeignete

Maßnahmen zum Schutz von Menschen und Bauwerken zu ergreifen [124].

Erdbeben gelten in der Normung als außergewöhnliche Einwirkungen. In der Vergangenheit haben eingetretene Erdbeben immer wieder Anlass zu einer Weiterentwicklung und Verschärfung der Normung gegeben. Im November 2023 wurde der neue Nationale Anhang der DIN EN 1998-1 für Deutschland [52] eingeführt, welcher die Version vom Juli 2021 [49] ablöst. Dies zeigt, dass neue Erkenntnisse aus der Forschung regelmäßig in die Normung einfließen, um die Erdbebensicherheit von Bauwerken zu gewährleisten.

Die Vorhersage und Bewältigung von Erdbeben bietet auch in Zukunft viel Forschungsbedarf. Am 01. Januar 2024 erschütterte ein schweres Erdbeben der Stärke 7,5 M_w die Westküste Japans. Es wurden zahlreiche Häuser zerstört und Menschen getötet. Auch Monate nach der Katastrophe lebten noch Menschen in Notunterkünften und es fehlte vielerorts an fließendem Wasser. Die dargestellten Umstände veranschaulichen die Konsequenzen von Erdbeben sowie die damit einhergehenden Herausforderungen nach einem Erdbeben. In zahlreichen Fällen sind die für eine effektive Durchführung von Rettungs- und Evakuierungsmaßnahmen erforderlichen Erstinformationen nicht verfügbar oder die vorhandenen Schadensinformationen sind den verschiedenen Gruppen der Rettungskräfte nicht zugänglich. Ebenso fehlen Schadensbeurteilungen, um Gebäude zur Nutzung freizugeben und Notunterkünfte aufzuheben. Unbemannte Luftfahrzeuge (unmanned aerial vehicles (UAVs)) bieten ein großes Potenzial in der Katastrophenhilfe, da sie schnelle Informationen zur Schadenslage liefern können, ohne dass Menschen das zerstörte Gebiet betreten und sich dabei in Gefahr begeben müssen. Dennoch werden UAVs bisher nur selten eingesetzt, da ihre Verfügbarkeit und das Wissen hinsichtlich ihres Einsatzes begrenzt sind. Allerdings lässt sich aus bisherigen Trends ableiten, dass ihr Einsatz in Zukunft zunehmen wird.

Das Ziel dieser Dissertation ist es, einen interdisziplinären Beitrag zur Bereitstellung von schnellen, zuverlässigen und detaillierten Schadensinformationen nach einem Erdbeben zu leisten. Die Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen auf Basis von luftgestützten Aufnahmen haben das Ziel, eine effiziente und rechtzeitige Schadensbewertung zu ermöglichen, die Zuverlässigkeit der Schadensinformationen zu verbessern, vorhandene Ressourcen und Einsatzkräfte gezielt einzusetzen, rechtzeitige Sanierungsmaßnahmen zu ermöglichen und längerfristige Schäden nach einem Erdbeben zu verringern.

Die zuverlässige Vorhersage und Abschätzung von Erdbebenschäden sowie des seismischen Verhaltens von Bauwerken ist von entscheidender Bedeutung, sowohl vor als auch unmittelbar nach einem Erdbeben. Daher wird ein eigener multiskalarer Ansatz zur Ableitung von Fragilitätskurven entwickelt. Dieser Ansatz soll anwendbar sein für die Entwicklung von Fra-

gilitätsfunktionen für einzelne Gebäude, die aus unterschiedlichen Materialien bestehen, sowie für allgemeine Gebäudeklassen. Es können regionalspezifische Bauweisen, Material- und Systemeigenschaften, unterschiedliche Intensitätsmaße sowie sich über den Lebenszyklus des Gebäudes verändernde Eigenschaften berücksichtigt werden.

Nach einem Erdbeben ist eine schnelle und zuverlässige Schadensklassifikation von zentraler Wichtigkeit für den effizienten Einsatz der begrenzten personellen und materiellen Ressourcen. Daher werden eigene Schadenskataloge entwickelt, die eine möglichst übersichtliche, umfassende, klare und eindeutige Darstellung der Erdbebenschäden für Gebäude zur Klassifizierung in fünf Schadensgrade ermöglichen. Die Schadenskataloge bilden die Basis für automatische und Crowdsourcing-basierte Schadensklassifizierungsmethoden. Diese werden in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) [106, 108, 109, 197] entwickelt.

Forschungsarbeiten werden bisher üblicherweise von einzelnen Disziplinen durchgeführt. Dabei werden jedoch die Synergien vernachlässigt, die sich aus der Kombination mehrerer Methoden aus unterschiedlichen Disziplinen ergeben und zu einem ganzheitlichen Ansatz führen können. Daher sollen die durchgeführten Untersuchungen in einem trans- und interdisziplinären Konzept zusammengeführt werden. Dieses Konzept kombiniert die Stärken von Fachwissen, automatisierten Berechnungsmethoden und Crowdsourcing, um eine zeitnahe und zuverlässige Schadensbewertung zu ermöglichen. Im Sinne der Transdisziplinarität werden Interessenvertreter und Anwender von Anfang an in die Entwicklung des Konzepts einbezogen. Das Konzept soll zeigen, dass die Integration von ingenieurwissenschaftlichem Fachwissen in die Entwicklung innovativer Methoden hilfreiche Anwendungen in der Naturkatastrophenhilfe ermöglicht. Mit diesem trans- und interdisziplinären Ansatz können sowohl Menschenleben gerettet als auch wertvolle Ressourcen eingespart werden.

I.2 Aufbau der Arbeit

Im **Kapitel II** werden die Grundlagen zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden erläutert. Zunächst werden Erdbebeneinwirkung und Erdbebenbeanspruchung definiert, bevor die daraus resultierenden Schäden behandelt werden. Das vorgestellte trans- und interdisziplinäre Konzept zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden bildet das Bindeglied zu den folgenden Kapiteln III und IV.

Kapitel III bietet im ersten Teil eine Einführung in die Thematik der Fragilitätskurven als

Methode zur Abschätzung von Erdbebenschäden. Dazu wird zunächst der Stand der Forschung zu bestehenden Ansätzen zur Entwicklung von Fragilitätsfunktionen dargestellt. Im Anschluss wird der selbst entwickelte multiskalare Ansatz zur Ableitung von Fragilitätskurven vorgestellt. Nach der Erläuterung der Methodik wird der Ansatz auf ein viergeschossiges Stahlbetonskelettgebäude als Referenzgebäude angewendet. Zusätzlich wird die Anwendbarkeit und Erweiterung des multiskalaren Ansatzes auf Mauerwerk, Stahlbeton mit Mauerwerksausfachungen, unterschiedliche Intensitätsmaße und statistische Auswertungen aufgezeigt. Im zweiten Teil des Kapitels III wird der eigene Ansatz um die Berücksichtigung von Alterungsaspekten erweitert. Dabei werden Korrosion und Vorschädigung als Aspekte der Alterung betrachtet. Sowohl der Stand der Forschung als auch die Umsetzung im eigenen Ansatz werden behandelt. Dazu werden der Einfluss von Bewehrungskorrosion und Vorschädigung auf das Referenzgebäude untersucht und Schlussfolgerungen abgeleitet. Die gewonnenen Ergebnisse zur alterungsbedingten Zunahme der Fragilität werden anhand eines repräsentativen Straßenzugs als prototypische Anwendung grafisch dargestellt. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung der Fragilitätskurven.

Kapitel IV beinhaltet die Schadenskataloge, die den zweiten Teil des Konzepts bilden. Im ersten Teil des Kapitels IV werden Schadenskataloge als Methode zur Klassifizierung von Erdbebenschäden vorgestellt. Dazu wird zunächst der aktuelle Forschungsstand zu bestehenden Ansätzen zur Klassifizierung von Erdbebenschäden dargelegt. Im Anschluss erfolgt die Vorstellung der eigenen Schadenskataloge. Das Kapitel thematisiert die Entwicklungsmethodik, den Aufbau und die Struktur der Schadenskataloge sowie die Schadensmerkmale für Stahlbeton, Mauerwerk, Holz und Stahl. Der zweite Teil des Kapitels IV behandelt die Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge. Die automatischen und Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierungsmethoden wurden im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg entwickelt. Es wird jeweils der Stand der Forschung zu den Ansätzen der Schadensklassifizierung erläutert. Zudem werden die Methodik und die Ergebnisse der entwickelten Ansätze mit Fokus auf der Umsetzung der Schadenskataloge vorgestellt. Abschließend werden die Anwendungsgrenzen aufgezeigt. Das Kapitel endet mit einer Zusammenfassung der Schadenskataloge.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung der Ergebnisse sowie einem Ausblick in **Kapitel V**, wobei das trans- und interdisziplinäre Konzept aus Kapitel II erneut aufgegriffen wird. Der Anhang enthält ergänzende Untersuchungen, Diagramme und Informationen.

II Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden

In diesem übergeordneten Kapitel werden die Grundlagen zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden erläutert. Dazu erfolgt zunächst eine Definition der Erdbebeneinwirkung und der Erdbebenbeanspruchung (Kapitel II.1). Anschließend werden die daraus resultierenden Erdbebenschäden behandelt (Kapitel II.2). Das vorgestellte trans- und interdisziplinäre Konzept zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden (Kapitel II.3) stellt das Bindeglied zu den folgenden Kapiteln *III Fragilitätskurven* und *IV Schadenskataloge* dar. Das Konzept ist Teil der Veröffentlichung der Autorin [105]. Der spezifische Stand der Forschung zu den Fragilitätskurven und den Schadenskatalogen wird zu Beginn der zugehörigen Kapitel in III.1.1 und IV.1.1 dargelegt. Hinsichtlich der Bauwerke erfolgt im Rahmen dieser Dissertation eine Fokussierung auf Gebäude, da diese einen signifikanten Anteil der erdbebengefährdeten Infrastruktur darstellen.

II.1 Erdbebeneinwirkung und -beanspruchung

Zur Beurteilung von Tragwerken unter seismischer Belastung ist es erforderlich zu verstehen, wie sich die Erdbebeneinwirkung auf das Tragwerksverhalten auswirkt und welche Konsequenzen sich daraus für die Beanspruchung der Bauteile und die zu erwartenden Schäden ergeben. Hierfür sind zwei Schritte erforderlich: die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung als Anregung und der Erdbebenbeanspruchung als Auswirkung dieser Anregung.

Erdbebeinwirkung

Die Darstellung der Erdbebeneinwirkung kann auf verschiedene Weise erfolgen. Einerseits können zeitabhängige Aufzeichnungen der Bodenbewegungen verwendet und ausgewertet werden. Andererseits können Antwortspektren genutzt werden, welche die spektrale Beschleunigung in

Abhängigkeit von der Periode der Struktur beschreiben. Zudem beschreibt die makroseismische Intensität die Auswirkungen eines Erdbebens auf Menschen, Bauwerke sowie die Umwelt und lässt somit Rückschlüsse auf die Einwirkung zu. Im Folgenden werden die unterschiedlichen Darstellungen der Erdbebeneinwirkung erläutert.

Zeitverläufe der Bodenbewegung

Die Einwirkung von Erdbeben kann mithilfe von Zeitverläufen der Bodenbeschleunigung und verwandter Größen wie Geschwindigkeit und Verschiebung dargestellt werden. Hierfür werden Messinstrumente wie Seismographen verwendet, die Seismogramme erzeugen - grafische, zeitabhängige Aufzeichnungen von Bodenbewegungen an einem bestimmten Ort [130]. Zur vollständigen Erfassung der Bodenbewegung werden in der Regel Seismographen eingesetzt, die in drei orthogonalen Richtungen jeweils eine Komponente der Bodenbewegungen erfassen. Dies ist erforderlich, da sich der Boden während des Durchlaufs einer seismischen Welle in der Regel gleichzeitig in alle drei Raumrichtungen bewegt [130]. Es können entweder direkt die instrumentell gemessenen Aufzeichnungen oder daraus berechnete Daten verwendet werden. Daher gibt es eine Vielzahl von Parametern, die dazu dienen die Bodenbewegung anhand der Zeitverläufe zu beschreiben. Dazu gehören unter anderem die maximale Bodenbeschleunigung (peak ground acceleration, PGA), die maximale Bodengeschwindigkeit (peak ground velocity, PGV) und die maximale Bodenverschiebung (peak ground displacement, PGD). Weiterhin sind die spektrale Beschleunigung zu einer bestimmten Periode T des Bauwerks (spectral acceleration at period T , $S_a(T)$), die spektrale Geschwindigkeit zu einer bestimmten Periode T des Bauwerks (spectral velocity at period T , $S_v(T)$), die spektrale Verschiebung zu einer bestimmten Periode T des Bauwerks (spectral displacement at period T , $S_d(T)$) und das Verhältnis maximaler Dachverschiebung zu Gebäudehöhe (Roof Drift Ratio) zu nennen [157, 163]. Je nach Anwendungsfall und verwendeter Größe kann es notwendig sein, die aufgezeichneten Zeitverläufe zu korrigieren. Dies kann beispielsweise die Wellenausbreitung, die Ausrichtung der Seismographen, die Filterung oder die Korrektur der Nulllinie betreffen. Die aufgezeichneten Beschleunigungszeitverläufe können einerseits direkt zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung verwendet werden, wie zum Beispiel bei der in Kapitel III.1.1.2 beschriebenen Entwicklung von Fragilitätsfunktionen. Durch die Verwendung zahlreicher unterschiedlicher Zeitverläufe können verschiedene Erdbebeneinwirkungen mit unterschiedlichen Amplituden, Bodenverhältnissen und Zeiträumen abgedeckt werden. Der Vorteil der Verwendung instrumenteller Messgrößen besteht in ihrer größeren Objektivität im Vergleich zur Bestimmung der Einwirkung auf Basis von Beobachtungen der Auswirkungen. Andererseits dienen die

Beschleunigungszeitverläufe auch zur Ableitung von weiteren Darstellungen der Erdbebeneinwirkung, wie die nachfolgend beschriebenen Antwortspektren.

Antwortspektren

Nach DIN EN 1998-1 + NA(D) [44, 52] ist die grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung an einem bestimmten Ort ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum, das als *elastisches Antwortspektrum* bezeichnet wird. Ein Antwortspektrum wird erstellt, indem Einmassenschwinger mit unterschiedlicher Eigenperiode, aber gleicher Dämpfung, mit einem identischen Erdbebenzeitverlauf beansprucht werden und die Bewegungsdifferentialgleichung analytisch gelöst wird. Die maximalen Schwingungsantworten der Einmassenschwinger werden ermittelt und die zugehörigen absoluten spektralen Beschleunigungen berechnet, wobei der Zeitpunkt des Auftretens nicht gespeichert wird. Durch Auftragen der spektralen Beschleunigungen der einzelnen Einmassenschwinger und der zugehörigen Perioden in einem Diagramm ergibt sich das Antwortspektrum. Die horizontale Erdbebeneinwirkung wird durch zwei orthogonale Komponenten beschrieben, die als voneinander unabhängig und zum gleichen Antwortspektrum gehörig betrachtet werden. Die Definition des horizontalen und vertikalen elastischen Antwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA:2023-11 [52] ist in Abbildung II.1 dargestellt.

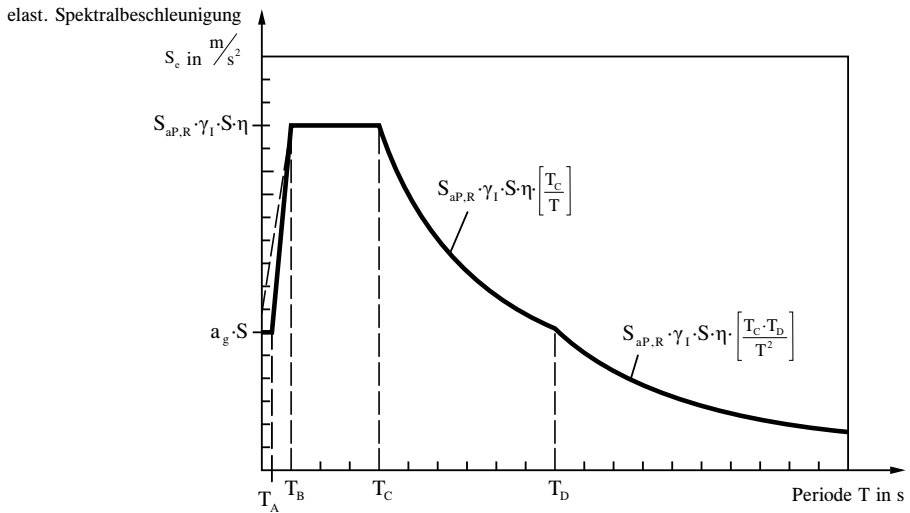


Abbildung II.1: Form und Beschreibung des elastischen Beschleunigungs-Antwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA:2023-11 [52]

Der maßgebende Parameter für die Gefährdung ist die spektrale Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R. Die räumliche

Verteilung dieser spektralen Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ für die Referenzwiederkehrperiode $T_{NCR} = 475$ Jahre, entsprechend einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren, ist in DIN EN 1998-1/NA:2023-11 in Bild NA.1 [52] zonenfrei dargestellt. Die entsprechenden Darstellungen für die Wiederkehrperioden $T_{NCR} = 975$ Jahre und $T_{NCR} = 2475$ Jahre finden sich im Anhang NA.E [52]. Die Referenzspitzenbodenbeschleunigung a_{gR} für das Untergrundverhältnis A-R wird aus der spektralen Antwortbeschleunigung für Fels im Plateaubereich $S_{aP,R}$ mit dem spektralen Überhöhungsfaktor $\beta_0 = 2,5$ über $a_{gR} = S_{aP,R}/2,5$ berechnet [52]. Die Bemessungsbodenbeschleunigung a_g für das Untergrundverhältnis A-R ergibt sich aus der Multiplikation von a_{gR} mit dem Bedeutungsbeiwert γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$). Die Bedeutungsbeiwerte γ_I charakterisieren die vier Bedeutungskategorien, die Hochbauten nach den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben, nach ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben sowie nach den sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes einstufen [44]. Die Bedeutungskategorien und zugehörigen Bedeutungsbeiwerte sind Tabelle NA.5 des Nationalen Anhangs [52] zu entnehmen. Der Bodenparameter S des Antwortspektrums ist abhängig von Untergrundverhältnis und Spektralbeschleunigung und ist in Tabelle NA.2 [52] enthalten. Das Untergrundverhältnis beinhaltet die Einstufung in eine der geologischen Untergrundklassen R , T oder S und in eine der Baugrundklassen A , B oder C . Die Baugrundklassen definieren die oberen Schichten des Baugrundes, während die geologischen Untergrundklassen die Schichten ab einer Tiefe von 30 m beschreiben [52]. Die Werte der Schwingungsdauern T_A , T_B , T_C und T_D werden nach DIN EN 1998-1/NA [52] als Kontrollperioden bezeichnet und sind in Tabelle NA.1 [52] aufgeführt. T_B beschreibt die untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung und T_C die zugehörige obere Grenze. η ist der Dämpfungskorrekturbeiwert nach Gleichung (3.6) in [44] mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung [44]. Das elastische Verschiebungsspektrum wird durch direkte Transformation des Beschleunigungsspektrums in Abhängigkeit von der Periode ermittelt [44].

Die Fähigkeit eines Tragwerks, Erdbebeneinwirkungen durch eine nichtlineare Antwort zu verringern, erlaubt in der Regel eine Bemessung für Kräfte, die geringer sind als diejenigen, die bei einer linearen elastischen Antwort auftreten würden. Um detaillierte nichtlineare Berechnungen für Bemessungszwecke zu vermeiden, wird das Energiedissipationsvermögen eines Bauwerks aufgrund des duktilen Verhaltens seiner Bauteile und/oder anderer Mechanismen berücksichtigt, indem eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines gegenüber dem elastischen Antwortspektrum reduzierten Antwortspektrums, das als *Bemessungsspektrum* oder *inelastisches Antwortspektrum* bezeichnet wird, durchgeführt wird. Diese Abminderung wird über den Verhaltensbeiwert q berücksichtigt. Die Werte des Verhaltensbeiwertes q sind ab-

hängig von Baustoff, Bauwerkstyp und Duktilitätsklasse. Für Stahlbetonbauten werden die Duktilitätsklassen DCL (low, niedrige Duktilität), DCM (medium, mittlere Duktilität) und DCH (high, hohe Duktilität) unterschieden. Die Maximalwerte der Verhaltensbeiwerte ergeben sich aus der Multiplikation von q_0 als Grundwert des Verhaltensbeiwertes in Abhängigkeit von Tragwerkstyp und Regelmäßigkeit im Aufriss gemäß Tabelle 5.1 [44] und k_w als Beiwert zur Berücksichtigung der vorherrschenden Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden nach Abschnitt 5.2.2.2(11) [44]. Der Verhaltensbeiwert ist bei Stahlbetontragwerken immer größer oder gleich 1,5 und kann bei mehrstöckigen, mehrschiffigen Rahmen oder Mischsystemen, bei denen Rahmen überwiegen, in der Duktilitätsklasse DCH bis zu 5,85 betragen. Die über den Verhaltensbeiwert q reduzierte Beschleunigung des Bemessungsspektrums wird mit S_d bezeichnet. [44]

Antwortspektren sind eine Darstellung der Erdbebeneinwirkung, die häufig für die Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand verwendet wird, beispielsweise in der Nachweisführung oder bei der Bestimmung des Performance Point (siehe Kapitel III.1.1.2).

Intensität

Die Intensität beschreibt die Auswirkungen eines Erdbebens auf Mensch, Bauwerk und Umwelt in einem bestimmten Gebiet. Makroseismische Intensitätsskalen können als empirisches Intensitätsmaß verwendet werden. Eine makroseismische Intensitätsskala ist eine qualitative Skala, welche die beobachteten Auswirkungen eines Erdbebens beschreibt und klassifiziert. Jede Skala besteht aus mehreren Intensitätsstufen, die in der Regel von *nicht spürbar* bis zu *Zerstörung* reichen und in römischen Ziffern ausgedrückt werden. Die Beschreibung der verschiedenen Stufen variiert je nach verwendeter makroseismischer Intensitätsskala. Als Beispiele für Intensitätsskalen sind hier die Mercalli-Cancani-Sieberg-Skala (MCS), die Modifizierte Mercalli-Skala (MM), die Medwedew-Sponheuer-Karnik-Skala (MSK) und die Europäische Makroseismische Skala (EMS) genannt. Die auf Beobachtungen basierende Methode weist den Vorteil auf, dass keine speziellen Messgeräte erforderlich sind, wodurch sie zu den ältesten Methoden zur Beschreibung von Erdbebenerschütterungen zählt. Es werden Daten darüber gesammelt, wie Menschen das Erdbeben wahrgenommen haben und welche Beobachtungen sie gemacht haben. Daraufhin wird dem Ort ein Intensitätswert zugeordnet. Ein einzelnes Erdbeben kann je nach Entfernung zum Epizentrum und lokalen Gegebenheiten an verschiedenen Orten unterschiedliche Intensitäten aufweisen. Die Intensität ist in der Regel höher, wenn sich der Ort näher am Epizentrum befindet. Ein Nachteil ergibt sich aus der Subjektivität durch die unterschiedliche Wahrnehmung der Menschen und der daraus resultierenden möglichen großen Diskrepanz zwischen verschiedenen Beobachtungen. Weiterhin sind makroseismische

Intensitätsskalen diskrete Messgrößen, bei denen die Abstände zwischen den Stufen nicht notwendigerweise gleich sind und die Zwischenwerte keine Bedeutung haben. Darüber hinaus ist die Umrechnung zwischen makroseismischen Intensitätsskalen und anderen Intensitätsmaßen mit zusätzlichen Unsicherheiten verbunden. Aufgrund der Nachteile diskreter makroseismischer Intensitätsskalen entwickelten Spence et al. [181] eine kontinuierliche parameterfreie Intensitätsskala, die als PSI oder Ψ bezeichnet wird. [157, 163]

Die Intensität ist keine direkte Darstellung der Erdbebeneinwirkung. Sie gibt vielmehr Aufschluss über die visuelle Beurteilung der Auswirkungen und Schäden, die zeigt, dass die Einwirkung den Widerstand überschritten hat. Die Intensität ist nicht objektiv und messbar und kann daher nicht direkt mit anderen Arten der Erdbebeneinwirkung verglichen werden. Allerdings lässt sich ein Zusammenhang zwischen den in der Intensität erfassten Schäden und den aufgetretenen Beschleunigungen herstellen. Dazu sind Kenntnisse über die Beschleunigungen erforderlich, die zu den jeweiligen Schäden führen. Aus der Intensität kann dann auf die Einwirkung des Erdbebens in Form von Spektralbeschleunigungen geschlossen werden.

Die drei vorgestellten Darstellungen der Erdbebeneinwirkung weisen unterschiedliche Vorzüge und Einsatzbereiche auf. Es besteht jedoch die Möglichkeit, sie miteinander in Beziehung zu setzen.

Erdbebenbeanspruchung

Nach DIN EN 1998-1 [44] stehen vier Berechnungsverfahren für die Erdbebenbeanspruchung zur Verfügung, die sich in lineare und nichtlineare Methoden unterteilen lassen. Zu den linearen Methoden zählen das *Vereinfachte Antwortspektrumverfahren* und das *Multimodale Antwortspektrumverfahren*, während die nichtlinearen Verfahren die *Nichtlineare statische (pushover) Berechnung* und die *Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsrechnung* umfassen.

Das *Vereinfachte Antwortspektrumverfahren* darf nur für Hochbauten verwendet werden, die die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss erfüllen und deren Schwingverhalten maßgeblich durch die erste Eigenform bestimmt wird, sodass Beiträge von höheren Eigenformen keinen wesentlichen Einfluss haben. [44, 138]

Die Erdbebeneinwirkung wird als horizontale statische Ersatzkraft abgebildet, deren Berechnung sich im Wesentlichen aus dem Produkt von Masse und Beschleunigung ergibt. Diese Ge-

sanfterdbebenkraft F_b in jeder horizontalen Richtung lässt sich nach folgender Formel II.1 [44] bestimmen:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{II.1})$$

S_d ist die Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 , wobei T_1 die Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung beschreibt. Die Gesamtmasse des Bauwerks m wird oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschosses bestimmt. λ ist ein Korrekturbeiwert mit $\lambda = 0,85$, wenn $T_1 \leq T_C$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat. Ansonsten gilt $\lambda = 1,0$. T_C ist die obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung im horizontalen elastischen Antwortspektrum (siehe Abschnitt *Erdbebeneinwirkung*). Der Korrekturbeiwert λ berücksichtigt, dass bei Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken nicht die gesamte Gebäudemasse durch die erste Eigenform aktiviert wird [138]. Die Bestimmung der Eigenschwingdauer T_1 darf auch vereinfacht erfolgen [44].

Die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b wird massen- und modalformproportional auf die einzelnen Geschosse verteilt. Dies ist in Abbildung II.2 (A) dargestellt.

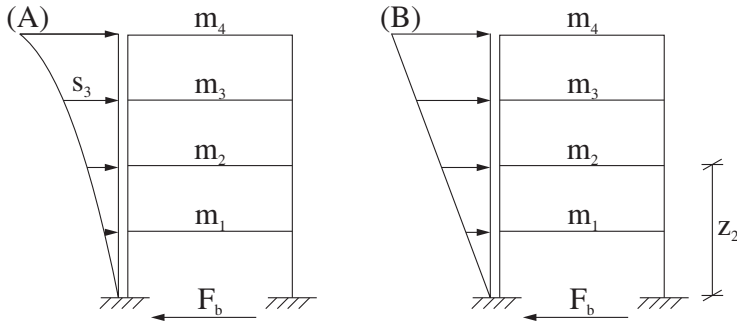


Abbildung II.2: Verteilung der horizontalen Gesamterdbebenkraft F_b auf die einzelnen Geschosse: modalformproportional (A) und höhenproportional (B)

Die am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft F_i ergibt sich anhand der Stockwerksmassen m_i , m_j und deren Verschiebungen s_i , s_j in der ersten Eigenform über die folgende Gleichung II.2 [44]:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum (s_j \cdot m_j)} \quad (\text{II.2})$$

Die erste Eigenform darf auch vereinfacht über Horizontalverschiebungen angenähert werden, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen (siehe Abbildung II.2 (B)). Dann berechnet sich die Horizontalkraft F_i anhand der Höhen z_i, z_j der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschosses) nach Gleichung II.3 [44]:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum (z_j \cdot m_j)} \quad (\text{II.3})$$

Diese Horizontalkräfte F_i pro Geschoss müssen unter Annahme der in ihrer Ebene starren Deckenscheiben auf die Aussteifungselemente als lastabtragende Bauteile verteilt werden. Zur Berücksichtigung von Torsionswirkungen werden die Beanspruchungen in den lastabtragenden Bauteilen mit einem definierten Beiwert erhöht [44].

Sind die Kriterien für das Vereinfachte Antwortspektrumverfahren nicht erfüllt, wird das *Multi-modale Antwortspektrumverfahren* verwendet. Dieses Verfahren nutzt die Tatsache aus, dass die Schwingungen elastischer Mehrmassenschwinger mithilfe der Modalanalyse auf Schwingungen voneinander unabhängiger Einmassenschwinger zurückgeführt werden können [138]. Dabei ist der Einfluss aller Eigenformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, für jede maßgebende Richtung zu berücksichtigen. Diese Bedingung kann als erfüllt angesehen werden, wenn die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks erreicht oder wenn alle Modalbeiträge berücksichtigt werden, deren effektive modale Massen größer als 5 % der Gesamtmasse sind. Sind beide Bedingungen nicht erfüllbar, bietet DIN EN 1998-1 [44] Formeln zur Berechnung der minimalen Anzahl zu berücksichtigender Modalbeiträge in Abhängigkeit von der Anzahl der Geschosse und der Periodendauern. [44]

Wenn die Eigenformen i und j als voneinander unabhängig betrachtet werden, was der Fall ist, wenn ihre Perioden T_i und T_j (mit $T_j \leq T_i$) die Bedingung $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ erfüllen, darf der Maximalwert der betrachteten seismischen Beanspruchungsgröße E_E (z. B. Kraft oder Verschiebung) aus den Einzelwerten der Beanspruchungsgröße E_{Ei} der jeweiligen Modalbeiträge i über die Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate (Gleichung II.4 [44]) berechnet werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (\text{II.4})$$

Sofern nicht alle Eigenformen als unabhängig voneinander betrachtet werden können, ist die Verwendung präziserer Verfahren zur Kombination der Modalbeiträge erforderlich, beispiels-

weise die Methode der vollständigen quadratischen Kombination. Zusätzlich sind wieder zufällige Torsionswirkungen zu berücksichtigen. [44]

Zu den nichtlinearen Verfahren zählen als statisches Verfahren die *Nichtlineare statische (pushover) Berechnung*, auch als *Pushover-Analyse* bezeichnet, und als dynamisches Verfahren die *Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsrechnung*. Im Rahmen dieser Verfahren ist es erforderlich, das für die linear-elastische Berechnung verwendete mathematische Modell um die Festigkeit und das Verhalten der tragenden Bauteile im nachlinearen Bereich zu erweitern [44]. Für die Kraft-Verformungs-Beziehungen der Elemente ist mindestens eine bilineare Approximation zu verwenden. Für Hochbauten aus Stahlbeton und Mauerwerk ist für die linear-elastische Steifigkeit der Kraft-Verformungs-Beziehung mit dem gerissenen Querschnitt zu rechnen [44]. Dies kann zu einem richtungsabhängigen Verhalten führen, sodass bei diesen Verfahren die Erdbebeneinwirkung sowohl in positiver als auch in negativer Richtung zu untersuchen ist [138].

Die *Pushover-Analyse* wird unter konstanten Vertikallasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt. Diese Berechnungen dienen nach DIN EN 1998-1 [44] sowohl der Auslegung von Neubauten als auch der Überprüfung des Tragverhaltens von Bestandsbauten. Je nach Regelmäßigkeit des Grundrisses sind räumliche oder ebene Modelle in die Hauptrichtungen zu verwenden. Bezüglich der Horizontalkräfte sind mindestens zwei vertikale Lastverteilungen zu untersuchen: (1) eine gleichmäßige Verteilung auf der Grundlage von massenproportionalen Horizontalkräften unabhängig von der Höhenlage (gleichmäßige Beschleunigungsantwort) und (2) eine modale Verteilung proportional zu den Horizontalkräften gemäß der Verteilung der linear-elastischen Berechnung in der betrachteten Richtung (nach Vereinfachtem Antwortspektrumverfahren oder Multimodalem Antwortspektrumverfahren).

Das Ergebnis der Berechnung ist die Pushover-Kurve, die die Gesamtschubkraft in Abhängigkeit von der Verschiebung eines Bezugspunkts (Kontrollknoten) darstellt. Die Berechnung ist mindestens bis zu einer Verschiebung des Kontrollknotens von 150 % der Zielverschiebung durchzuführen. Die Zielverschiebung ist die maximale (zu erwartende) Verschiebung bei einem bestimmten Erdbeben und stellt somit die normgemäße Anforderung an das Verformungsvermögen da. Der Erdbebennachweis ist erfüllt, wenn die auf den Kontrollknoten bezogene Verformungskapazität größer oder gleich der 1,5-fachen Zielverschiebung ist. Die Verformungskapazität bezeichnet diejenige Verformung, bei der nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit noch mindestens 80 % des maximalen Tragwerkswiderstands gemäß der Pushover-Kurve des Bauwerks vorhanden sind. [44, 52]

Für eine detaillierte Betrachtung der Pushover-Analyse sei auf Kapitel III.1.1.2 verwiesen.

Die *Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnung* ermittelt die Tragwerksantwort durch direkte numerische Integration der Bewegungsdifferentialgleichungen anhand von Beschleunigungszeitverläufen zur Erfassung der Bodenbewegungen [44]. Die Beschleunigungszeitverläufe können sowohl künstlich als auch aufgezeichnet oder simuliert sein. Die verwendeten Modelle der tragenden Bauteile müssen das Bauteilverhalten unter Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen im nichtlinearen Bereich beinhalten und die Energiedissipation in dem durch die Erdbebeneinwirkung zu erwartenden Verformungsbereich realitätsnah abbilden. Weiterhin ist die Durchführung von mindestens sieben nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen mit verschiedenen Beschleunigungszeitverläufen erforderlich, um den Mittelwert der Antwortgrößen als Bemessungswert verwenden zu können. Andernfalls ist der ungünstigste Fall zu berücksichtigen. [44]

II.2 Erdbebenschäden

In der jüngeren Vergangenheit haben Erdbeben wie beispielsweise in L'Aquila (Italien, 2009), Nurdagi (Türkei, 2023) und Al Haouz (Marokko, 2023) [64] zahlreiche Todesopfer gefordert und schwere Schäden an der Infrastruktur verursacht. Die Vorhersage, Vermeidung und Bewältigung von Erdbebenschäden bleibt auch in der Zukunft eine Herausforderung.

Zuverlässige Vorhersagen und Abschätzungen von Erdbebenschäden und des seismischen Verhaltens von Bauwerken spielen eine entscheidende Rolle in der seismischen Risikoanalyse. Die Bewertung des Erdbebenrisikos umfasst drei Hauptkomponenten: seismische Gefährdung, Exposition und seismische Vulnerabilität [177]. In dieser Dissertation liegt der Fokus auf der Vulnerabilität, welche die Verletzbarkeit eines Bauwerks beschreibt. Die Vulnerabilität lässt sich aus der Fragilität ableiten, welche die Schadensanfälligkeit eines Bauwerks bezeichnet. Die Fragilität ist sowohl von der Konstruktion und dem Material abhängig als auch im Verlauf der Lebensdauer eines Bauwerks veränderlich. Die Bewertung der Bauwerksfragilität stellt einen essenziellen Schritt dar, um das Tragverhalten und die Schäden eines Bauwerks vorab abzuschätzen und geeignete Vorsorgemaßnahmen zu ergreifen. Zudem ermöglicht sie eine erste Einschätzung der vorhandenen Schäden nach einem Erdbeben. Eine häufig verwendete Methode sind Fragilitätsfunktionen, die die Überschreitungswahrscheinlichkeiten für verschiedene definierte Schadensgrade bei einer bestimmten Intensität beschreiben. [38–40, 126, 163] Die Grundlagen der Fragilitätsfunktionen werden in Kapitel III.1.1 thematisiert.

Nach einem Erdbeben ist eine schnelle und zuverlässige Schadensbewertung für die effektive Planung von Rettungs- und Evakuierungsmaßnahmen sowie für den effizienten Einsatz der

begrenzten personellen und materiellen Ressourcen von entscheidender Bedeutung [137]. Eine präzise Einstufung der Schäden ist von großer Bedeutung für die Beurteilung der Stabilität und die Identifizierung von Mängeln, die bei Nach- und Folgebeben eine wichtige Rolle spielen [151, 186].

Erdbeben können vielfältige Schäden an Bauwerken verursachen. Neben bodendynamischen Effekten und sekundären Ereignissen liegen die Ursachen für die Schäden in der Konstruktionsweise der Gebäude. Beim Entwurf von erdbebengefährdeten Gebäuden sind daher wichtige Grundsätze zu beachten [13, 14, 44]. Die Leitprinzipien des Entwurfskonzepts nach DIN EN 1998-1:2010-12 [44] sind (a) konstruktive Einfachheit, (b) Regelmäßigkeit, Symmetrie und Redundanz, (c) bidirektionale Beanspruchbarkeit (Widerstand) und Steifigkeit, (d) Torsionsbeanspruchbarkeit und Torsionssteifigkeit, (e) Scheibenwirkung der Decken auf Geschossebene und (f) ausreichende Gründung. Diese Entwurfsgrundsätze werden für die Ausführung konkretisiert und beinhalten unter anderem Regeln zur Regelmäßigkeit in Grund- und Aufriss, zu kompakten Grundrissen, zur Verwendung gleichmäßig verteilter tragender Bauteile sowie symmetrischer und durchgehender Aussteifungselemente. Weiterhin ist darauf zu achten, dass große Ausmittigkeiten zwischen Masse und Steifigkeit vermieden werden. Zudem sollten ähnliche Beanspruchbarkeits- und Steifigkeitseigenschaften in beiden Hauptrichtungen gegeben sein. Außerdem ist eine hinreichende Steifigkeit und Widerstandsfähigkeit der Deckenscheiben zur Verteilung der Horizontalkräfte auf die vertikalen Bauteile sicherzustellen. Es ist darauf zu achten, dass unregelmäßige Mauerwerksausfachungen bei Rahmen vermieden werden und Gebäudeteile sowie Nachbargebäude durch Fugen getrennt werden. Weiterhin ist die Berücksichtigung nichttragender Bauteile, eine angepasste und ausreichende Duktilität sowie eine einheitliche Gründung mit Sicherstellung des Anschlusses an den Überbau von Relevanz. [13, 14, 44, 130, 144, 189]

Die Nichtbeachtung der genannten Entwurfsgrundsätze führt zu einer Vielzahl von Schadensbildern, darunter übermäßige Rissbildung und Abplatzungen, starke Schiefstellungen, Versagen weicher Geschosse, Versagen von Ausfachungen, Mechanismus der kurzen Stützen, Zusammenstoß benachbarter Gebäude und Herabfallen von nichttragenden Bauteilen [13, 130, 189, 194]. Die auftretenden Erdbebenschäden werden in Kapitel IV detailliert beschrieben und klassifiziert.

II.3 Konzept zur Abschätzung und Klassifizierung von Erdbebenschäden

Bislang erfolgt die Bewertung von durch Erdbeben verursachten Schäden in der Regel manuell durch erfahrene Ingenieure als Experten vor Ort, was einen erheblichen Zeit- und Personalaufwand erfordert. Gleichzeitig müssen Rettungs- und Evakuierungsmaßnahmen sofort eingeleitet werden, um möglichst effektiv zu sein. Darüber hinaus fehlen häufig flächendeckende Erstinformationen über die Schadenslage unmittelbar nach der Katastrophe, was die effektive Verteilung der verfügbaren Ressourcen behindert [137]. Sofern Schadensinformationen vorhanden sind, werden diese in der Regel nicht öffentlich zugänglich gemacht, sodass sie den verschiedenen Einsatzkräften nicht zur Verfügung stehen.

Bestehende Ansätze zur Erfassung und Beurteilung der Erdbebenschäden konzentrieren sich häufig auf die Entwicklung einzelner Schadensbewertungsmethoden, wobei die Synergien vernachlässigt werden, die sich aus der Kombination mehrerer Methoden aus unterschiedlichen Disziplinen zu einem umfassenden, ganzheitlichen Konzept mit definierten Schnittstellen ergeben. Die erfolgreiche Entwicklung und Anwendung sinnvoller Forschungsansätze kann nur durch die Einbeziehung von Anwendern, die Stärkung der Rolle nicht-akademischer Akteure und die Überwindung der Wissenslücken zwischen verschiedenen Ebenen und Institutionen erreicht werden. Transdisziplinäre Ansätze ermöglichen es Wissenschaftlern, Anwendern und Interessenvertretern, bei der gemeinsamen Gestaltung zusammenzuarbeiten, wobei die Ergebnisse sowohl in die Forschung als auch in die Praxis einfließen. Transdisziplinäre Forschungskonzepte, die Anwender und Interessengruppen von Anfang an einbeziehen, können somit die Integration ihres Fachwissens in das entwickelte Konzept wirksam unterstützen und dessen Akzeptanz in der Praxis erhöhen. [73, 147, 148]

Um diese Lücke zu schließen, besteht ein Bedarf an öffentlich verfügbaren trans- und interdisziplinären Ansätzen, die Methoden aus verschiedenen Disziplinen zur schnellen und zuverlässigen Bewertung der Schadenslage nach einer Naturkatastrophe kombinieren. Dies ermöglicht es den Rettungskräften, geeignete Maßnahmen fundiert einzuleiten und die personellen sowie materiellen Ressourcen effektiv einzusetzen. Daher wird nachfolgend ein trans- und interdisziplinäres Konzept (Abbildung II.3) vorgestellt, welches die Stärken von Ingenieurfachwissen, automatisierten Berechnungsmethoden und Crowdsourcing für eine zeitnahe und zuverlässige Schadensbewertung kombiniert [105]. Interessenvertreter und Anwender sind von Anfang an in die Entwicklung des Konzepts eingebunden und bringen ihr Wissen, ihre Erfahrung und ihre Anforderungen ein. Das Konzept ist derart aufgebaut, dass es iterativ angepasst werden kann,

um den spezifischen Bedürfnissen der Anwender gerecht zu werden und eine einfache Nutzung im Katastrophenfall zu ermöglichen.

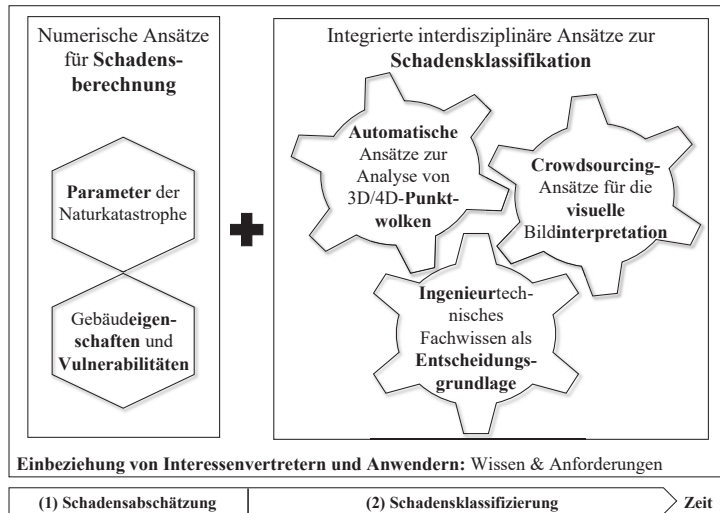


Abbildung II.3: Allgemeines trans- und interdisziplinäres Konzept zur Schadensabschätzung und -klassifizierung nach einer Naturkatastrophe, um zeitnahe, verlässliche und detaillierte Informationen über Gebäudeschäden zu erhalten und um begrenzte personelle und materielle Ressourcen gezielt einsetzen zu können (nach [105])

Dieses entwickelte trans- und interdisziplinäre Konzept (Abbildung II.3) umfasst zwei Phasen der Schadensbeurteilung: In den ersten Stunden nach dem Ereignis ist eine erste zeitnahe Gesamtbewertung der Schäden erforderlich. Daher werden in einem ersten Schritt Schadensabschätzungen auf Basis von Naturkatastrophenparametern sowie Gebäudeeigenschaften und deren Vulnerabilitäten mit numerischen Ansätzen berechnet. An diese Schadensberechnung schließt sich als zweite Phase eine Klassifizierung der Schäden nach dem Ereignis an, sobald neu gewonnene Schadensdaten zur Verfügung stehen. Dies wird durch ein integriertes interdisziplinäres Paket von Ansätzen realisiert: Automatische Ansätze zur 3D/4D-Punktwolkenanalyse werden mit Crowdsourcing-Ansätzen zur visuellen Bildinterpretation kombiniert, um eine verbesserte Schadenseinschätzung zu erhalten. Beide Ansätze integrieren ingenieurwissenschaftliches Fachwissen als Entscheidungsgrundlage für die Klassifizierung in definierte Schadensgrade.

Dieses allgemeine Konzept kombiniert komplementäre Methoden zur Schadensbewertung und kann auf verschiedene Arten von Naturkatastrophen angewendet werden. Im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) [106, 195, 197] wurde das allgemeine Konzept (Abbildung II.3) in eine spezifische Implementierung für den

Anwendungsfall Erdbeben (Abbildung II.4) umgesetzt. Die daraus resultierende Open-Source-Software des LOKI-Prototypen ist frei verfügbar [108, 109]. Das LOKI-System hat das Ziel, eine effiziente und rechtzeitige Schadensbewertung zu ermöglichen, die Zuverlässigkeit der Schadensinformationen zu verbessern, vorhandene Ressourcen und Einsatzkräfte gezielt einzusetzen, rechtzeitige Sanierungsmaßnahmen zu ermöglichen und längerfristige Schäden nach einem Erdbeben zu verringern.

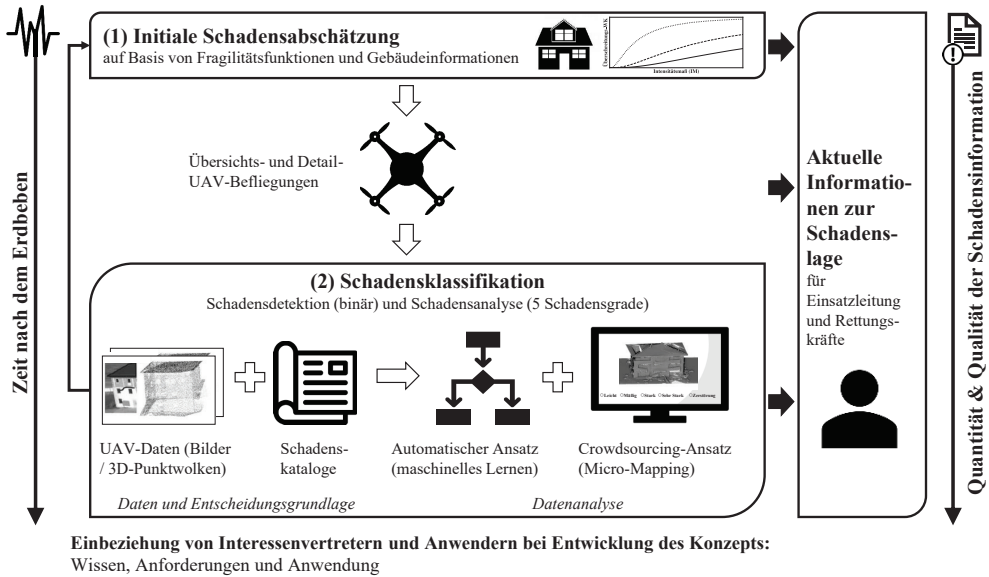


Abbildung II.4: Spezifische Implementierung des trans- und interdisziplinären Konzepts für den Anwendungsfall Erdbeben, die Informationen über Gebäudeschäden auf der Grundlage von Schadensabschätzungen und -klassifizierungen durch die Kombination verschiedener Methoden liefert (nach [105])

Im ersten Schritt (1) wird eine Schadensverteilung im betroffenen Gebiet auf der Grundlage von Fragilitätsfunktionen abgeschätzt (Abbildung II.4). Diese Schadensabschätzungen liefern zeitnahe Informationen in den ersten Stunden nach dem Erdbeben, was für die Unterstützung sofortiger Rettungsmaßnahmen von entscheidender Bedeutung ist. Fragilitätsfunktionen für verschiedene Gebäudeklassen [23, 176] können im Voraus entwickelt und bereitgestellt werden [38–40, 126, 163]. Sobald die spezifischen seismischen Parameter, wie die Bodenbewegungen, des aktuellen Ereignisses bekannt sind, kann die Schadensabschätzung anhand der verfügbaren Gebäudeinformationen vorgenommen werden. Die Schadensabschätzung kann durch die Anwendung einer Schadensklassifizierung, welche auf der Grundlage der neu erhobenen Gebäudeschadensdaten basiert, verbessert werden. Diese Klassifizierung ist insbesondere

für langfristige Rettungsmaßnahmen wie Notunterkünfte und die Bewertung der Stabilität sowie Sanierungs- oder Abbruchmaßnahmen von Bedeutung. Dazu werden unbemannte Luftfahrzeuge (UAVs) eingesetzt, die sowohl bei Übersichts- als auch bei Detailflügen Aufnahmen des gesamten Gebiets und einzelner Gebäude machen. Die von diesen UAVs gesammelten Daten in Form von Bildmaterial und 3D-Punktwolken bilden zusammen mit Schadenskatalogen als Entscheidungsgrundlage den Input für den zweiten Schritt (2) (Abbildung II.4). Schadenskataloge unterstützen die Schadensklassifizierung in verschiedene Schadensgrade unter Berücksichtigung unterschiedlicher Baumaterialien. Diese Kataloge umfassen sowohl materialspezifische als auch globale Merkmale, bestehend aus detaillierten Beschreibungen, spezifischen Grenzwerten und illustrativen Bildern. Die Schadenskataloge dienen als Entscheidungsgrundlage und Logik und integrieren Fachwissen in den Prozess der Schadensklassifizierung. Die zugehörige Datenanalyse umfasst zwei Komponenten: die binäre Schadensdetektion, welche zwischen Schaden und keinem Schaden unterscheidet, sowie die detaillierte Schadensanalyse, welche die Gebäude in fünf Schadensgrade einteilt. Ein schneller Weg, um Informationen über schwere Schäden zu erhalten, ist die Analyse von 3D-Punktwolken, beispielsweise aus der Photogrammetrie oder LiDAR (Light Detection and Ranging), unter Verwendung automatisierter Ansätze [184]. Abgesehen von der binären Schadenserkennung (Schaden versus kein Schaden) stellt die Bewertung verschiedener Schadensgrade aufgrund der Vielzahl möglicher Schadensmerkmale und der Notwendigkeit, zwischen den Schadensgraden zu unterscheiden, eine Herausforderung für automatische Ansätze dar [96]. Darüber hinaus kann das Crowdsourcing genutzt werden, indem Freiwillige zur Interpretation der Schäden anhand von Bilddaten herangezogen werden. Die menschliche Fähigkeit, sowohl große Flächen zu scannen als auch Details zu erkennen und zu bewerten, kann genutzt werden, um Schäden für alle Schadensgrade zu klassifizieren. Der vorgestellte Ansatz vereint die Stärken von automatischen, auf maschinellem Lernen basierenden Ansätzen, welche eine hohe Geschwindigkeit und Objektivität aufweisen, mit denen von Crowdsourcing-Ansätzen, welche die menschlichen visuellen Fähigkeiten zur Bearbeitung einfacher Aufgaben nutzen.

Die folgende Sequenz von Ereignissen ist sowohl zeitlich als auch konzeptionell denkbar: Ausgehend von Gebieten, die durch die initiale Schadensabschätzung mit Fragilitätsfunktionen als potenziell stark beschädigt identifiziert wurden, werden UAV-Übersichtsflüge initiiert. Die bei diesen Flügen gesammelten Daten werden in automatischen maschinellen Lernverfahren zur Schadensdetektion verwendet, die eine binäre Unterscheidung zwischen vorhandenen und nicht vorhandenen Schäden ermöglicht. Vordefinierte oder benutzerdefinierte Gebäude mit Schäden und/oder von großer Bedeutung werden während detaillierter UAV-Flüge erfasst. Dies stellt die Grundlage für die anschließende Klassifizierung der Schäden in fünf Schadensgrade mithilfe

automatischer Ansätze dar. In Fällen, in denen Bilder oder Gebäude mit geringer Genauigkeit klassifiziert werden, erfolgt eine weitere Bewertung mithilfe eines Crowdsourcing-Ansatzes. Freiwillige klassifizieren die Schäden sowohl für die binäre Schadensdetektion als auch für die Schadensanalyse in fünf Schadensgrade. Die Klassifizierung erfolgt in kleinen, einfachen Aufgaben. Die gewonnenen Informationen können als Trainingsdaten für automatische Modelle des maschinellen Lernens verwendet werden, um die Effizienz zu verbessern. Bilder, die von Freiwilligen nicht zuverlässig klassifiziert werden können, werden zur Bewertung an Experten weitergeleitet. Die Arbeit der Experten wird durch die Hilfe der Freiwilligen auf schwierige und spezielle Fälle reduziert. Die Anwendung beider Klassifizierungsmethoden erfordert die Integration von ingenieurwissenschaftlichem Fachwissen über Erdbebenschäden. Dazu werden detaillierte und differenzierte Informationen über die Schadensgrade in die innovativen Methoden der automatischen 3D-Punktwolkenanalyse und des Crowdsourcing integriert. Dies wird durch die starke Kopplung dieser Methoden an Schadenskataloge als Entscheidungsgrundlage für die Klassifikationsaufgaben realisiert.

In dem vorgestellten Ansatz nehmen sowohl die Quantität als auch die Qualität der schadensbezogenen Informationen mit der Zeit zu (siehe Abbildung II.4). Die Analyse der UAV-Daten sowie die Ergebnisse der Schadensklassifizierung liefern neue Informationen, welche die Schadensinformationslage iterativ verbessern und somit die Unterstützung der lokalen Rettungskräfte optimieren. Alle Informationen zur Schadenslage, wie Schadensabschätzungen, UAV-Daten und Klassifizierungsergebnisse, werden der Einsatzleitung und den Rettungskräften während des gesamten Prozesses zur Verfügung gestellt. So können sie ihre Einsätze strategisch und effektiv auf Basis aktueller Informationen planen. Dies erleichtert auch die Priorisierung bestimmter Gebiete und Gebäude für UAV-Flüge und Schadensklassifizierung.

Die Einbeziehung von Interessenvertretern und Anwendern in die Entwicklung des Konzepts ist von entscheidender Bedeutung, da ihr Wissen und ihre Anforderungen sicherstellen, dass die entwickelten Methoden für die Integration in den operativen Einsatz geeignet sind. Die Interessenvertreter und Anwender wurden von Anfang an durch Treffen, Umfragen und Interviews in die Entwicklung einbezogen. Nachfolgende Treffen wurden genutzt, um das Konzept und die zugehörigen Komponenten zu präsentieren und zu diskutieren. Im Anschluss wurden die Komponenten auf Basis der Rückmeldungen angepasst. Zudem beteiligten sich die Teilnehmer aktiv an Pilotstudien zu verschiedenen Komponenten. Im Rahmen eines abschließenden Workshops wurde der Entwicklungsstand des Prototyps innerhalb des LOKI-Systems erörtert. Es wurden sowohl kurz- als auch langfristige Perspektiven für die künftige Entwicklung des Systems und die Integration der Module in die Systeme der Anwender aufgezeigt.

Die Integration und Kombination von komplementären Methoden und Wissen aus verschie-

denen Disziplinen verringert die Einschränkungen einzelner Methoden und verbessert die Zuverlässigkeit der bereitgestellten aktuellen Schadensinformationen. Die Berechnung der Schadensverteilung erfolgt schnell und die Fragilitätsfunktionen können bereits vor dem Erdbebenereignis bereitgestellt werden. Die Fragilitätsfunktionen beruhen jedoch auf bestimmten Annahmen und sind meist für Gebäudeklassen, das heißt einer allgemeinen Gruppierung von Gebäuden mit ähnlichen Eigenschaften, die jedoch unterschiedliche Attribute aufweisen können, anstatt für spezifische Gebäude entwickelt. Die Variabilität der einer Klasse zugeordneten Gebäudeattribute und Unsicherheiten in den Bodenerschütterungsintensitäten können daher zu Ungenauigkeiten führen [165]. Die Analyse von realen Schadensdaten ermöglicht eine höhere Genauigkeit der Schadensklassifizierung. UAVs liefern hierfür schnelle, objektive und detaillierte Daten aus mehreren Perspektiven. Die automatische Auswertung dieser Daten erlaubt die Bereitstellung einer Vielzahl an Informationen in kurzer Zeit. Während geringe Schäden wie Risse in UAV-Punktwolken nicht erkannt werden können, ist das menschliche Auge in der Lage, Details und leichte Schäden zu interpretieren, auch wenn die Klassifizierung mehr Zeit in Anspruch nimmt. Die Einbeziehung einer großen Gruppe von Freiwilligen reduziert den Zeitaufwand erheblich und entlastet gleichzeitig die Experten. Die Kombination von automatischen Ansätzen und Crowdsourcing-Ansätzen ermöglicht somit die Klassifizierung von leichten Schäden bis zur Zerstörung. Es ist jedoch unerlässlich, diese Klassifizierungsansätze mit einer formalisierten Entscheidungsgrundlage für die Schadensklassifizierung durch das Erdbebeningenieurwesen zu koppeln. Nur mit einer klar definierten ingenieurtechnischen Grundlage, die auf einem guten Verständnis von Schäden und den damit verbundenen Mustern und charakteristischen Merkmalen beruht, kann das System eine angemessene Unterstützung für Rettungsmaßnahmen und die Bewertung der strukturellen Integrität von Gebäuden bieten. Das vorgestellte trans- und interdisziplinäre Konzept umfasst (a) die Entwicklung neuartiger Ansätze und Methoden als Komponenten, die einen bedeutenden Beitrag zur Forschung innerhalb und über die Grenzen von Disziplinen hinweg leisten, (b) die Kombination von Methoden zur Erzielung relevanter Ergebnisse, (c) vollständig definierte Schnittstellen zwischen allen Komponenten für den Datenfluss von der Erfassung bis zur Analyse, (d) die Implementierung als vollständig offenes und frei verfügbares System und (e) die Einbindung von Interessengruppen und Anwendern in den Entwicklungsprozess des Konzepts. [105]

Die Implementierung als vollständig offenes System bietet eine Vielzahl von Vorteilen. Dazu zählen insbesondere die Interoperabilität durch offene Standards und Schnittstellen sowie die Offenheit für Innovationen und Erweiterungen durch neue Module und Methoden. Durch die Beteiligung der Gemeinschaft und Beiträge von Nutzern wird Nutzerfeedback generiert und eine schnellere Identifizierung von Problemen ermöglicht. Die Transparenz der Funktionalität

fördert die Akzeptanz in den Anwendergemeinschaften. Zudem werden Lizenzgebühren sowie Abhängigkeiten von proprietärer Software und Herstellern vermieden. Behörden in gefährdeten Regionen mit geringen Ressourcen können ebenfalls partizipieren und profitieren.

Zur Realisierung des vorgestellten Konzepts, welches die Bereitstellung schneller und zuverlässiger Informationen zur Schadenslage nach einem Erdbeben zum Ziel hat, sind folgende Komponenten und deren Interaktion erforderlich:

- Ein Expositionsmodell des gefährdeten oder zu untersuchenden Gebiets, welches Informationen auf Ebene der einzelnen Gebäude enthält, wie unter anderem Material, Anzahl der Stockwerke, Tragstruktur und Baujahr
- Vorhandene **Fragilitätskurven** der im Expositionsmodell enthaltenen Gebäude(klassen), die die Anfälligkeit der Gebäude(klassen) gegenüber Erdbeben beschreiben
- Eine zeitnahe Bereitstellung von detaillierten Aufnahmen der Gebäudeschäden nach dem Erdbeben, durch beispielsweise UAV-Aufnahmen
- Eine zuverlässige **Klassifizierung der Schäden**
 - auf Basis einer Entscheidungsgrundlage, die mögliche Schadensmuster und die korrekte Zuordnung zu verschiedenen Schadensgraden umfasst, und
 - durch innovative Methoden, die anhand von Datenanalysen eine schnelle, präzise und zuverlässige Schadensdetektion und -klassifikation ermöglichen
- Ein benutzerfreundliches System, das durch die aktive Mitwirkung der Anwender entwickelt wird und sich in bestehende Systeme der Anwender integrieren lässt.

Im Rahmen dieser Dissertation werden zwei der für das beschriebene Ziel benötigten Komponenten behandelt. Einerseits wird ein neuer Ansatz für Fragilitätskurven entwickelt, um die Schäden möglichst zuverlässig abzuschätzen zu können (Kapitel III.1.2). Andererseits werden Schadenskataloge zur detaillierten Schadensklassifizierung entwickelt, die mögliche Schäden und zugehörige Schadensgrade für unterschiedliche Materialien enthalten (Kapitel IV.1.2). Diese Schadenskataloge bilden die Entscheidungsgrundlage für die automatische sowie die Crowdsourcing-basierte Klassifizierung (Kapitel IV.2). Die Interdisziplinarität nimmt für das gesamte Konzept eine bedeutende Rolle ein, was sich auch in dieser Dissertation widerspiegelt. Die weiteren Bestandteile sind für das Konzept erforderlich und dienen teilweise als Input für die vorgestellten Komponenten, werden hier jedoch nicht weiter thematisiert.

III Fragilitätskurven

III.1 Fragilitätskurven zur Abschätzung von Erdbebenschäden

In diesem Kapitel werden Fragilitätskurven als Methode zur Abschätzung von Erdbebenschäden vorgestellt. Diese sind Teil des in Kapitel II.3 beschriebenen trans- und interdisziplinären Ansatzes zur Schadensbewertung im Erdbebenfall. In Kapitel III.1.1 wird der Stand der Forschung hinsichtlich bestehender Ansätze zur Entwicklung von Fragilitätsfunktionen dargestellt. Der im Kapitel III.1.2 vorgestellte eigene multiskalare Ansatz zur Entwicklung von Fragilitätskurven basiert auf den Veröffentlichungen [102, 104] der Autorin mit Überarbeitungen.

III.1.1 Ansätze zur Entwicklung von Fragilitätsfunktionen

Fragilitätsfunktionen beschreiben die Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens eines definierten Schadensgrades in Abhängigkeit von der Intensität der Bodenbewegung. Sie sind damit ein wichtiges Instrument zur Modellierung seismischer Risiken und Verluste. Der Begriff *Fragilitätsfunktion* beschreibt das mathematische Modell, während die *Fragilitätskurve* die grafische Darstellung dieser Funktion ist. [38, 40, 66, 110, 124–126, 130, 136, 157, 163] Während Fragilitätsfunktionen Schadensgrade beschreiben, beschreiben Vulnerabilitätsfunktionen die Wahrscheinlichkeit von Verlusten, beispielsweise soziale oder wirtschaftliche Verluste, bei einer bestimmten Erdbebenintensität. Vulnerabilitätsfunktionen lassen sich aus Fragilitätsfunktionen über Konsequenzfunktionen ableiten, welche die Wahrscheinlichkeit eines Verlustes bei einem bestimmten Schaden oder Verhalten (z. B. Einsturz) beschreiben [38, 53, 59, 126, 163].

III.1.1.1 Arten von Fragilitätsfunktionen

Für die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen existieren vier verbreitete Methoden: empirisch, expertenbasiert, analytisch und hybrid. [124, 136, 163]

Empirische Fragilitätsfunktionen werden auf der Grundlage von Statistiken über beobachtete Schäden vergangener Erdbeben für verschiedene Gebäudetypologien abgeleitet. Hierzu werden beispielsweise aufgezeichnete Schadensdokumentationen historischer Erdbeben sowie Erhebungen nach einem Erdbeben herangezogen. Die dokumentierten Schäden basieren zu meist auf einer makroseismischen Intensitätsskala. Im Anschluss an die Wahl eines Maßes für die Intensität des Erdbebens sowie der zugehörigen Stufen erfolgt die Auswahl eines statistischen Modells für die Fragilitätskurven. Dieser Prozess wird für verschiedene Intensitätsmaße iteriert und validiert. Die Verwendung von Beobachtungsdaten stellt die realistischste Methode zur Modellierung der Fragilität dar, da die gesamte Variabilität in Tragstruktur und Tragfähigkeit der betroffenen Gebäude sowie in der Boden-Bauwerk-Interaktion berücksichtigt wird. Die Unvollständigkeit und die Mängel in den Erhebungsbögen sowie die Fehler bei der Nachbearbeitung der Daten können jedoch zu einer beträchtlichen Verkleinerung der Datenbank führen. Darüber hinaus werden unbeschädigte Gebäude nach einem Erdbeben oftmals nicht erfasst, sodass die Gesamtzahl der Gebäude, die für die Ableitung der Funktionen verwendet wird, mit großer Unsicherheit behaftet ist. Weiterhin haben diese Kurven den Nachteil, dass sie für eine bestimmte Region mit spezifischen Gebäuden abgeleitet werden. Außerdem besteht häufig eine Unsicherheit über die Stärke der Bodenerschütterung, der die Gebäude ausgesetzt waren. Der empirische Ansatz findet insbesondere Anwendung bei der schnellen Bewertung der Sicherheit von Bauwerken nach einem Erdbeben oder bei der detaillierten Bewertung von Schäden an kleinen Stichproben von Gebäuden. Empirische Fragilitätskurven, die unterschiedliche makroseismische Intensitätsskalen verwenden, sind nicht direkt vergleichbar. [124, 157, 163]

Expertenbasierte Fragilitätsfunktionen beruhen auf dem Urteil und der Einschätzung von Experten, die den mittleren Schaden oder die mittlere Schadenswahrscheinlichkeit für verschiedene Bauwerkstypen und Erdbebenstärken abschätzen. Die Ergebnisse beschreiben qualitativ den Anteil der Gebäude, die einen bestimmten Schadensgrad für verschiedene Intensitäten erfahren. Die Fragilitätsfunktionen werden daher häufig in Form von Schadenswahrscheinlichkeitsmatrizen und mittleren Schadenswerten ausgedrückt. Diese Methode ist nicht auf eine begrenzte Menge oder Qualität von Schadensdaten und -statistiken beschränkt. Die Ergebnisse hängen jedoch eng mit der individuellen Erfahrung der befragten Experten zusammen. [124, 163]

Obgleich die Einbeziehung von tatsächlichen Schadensdaten und Expertenerfahrungen aus vergangenen Erdbebenereignissen lediglich bei den beiden bisher beschriebenen Ansätzen

möglich ist, findet in der Regel die analytische Ableitung von Fragilitätsfunktionen Anwendung, sofern die Rechenkapazität nicht der begrenzende Faktor ist. Beim analytischen Ansatz werden Bauwerke mit unterschiedlichen Material- und Geometrieeigenschaften modelliert und für eine Reihe von Erdbebenintensitäten analysiert. Zur Verringerung des Rechenaufwands werden häufig vereinfachte analytische Modelle verwendet, die eine große Anzahl von Analysen ermöglichen, sodass die verschiedenen Unsicherheiten angemessen modelliert werden können. Dennoch kann die Variabilität bei der Definition der tragenden und nichttragenden Elemente des Modells die Analyseergebnisse erheblich beeinträchtigen. Eine hohe Ähnlichkeit zwischen Modell und realem Bauwerk hängt von den Möglichkeiten der Modellierung ab, ist aber von entscheidender Bedeutung für die Zuverlässigkeit der Ergebnisse. Die analytischen Untersuchungen können in zwei Unterklassen unterteilt werden: die nichtlineare statische Pushover-Analyse und die nichtlineare dynamische Zeitverlaufsrechnung (siehe Kapitel II.1). Nach der Modellierung und der Schadensanalyse des Tragwerks erfolgt eine statistische Auswertung zur Ableitung analytischer Fragilitätsfunktionen. [124, 163]

Die hybride Methode kombiniert beliebige zwei der beschriebenen Ansätze.. Ziel der Kombination ist es, das Fehlen von Beobachtungsdaten, die Unzulänglichkeiten von Strukturmodellen und die Subjektivität von Expertenmeinungen auszugleichen. [163]

III.1.1.2 Analytische Fragilitätsfunktionen

Im Folgenden wird der Fokus auf die analytischen Fragilitätsfunktionen gelegt. Für die Entwicklung der Fragilitätsfunktionen sind die Berechnungsmethode, das Intensitätsmaß und die Schadensgrade von entscheidender Bedeutung, die nachfolgend thematisiert werden. Im Anschluss folgt eine Darlegung der allgemeinen Vorgehensweise zur Erstellung von analytischen Fragilitätskurven. Weiterhin werden bereits bestehende Fragilitätskurven vorgestellt.

Berechnungsmethoden

Ein Bauwerk ist hinsichtlich seiner Erdbeben Tragfähigkeit numerisch zu untersuchen. Dazu stehen die vier Berechnungsmethoden zur Verfügung, die in Kapitel II.1, Abschnitt *Erdbebenbeanspruchung*, beschrieben sind.

Die Präzision bei der Entwicklung der Fragilitätsfunktionen ist in hohem Maße von der Qualität der Strukturanalyse abhängig, um das tatsächliche Verhalten des Bauwerks adäquat abbilden zu können. Daher ist der Einsatz nichtlinearer Materialansätze zu bevorzugen, sodass in der Regel die beiden nichtlinearen Verfahren zum Einsatz kommen: die *statische Pushover-Analyse*

aufgrund ihrer Einfachheit oder die *dynamische Zeitverlaufsberechnung* aufgrund ihrer Genauigkeit. [28, 124]

Die *Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsberechnung* stellt die präziseste Methode zur Erfassung des Verhaltens von Bauwerken über die elastische Kapazität hinaus dar. Die Erdbebenbelastung wird in Form einer ausreichend großen Anzahl von Beschleunigungszeitverläufen als Anregung am Fußpunkt des Modells aufgebracht. Häufig findet die Inkrementelle dynamische Analyse (Incremental Dynamic Analysis, IDA) Anwendung, um eine Vielzahl von dynamischen Zeitverlaufsberechnungen durchzuführen. Die Methode umfasst eine Reihe von Analysen der Strukturantwort für eine Vielzahl von Beschleunigungszeitverläufen mit kontinuierlicher Intensitätssteigerung, um den gesamten Bereich vom elastischen Verhalten bis zum Kollaps der Struktur abzudecken. IDA verwendet eine große Anzahl nichtlinearer Simulationen, um die Einhüllende der Kapazitätskurve zu ermitteln. Dies ermöglicht eine genaue Quantifizierung der Unsicherheiten, die mit der Variabilität der Aufzeichnungen verbunden sind. Allerdings hängt die Genauigkeit der Antwort von der angemessenen Komplexität des Modells ab. Zu den Hauptnachteilen der nichtlinearen dynamischen Zeitverlaufsberechnung gehören die Abhängigkeit der erzielten Ergebnisse von den Eigenschaften der gewählten seismischen Zeitverläufe, die höhere Komplexität und der höhere Rechen- und Zeitaufwand, die erheblichen Anforderungen an die Modellierungskenntnisse sowie das Auftreten numerisch instabiler Lösungen. [40, 124, 125]

Die *Nichtlineare statische Pushover-Analyse* erweist sich aufgrund ihrer Einfachheit und Schnelligkeit als geeignete Alternative, die ebenfalls eine angemessene und ausreichende Genauigkeit liefern kann. Die aus der Analyse resultierende Pushover-Kurve beschreibt das globale seismische Verhalten durch eine Beziehung zwischen der Gesamtschubkraft und der Verschiebung eines Kontrollknotens. Die sorgfältige Wahl der Position des Kontrollknotens ist von entscheidender Bedeutung, da sie einen signifikanten Einfluss auf die erzielten Ergebnisse hat [138]. Der Kontrollknoten sollte in der obersten Ebene des Gebäudes und in der Nähe des Massenschwerpunkts liegen, um die Verschiebung des gesamten Gebäudes zu repräsentieren. Die Pushover-Kurve wird durch eine sukzessive Belastung des Gebäudemodells ermittelt. Unter konstanten vertikalen Lasten werden Horizontalkräfte oder Horizontalverschiebungen, die über die Höhe des Gebäudes verteilt sind, schrittweise monoton gesteigert. Bei der konventionellen Pushover-Analyse wird eine gleichmäßig, linear oder modal über die Höhe verteilte horizontale Lastverteilung verwendet. Nach DIN EN 1998-1 [44] sind mindestens zwei unterschiedliche Lastverteilungen erforderlich (siehe Kapitel II.1). Am Anfang der Belastung ähneln die Erdbebenkräfte im elastischen Zustand eher einer modalformproportionalen Lastverteilung, während im nichtlinearen Bereich bei der Ausbildung eines weichen Erdgeschosses eine gleichmäßige

Lastverteilung vorliegt [138]. Insbesondere bei Gebäuden mit unregelmäßiger Steifigkeitsverteilung im Grundriss oder über die Höhe kann die Horizontallastverteilung einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit haben [29]. Bei der adaptiven Pushover-Analyse ändert sich die horizontale Lastverteilung in jedem Schritt entsprechend der Änderung der modalen Eigenschaften des Tragwerks. Nach der Pushover-Analyse müssen die Pushover-Kurven noch mit den Beschleunigungszeitverläufen verknüpft werden, was im Abschnitt *Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven* beschrieben ist. Die Pushover-Analyse stellt folglich ein wertvolles Instrument für eine Vielzahl von Berechnungen dar, da der Rechenaufwand gering und die numerische Stabilität hoch ist. Die Methode eignet sich insbesondere für Tragwerke mit einer gleichmäßigen Verteilung von Steifigkeit und Masse, bei denen der Einfluss höherer Eigenformen eine untergeordnete Rolle spielt. Für unregelmäßige Tragwerke ist ihre Anwendbarkeit jedoch eingeschränkt. Die dynamischen Effekte der Erdbebeneinwirkung werden nicht direkt berücksichtigt, sodass für die Beurteilung des Verhaltens unter Erdbebeneinwirkung nachgelagerte Verfahren erforderlich sind. [40, 44, 124, 125] Aufgrund der beschriebenen Vorteile wird im Rahmen dieser Dissertation die Pushover-Analyse verwendet.

Intensitätsmaße

Wie bereits erläutert, definieren Fragilitätsfunktionen die Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens eines Schadensgrades in Abhängigkeit von einem Intensitätsmaß (IM) der Bodenbewegung. Für die Fragilitätskurven kann die Stärke der Bodenbewegung durch verschiedene Intensitätsmaße (IM) beschrieben werden, die sich in zwei Hauptklassen unterteilen lassen: empirisch und instrumentell [163].

Zu den empirischen Intensitätsmaßen gehören die makroseismischen Intensitätsskalen, deren Erläuterung sich in Kapitel II.1, Abschnitt *Intensität*, findet. Diese kategorisieren die Auswirkungen eines Erdbebens auf Mensch, Bauwerk und Umwelt in einem bestimmten Gebiet. Empirische Intensitätsmaße werden in der Regel für empirische Fragilitätskurven, jedoch selten für analytische Fragilitätskurven verwendet, da sie subjektiv und diskret sind.

Die instrumentellen Intensitätsmaße sind in Kapitel II.1, Abschnitt *Zeitverläufe der Bodenbewegung*, erläutert. Zu diesen Maßen gehören PGA, PGV, PGD, $S_a(T)$, $S_v(T)$, $S_d(T)$ und Roof Drift Ratio. Die PGA findet aufgrund ihrer traditionellen Anwendung bei der Definition von Bemessungslasten für Bauwerke und in Erdbebengefährdungskarten häufig Verwendung als Intensitätsmaß sowohl für empirische als auch analytische Fragilitätskurven. Ein Nachteil der PGA besteht jedoch darin, dass sie keine gute Korrelation mit den beobachteten Schäden aufweist, insbesondere bei duktilen Bauwerken und hohen Schadensgraden. Die PGV ist

repräsentativer als die PGA für Bauwerke mit mittlerer Eigenschwingungsdauer (z. B. hohe flexible Gebäude) und zeigt eine bessere Korrelation mit der Verteilung der Gebäudeschäden bei Erdbeben als die maximalen Beschleunigungswerte. Die PGV wird in der Regel durch direkte Integration der Beschleunigungszeitverläufe berechnet und kann empfindlich auf den Rauschanteil in den Aufzeichnungen und die Filterprozesse reagieren. Die PGD wird seltener verwendet, da sie sehr empfindlich auf Rauschen in den Beschleunigungsaufzeichnungen und auf Filtertechniken zur Eliminierung unerwünschter Frequenzen aus den Rohdaten reagiert. Intensitätsmaße wie PGA, PGV und PGD sind nicht in der Lage, Eigenschaften von Erdbebenaufzeichnungen wie Frequenzgehalt, Dauer oder Anzahl der Zyklen, zu erfassen, die die Reaktion einer Struktur und die daraus resultierenden Schäden und Verluste beeinflussen. Um den Einfluss des Frequenzgehalts der Beschleunigungsverläufe besser erfassen zu können, werden auf dem Antwortspektrum basierende Parameter als Maß für die Intensität der Bodenbewegung verwendet. Beschleunigungsspektren sind repräsentativ für die auf das Bauwerk einwirkenden seismischen Kräfte über einen breiten Frequenzbereich. Häufig wird die elastische spektrale Beschleunigung bei 5 % Dämpfung ($S_{a5\%}(T)$) vorgeschlagen, die auch üblicherweise in Erdbebengefährdungskarten Verwendung findet. Verschiedene Studien haben gezeigt, dass die $S_{a5\%}(T)$ eine bessere Korrelation mit empirischen Schadensdaten aufweist als die PGA. Schäden stehen in engerem Zusammenhang mit der einwirkenden seismischen Energie und den aufgezwungenen Relativverschiebungen als mit den aufgezwungenen Kräften. Die Spektralgeschwindigkeit $S_v(T)$ ist ein Indikator für die Spitzenenergie (nicht für die Gesamtenergie) eines Erdbebens, findet aber seltener Anwendung in der Entwicklung von Fragilitätskurven. Die Spektralverschiebung $S_d(T)$ hat in der seismischen Risikobewertung durch die Entwicklung von verschiebungsbasierten Methoden für die seismische Auslegung und Bewertung an Bedeutung gewonnen. Darüber hinaus hat die Installation digitaler Messgeräte für starke Bodenbewegungen dazu beigetragen, die Unsicherheit bei der Bestimmung der spektralen Verschiebung aus Beschleunigungskurven in Verbindung mit Rauschen und Filterung der Aufzeichnungsfrequenz zu reduzieren. $S_d(T)$ wird seltener in Fragilitätskurven verwendet, zeigt aber ebenfalls eine gute Korrelation mit beobachteten Schäden. Eine der Hauptschwierigkeiten bei der Verwendung von elastischen Spektralwerten ist die Bestimmung von adäquaten Schwingungsperioden und Dämpfungskoeffizienten zur Charakterisierung von Gebäuden als Einmassenschwinger (single degree of freedom, SDoF). Dabei sind sowohl die angenommene Versagensart des Bauwerks als auch die Festigkeits- und Steifigkeitsabnahme während der Boden Anregung zu berücksichtigen. Darüber hinaus stellt sich die Frage, welche elastische Periode zur Charakterisierung einer Bauwerksklasse verwendet werden soll, die sich aus Bauwerken mit unterschiedlichen geometrischen und materiellen Eigenschaften zusammensetzt. Um die

Variation der Grundschwingungsdauer innerhalb einer Gebäudeklasse zu berücksichtigen, werden in verschiedenen Studien spektrale Antwortparameter verwendet, die über eine Reihe von Perioden, die für die Gebäudeklasse relevant sind, gemittelt werden. Ein Beispiel für einen solche Mittelung ist die mittlere spektrale Beschleunigung $S_{agm}(T_i)$. Hierbei handelt es sich um die Summe der natürlichen Logarithmen der Werte der spektralen Beschleunigung über einen Bereich von Perioden T_i . In anderen Studien hingegen werden mehrere spezifische Perioden für jede Gebäudeklasse verwendet. [40, 130, 157, 163]

Das für die Entwicklung der Fragilitätskurven verwendete Intensitätsmaß kann je nach Anforderung auf verschiedene Weise gewählt werden. Es ist jedoch wichtig, dass die Analyse die relevanten seismologischen Eigenschaften der Bodenbewegung widerspiegelt, um eine praktische, effiziente und ausreichende Bewertung für die zugrunde liegenden Entstehungs- und Standortcharakteristika zu gewährleisten. Angesichts der räumlichen Verteilung des Gebäudebestands und der Relevanz seiner Exposition ist es praktisch und ratsam, Intensitätsmaße zu verwenden, für die Gleichungen zur Vorhersage von Bodenbewegungen (Ground Motion Prediction Equations, GMPEs) verfügbar sind, wie PGA, PGV, PGD und $S_a(T)$. GMPEs bieten ein Mittel zur Vorhersage des Intensitätsmaßes und der damit verbundenen Unsicherheit an einem bestimmten Standort oder einer bestimmten Stelle auf Grundlage unter anderem der Erdbebenstärke, des Abstands zwischen Entstehungsort und Standort, der örtlichen Bodenbedingungen und des Verwerfungsmechanismus. Die genannten Gleichungen können beispielsweise dann zur Anwendung kommen, wenn keine oder nur unzureichende Aufzeichnungen vorhanden sind. Effizienz bedeutet, dass die Strukturantwort in Form der ingenieurmäßigen Anforderungsparameter bei gleicher Intensität eine geringe Variabilität von Aufzeichnung zu Aufzeichnung aufweisen sollte, sodass ihre Auswertung mit einer geringen Anzahl von Zeitverläufen ohne signifikante Schätzfehler möglich ist. Die Suffizienzanforderung impliziert, dass das Intensitätsmaß in der Lage sein muss, die Auswirkungen der wichtigsten seismologischen Parameter abzudecken. Dies kann beispielsweise durch die Berücksichtigung von Bodenbewegungen unterschiedlicher Stärke, Entfernung und Bruchmechanismen erfolgen. [40, 130, 157, 163]

Schadensgrade

Eine zentrale Rolle bei der Entwicklung von Fragilitätskurven spielt die Definition und Quantifizierung der Schäden. Zu diesem Zweck werden mehrere Ausmaße oder Niveaus des Schadens unterschieden, um die ingenieurmäßigen Anforderungsparameter (engineering demand parameter, EDP) zu definieren. In der Literatur werden unterschiedliche Begriffe wie Schadensstufen, Schadensgrade, Schadenslevel oder Grenzzustände verwendet. Im Folgenden soll jedoch

der Begriff *Schadensgrade* verwendet werden.

Die in der Literatur verwendeten Grenzzustände und Schadensgrade zeigen eine große Variabilität in Quantität und Definition. FEMA 356 [70] schlägt drei Schadensstufen vor: Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) und Collapse Prevention (CP). HAZUS [69] hingegen definiert vier Schadensgrade: Slight Damage, Moderate Damage, Extensive Damage und Complete Damage. Die EMS-98 [77] differenziert fünf Schadensgrade, nämlich geringfügigen bis leichten Schaden, mäßigen Schaden, erheblichen bis starken Schaden, sehr starken Schaden und Zerstörung. Bezüglich der Merkmale der Schadensgrade wird eine Differenzierung zwischen strukturellen und nicht-strukturellen Schäden vorgenommen. In [40] werden fünf strukturelle Schadenszustände unterschieden: No Damage, Slight Damage, Moderate Damage, Extensive Damage und Complete Damage. DIN EN 1998-3 [45] unterscheidet den Grenzzustand der Schadensbegrenzung (damage limitation, DL), den Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (significant damage, SD) und den Grenzzustand des Quasiversagens (near collapse, NC). Im European Seismic Risk Model (ESRM20) [38] werden die Schadenszustände DS1 (slight), DS2 (moderate), DS3 (extensive) und DS4 (complete) unterschieden. Rossetto und Elnashai [156] unterscheiden in ihrer Skala für Stahlbeton sieben Schadensgrade: None, Slight, Light, Moderate, Extensive, Partial Collapse und Collapse. ATC-13 [8] unterscheidet ähnliche sieben Schadenszustände. [8, 38, 40, 45, 69, 70, 77, 124, 156]

Es gibt verschiedene Maße, um diese Schadensgrade zu definieren, die im Allgemeinen in wegbasiert (displacement-based), energiebasiert (energy-based) und hybrid unterteilt werden können. Weiterhin kann zwischen lokaler und globaler Schädigung oder zwischen kraft- und verformungsbasierten Schadenskriterien unterschieden werden. Weit verbreitete Schadensmaße sind die in FEMA 356 [70] vorgeschlagene maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung (interstorey drift, ISD) und die in HAZUS [69] verwendete globale Verschiebung (global drift). ISD beschreibt die horizontale relative Verschiebung zwischen den Geschossen bezogen auf die Stockwerkshöhe. Die globale Verschiebung umfasst die horizontale Verschiebung am Dach im Verhältnis zur Gebäudehöhe. Zusätzlich werden beispielsweise die Rotationskapazität von Balken und Stützen, die Fließ- und Endverschiebung des Daches oder der Schadensindex nach Park und Ang [143] verwendet. Weiterhin werden physikalische Schäden wie Risse, Abplatzungen oder Verformungen des Bewehrungsstahls, die bei Schadensbeurteilungen nach Erdbeben beobachtet werden, zur Differenzierung der Schadensgrade herangezogen. Sowohl die kraft- als auch die verformungsbasierten Schadenskriterien haben ihre eigenen Vorteile und Grenzen [119]. In der frühen Phase der Erdbebenschädigung ist die Steifigkeit eines Tragwerks hoch und eine kleine Änderung der Verformung führt zu einer signifikanten Änderung der Kraft, sodass kraftbasierte Schadenskriterien zuverlässiger sind. Im Gegensatz dazu ist bei Annähe-

rung an die maximale Tragfähigkeit die tangentielle Steifigkeit eines Tragwerks relativ gering und eine kleine Kraftänderung führt zu einer großen Verformung, sodass verformungsbasierte Schadenskriterien für diese Phase besser geeignet sind. Bei den meisten bestehenden Fragilitätskurven werden die Schadensgrade anhand von Verschiebungskriterien unterschieden. [38, 40, 69, 70, 119, 124–126]

Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven

Im Folgenden wird die allgemeine Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven beschrieben. Detaillierte Leitlinien zu den verschiedenen Möglichkeiten, analytische Fragilitätsfunktionen zu entwickeln, finden sich in [38, 40, 163]. Abbildung III.1 zeigt die wichtigsten Schritte zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven.

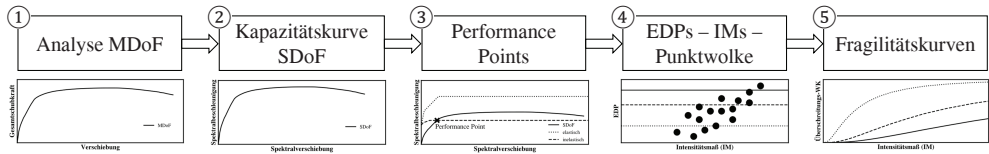


Abbildung III.1: Wichtige Schritte zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven

- ① Das Bauwerk wird als diskreter Mehrmassenschwinger (multi degree of freedom, MDoF) unter Erdbebeneinwirkung numerisch analysiert, z. B. mit der nichtlinearen statischen Pushover-Analyse. Das Ergebnis ist die Antwortkurve des Bauwerks; beispielsweise bei der Pushover-Analyse die Pushover-Kurve, die die Gesamtschubkraft des Bauwerks in Abhängigkeit von seiner Verschiebung beschreibt.
- ② Die Pushover-Kurve wird in die Kapazitätskurve umgewandelt, die die Beziehung zwischen der spektralen Beschleunigung eines äquivalenten Einmassenschwingers (single degree of freedom, SDoF) und seiner spektralen Verschiebung ausdrückt. Dazu sind zwei Schritte erforderlich: (1) die Umwandlung von MDoF in SDoF und (2) die Umwandlung des Kraft-Verschiebungs-Diagramms in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm. Details und Formeln finden sich in [32, 138].
- ③ Die Kapazitätskurve des SDoF-Systems wird idealisiert, indem sie durch eine bilineare oder multilineare Kurve angenähert wird. Die Anzahl der Abschnitte hängt vom Verhalten der verschiedenen Materialien ab, verschiedene Optionen sind in [40] enthalten. Die (idealisierte) Kapazitätskurve und das inelastische Antwortspektrum wer-

den im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm überlagert. Grafisch wird der Verschiebungsbedarf (Zielverschiebung) als Schnittpunkt der beiden Kurven ermittelt. Liegt ein Schnittpunkt, auch Performance Point genannt, vor, ist der Stand sicherheitsnachweis erfüllt. Der Schnittpunkt definiert die maximale Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers (SDoF). Aus dieser kann durch Rücktransformation die maximale Verschiebung des Mehrmassenschwingers (MDoF) bei gegebener Intensität ermittelt werden. Für die Bestimmung des Verschiebungsbedarfs stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung, unter anderem die Kapazitätsspektrum-Methode [74], die N2-Methode [68] und der Verformungsbasierte Ansatz [26].

Alternativ kann eine nichtlineare dynamische Zeitverlaufsanalyse durchgeführt werden. Dabei wird das Modell mit unterschiedlichen Beschleunigungszeitverläufen beansprucht und jeweils die maximale Antwort des Gebäudes (beispielsweise maximaler ISD) aufgezeichnet. Somit entsteht pro Zeitverlauf ein EDP-IM-Punkt.

- ④ Der vorangegangene Schritt ist mehrmals zu wiederholen, um die notwendigen Intensitätswerte zu erzielen, die erforderlich sind, um alle EDP-Grenzwerte der untersuchten Schadensgrade zu erreichen. Abhängig von den gewählten Datensätzen kann eine Skalierung oder Überdämpfung erforderlich sein. Das Ergebnis ist eine Wolke von EDP-IM-Punkten. Diese Punkte repräsentieren die ingenieurmäßigen Anforderungsparameter (EDP) für verschiedene Intensitäten (IM) und definieren die Beziehung zwischen der Strukturantwort und der Erdbebenintensität.
- ⑤ Die Wolke der EDP-IM-Punkte, die sich aus dem vorhergehenden Schritt ergibt, wird verwendet, um unter Berücksichtigung der EDP-Grenzwerte der Schadensgrade die Überschreitungswahrscheinlichkeiten mithilfe einer Regression zu bestimmen. Als statistisches Modell wird traditionell eine kumulative logarithmische Normalverteilung zwischen EDPs und Schadensgraden angenommen [172]. Erwartungswert und Standardabweichung der Fragilitätsfunktionen sind das Ergebnis.

Umsetzung der theoretischen Vorgehensweise mit VMTK [127]

Die allgemeine theoretische Vorgehensweise kann auf unterschiedliche Weise umgesetzt werden. Für die Ableitung von Fragilitätskurven stehen verschiedene Softwarepakete zur Verfügung, unter anderem die Open-Source-Software *Vulnerability Modellers Toolkit* (VMTK) [127]. Diese ist in der Programmiersprache Python implementiert und besteht aus sieben Modulen entlang der Vorgehensweise zur Entwicklung von Vulnerabilitätskurven. Im Folgenden werden die Module der grafischen Benutzeroberfläche des VMTK kurz erläutert und den Schritten der

theoretischen Vorgehensweise zugeordnet. [127]

Das erste Modul umfasst die Auswahl von Beschleunigungszeitverläufen als Erdbebeneinwirkung. Im VMTK stehen drei Optionen für die Auswahl und Skalierung der Zeitverläufe zur Verfügung. Die erste Option sieht eine direkte Verwendung der vom Anwender bereitgestellten Datensätze vor. Es wird davon ausgegangen, dass diese Auswahl ausreichend und für die Untersuchung geeignet ist. Bei der zweiten Option wird für ein ausgewähltes Intensitätsmaß ein Bereich vorgegeben, in dem Datensätze für verschiedene Zielintensitätswerte benötigt werden. Diese Datensätze werden dann mit Zeitverläufen gefüllt und gegebenenfalls skaliert, um alle Zielwerte zu erreichen. Im VMTK sind sieben Intensitätsmaße (IM) bereits vorprogrammiert: PGA, $S_a(0.2s)$, $S_a(0.3s)$, $S_a(0.5s)$, $S_a(0.6s)$, $S_a(1.0s)$ und $S_a(2.0s)$. Neben den vorprogrammierten Intensitätsmaßen können auch selbst programmierte oder gemittelte IM verwendet werden. Die dritte Option ist die Übersetzung des von Baker und Lee [16] vorgeschlagenen Algorithmus der *Conditional Spectrum Method* in Python. Die resultierenden Antwortspektren für die ausgewählten Datensätze können direkt in der VMTK-Benutzeroberfläche angezeigt werden. Zusammenstellungen von Beschleunigungszeitverläufen finden sich beispielsweise in der Engineering Strong Motion Database (ESM) [121] und der PEER Ground Motion Database [141]. Im Allgemeinen ist REXEL [87], eine computergestützte Datensatzauswahl für normbasierte seismische Strukturanalysen, hilfreich bei der Suche nach geeigneten Beschleunigungszeitverläufen für den untersuchten Fall. [127]

Schritt ① bis ② / ③

Das zweite Modul des VMTK befasst sich mit der Tragfähigkeit der untersuchten Struktur, die durch eine idealisierte bilineare, trilineare oder quadrilineare Kurve im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format definiert wird. Dazu werden die Pushover-Kurven des MDoF-Systems (①) mit den Formeln III.1 bis III.3 nach [32, 138] in Kurven für das SDoF-System im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format umgerechnet (②). Für die erste Modalform ergibt sich der Transformationsfaktor Γ_1 nach Gleichung III.1 aus ϕ_1 als Modalvektor der ersten Eigenform, \mathbf{M} als diagonale Massenmatrix und \mathbf{r} als Einflussvektor.

$$\Gamma_1 = \frac{\phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{r}}{\phi_1^T \mathbf{M} \phi_1} = \frac{\sum m_j \cdot \phi_{1,j}}{\sum m_j \cdot \phi_{1,j}^2} \quad (\text{III.1})$$

Der Vektor \mathbf{r} beschreibt die Verschiebung der Hauptfreiheitsgrade bei einer Einheitsverschiebung des Fußpunkts in der betrachteten Richtung des Erdbebens. Für ebene Tragwerke mit nur horizontalen Freiheitsgraden entspricht \mathbf{r} dem Einsvektor $\mathbf{1}$ [138]. Der zweite Teil von Gleichung III.1 ist die vereinfachte Summenform mit den Massen m_j und den zugehörigen

Komponenten des Modalvektors $\phi_{1,j}$ aufgrund der Diagonalstruktur der Massenmatrix. Die Masse des äquivalenten Einmassenschwingers m_1^* (SDoF) ergibt sich nach Gleichung III.2 [138]:

$$m_1^* = \phi_1^T \mathbf{M} \mathbf{r} = \sum m_j \cdot \phi_{1,j} \quad (\text{III.2})$$

Mit Γ_1 und m_1^* kann jeder Punkt der auf den Kontrollknoten bezogenen Kraft-Verschiebungs-Kurve aus der Pushover-Analyse (F_b - x_{pushover} - Kurve) mit $\phi_{1,\text{pushover}}$ für den Kontrollknoten mittels der Gleichung III.3 [138] in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format (S_a - S_d - Format) transformiert werden.

$$S_a = \frac{F_b}{\Gamma_1 \cdot m_1^*} \quad \text{und} \quad S_d = \frac{x_{\text{pushover}}}{\Gamma_1 \cdot \phi_{1,\text{pushover}}} \quad (\text{III.3})$$

Anschließend werden die Kapazitätskurven idealisiert ((3)). Für den Import in VMTK werden Dateien benötigt, die für die Approximation jeder SDoF-Kurve vier Punkte enthalten. Die Verwendung einer oder mehrerer Kapazitätskurven ist möglich, wobei eine grafische Darstellung auf der Benutzeroberfläche erfolgen kann. [127]

Schritt (3) bis (4)

Das dritte Modul im VMTK ist die Durchführung der nichtlinearen dynamischen Analyse der SDoF-Systeme zur Abschätzung der Strukturantwort ((3)). Für die dynamische Berechnung der nichtlinearen Antwort der SDoF-Systeme ist die Finite-Elemente-Modell-Software OpenSees [128] in das VMTK integriert. Die Berücksichtigung einer zyklischen Degradation der Festigkeit ist auf Basis eines Energieansatzes möglich, wobei die Entscheidung, ob dieser Ansatz verwendet werden soll, im Ermessen des Anwenders liegt. Neben dem Degradationsansatz ist eine massenproportionale Rayleigh-Dämpfung in das Modul integriert, wobei der Anwender den Wert der Dämpfung für jede Gebäudeklasse wählen kann. Als EDP können Verschiebung oder Beschleunigung gewählt werden. Das Ergebnis der Strukturanalyse ist eine Verteilung von EDP-IM-Punkten ((4)). Diese Punkte können in der Benutzeroberfläche angezeigt werden, um unerwartete Ergebnisse zu erkennen, wie beispielsweise unrealistisch hohe Verschiebungen. Im logarithmischen Maßstab sollte die Punktwolke einer Geraden ähneln. [127]

Schritt (4) bis (5)

Das vierte Modul des VMTK beinhaltet die Fragilitätsanalyse. Die Wolke von EDP-IM-Punkten aus dem vorherigen Schritt (4), die die nichtlineare Strukturantwort repräsentiert,

ist die Grundlage für die Ableitung von Fragilitätsfunktionen (5) mit dem von Jalayer et al. [90] vorgeschlagenen Ansatz. Es wird ein Drei-Parameter-Regressionsmodell verwendet, wobei die drei Parameter $\log a$, b und $\sigma_{\log EDP|IM}$ sind. Die Parameter $\log a$ und b beschreiben die Regressionsgerade, wobei $\log a$ der y-Achsenabschnitt und b die Steigung ist. Der Parameter $\sigma_{\log EDP|IM}$ beschreibt die Standardabweichung. Das statistische Modell kann mit Gleichung III.4 nach [90] beschrieben werden:

$$E[\log EDP|IM] = \log \eta_{EDP|IM} = \log a + b \log IM \quad (III.4)$$

$$\sigma_{\log EDP|IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log EDP_i - \log \eta_{EDP|IM_i})^2}{n - 2}}$$

$\log \eta_{EDP|IM}$ ist der Erwartungswert des logarithmierten EDP bei der Intensität IM und $\sigma_{\log EDP|IM}$ die Standardabweichung des logarithmierten EDP. Der Erwartungswert ergibt sich als Regressionsgerade im logarithmischen Raum, wobei die Parameter $\log a$ und b die Regressionskoeffizienten sind. Die Optimierung der Parameter erfolgt unter der Annahme einer Normalverteilung im logarithmischen Raum mit der Methode der kleinsten Quadrate. [90]

Für die Regression stehen im VMTK zwei Ansätze zur Verfügung: (1) alle Datenpunkte werden gleichermaßen für eine einfache lineare Regression verwendet und (2) eine zensierte Regression. Bei letzterer werden Verschiebungen oberhalb eines Grenzwertes bei der Regression anders behandelt, da erwartet wird, dass sie nur aufgrund von Konvergenzen der numerischen Analyse für Verschiebungswerte möglich sind, die mit der Strukturstabilität unvereinbar sind [126]. Beispielsweise bedeutet ein Zensierungsfaktor von 1,5, dass EDPs, die 1,5-mal größer sind als der EDP-Grenzwert für den höchsten Schadensgrad, bei der Regression mit einer anderen Wahrscheinlichkeit berücksichtigt werden. Darüber hinaus kann der Wert für die Variabilität von Gebäude zu Gebäude frei gewählt werden. Dieser Wert wird zur Streuung der Variabilität der Beschleunigungszeitverläufe (als Parameter des Regressionsmodells) über die Wurzel der Quadratsumme der Standardabweichungen addiert. Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Streuung aufgrund der Variabilität von Gebäude zu Gebäude zur Standardabweichung der endgültigen Fragilitätsfunktion zu addieren. [127]

Eine wichtige Rolle in diesem Modul spielt das Schadensmodell, das EDP-Grenzwerte für die Schadensgrade definiert, die für die Berechnung der Überschreitungswahrscheinlichkeiten benötigt werden (5). Die Überschreitungswahrscheinlichkeit beschreibt die Wahrscheinlichkeit, dass der Wert des EDP den entsprechenden EDP-Grenzwert g für den untersuchten Schadensgrad überschreitet.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit kann über Gleichung III.5 (angepasst aus [90]) ausgedrückt werden:

$$\begin{aligned} P[EDP > g|IM] &= P[\log EDP > \log g|IM] \\ &= 1 - \Phi\left(\frac{\log g - \log \eta_{EDP|IM}}{\sigma_{\log EDP|IM}}\right) = \Phi\left(\frac{\log \eta_{EDP|IM} - \log g}{\sigma_{\log EDP|IM}}\right) \end{aligned} \quad (III.5)$$

Darin steht Φ für die Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung. Aufgrund der Annahme der Normalverteilung im logarithmischen Raum folgen die Überschreitungswahrscheinlichkeiten einer logarithmischen Normalverteilung. Die Verteilungsparameter Erwartungswert und Standardabweichung werden mit der Methode der kleinsten Quadrate als Ausgleichsrechnung bestimmt. Dabei wird eine zu den Datenpunkten (IM-Überschreitungswahrscheinlichkeit) passende Verteilung bestimmt, indem die Quadratsumme der Residuen (Abstand zwischen Datenpunkten und Funktionswerten) minimiert wird. Alternativ können die Verteilungsparameter μ und σ der logarithmischen Normalverteilung mit Gleichung III.6 direkt berechnet werden:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{\log g - \log a}{b} \\ \sigma &= \frac{\sigma_{\log EDP|IM}}{b} \end{aligned} \quad (III.6)$$

$\log a$, b und $\sigma_{\log EDP|IM}$ stellen die Schätzwerte des Regressionsmodells im logarithmischen Raum (nach Gleichung III.4) und g den EDP-Grenzwert des jeweiligen Schadensgrades dar. Die resultierenden Fragilitätsfunktionen in Form der kumulativen Verteilungsfunktion der logarithmischen Normalverteilung können im VMTK angezeigt werden. Die Ausgabedateien des VMTK enthalten die diskreten Werte für IM und Überschreitungswahrscheinlichkeit sowie die Verteilungsparameter für jeden definierten Schadensgrad. [90, 127]

Die vier beschriebenen Module des VMTK stellen die wesentlichen Elemente zur Ermittlung von Fragilitätskurven dar. Das VMTK umfasst jedoch noch drei weitere Module. Das Vulnerabilitätsmodul transformiert die Fragilitätsfunktionen in Vulnerabilitätsfunktionen mithilfe von Konsequenzmodellen (Schaden-Verlust oder EDP-Verlust). Im nächsten Schritt besteht die Möglichkeit, die Ergebnisse untereinander oder mit GEM-Funktionen zu vergleichen. Das letzte Modul dient der Verifizierung der Ergebnisse durch die Abschätzung von Risikokennzahlen. [127]

Bestehende Fragilitätskurven

In der gesichteten Literatur findet sich eine große Anzahl sehr unterschiedlicher Fragilitätskurven, die sich in Modellierung, Berechnung, Schadensdefinition und statistischem Modell unterscheiden. Im Folgenden sind einige Beispiele aufgeführt.

Im SYNER-G Projekt [163, 164] wurden bestehende Fragilitätskurven für Stahlbeton- und Mauerwerksgebäude zusammengestellt und verglichen. Der entwickelte *SYNER-G Fragility Function Manager* [163] kann eine große Anzahl von Fragilitätsfunktionen speichern, visualisieren und verwalten. Maio und Tsionis [66] analysieren und bewerten analytische Fragilitätskurven für den europäischen Gebäudebestand. Im Rahmen des ESRM20-Projekt [38] wurden Fragilitätskurven für zahlreiche verschiedene Gebäudeklassen entwickelt, um die Variabilität des europäischen Gebäudebestand abzudecken. Lagomarsino und Cattari [110] analysieren vorhandene Fragilitätskurven für Mauerwerksgebäude und schlagen einen eigenen Ansatz vor. In ihrer Studie verwenden Da Porto et al. [53] vier Modelle zur Beschreibung der Fragilität von Mauerwerk und zwei Modelle für Stahlbeton, um die Übereinstimmung zwischen vorhergesagten und beobachteten Schäden am italienischen Gebäudebestand zu analysieren. Weiterhin gibt es eine Vielzahl einzelner Studien, die Modelle für Fragilitätskurven für spezifische Gebäudetypen (weiter)entwickeln und evaluieren.

Fragilitätskurven werden häufig für Gebäudeklassen entwickelt, die Gebäude zusammenfassen, die sich durch ein ähnliches seismisches Verhalten und ein vergleichbares Ausmaß der durch ein Erdbeben verursachten Schäden auszeichnen. Die wichtigsten grundlegenden Gebäudeeigenschaften sind das Material, das Tragsystem, das Baujahr und die Gebäudehöhe (als Anzahl der Stockwerke) [107, 175]. Die GEM Gebäudetaxonomie Version 2.0 [23] verwendet dreizehn wichtige Attribute zur Definition einer Gebäudeklasse. Diese Gebäudetaxonomie wird für die GED4All (Global Exposure Database for Multi-Hazard Risk Analysis) [175] angepasst und erweitert. Merkmale dieser Taxonomie werden außerdem für das ESRM20 verwendet, um die Vulnerabilität europäischer Gebäude zu klassifizieren [38, 39].

Unabhängig von der Ableitungsmethode sind Fragilitätsfunktionen von drei Quellen der Variabilität oder Unsicherheit betroffen: (1) Beschleunigungszeitverläufe, (2) Gebäude und (3) Schadenskriterien. Die Variabilität in den Datensätzen (1) hängt damit zusammen, dass unterschiedliche Beschleunigungszeitverläufe, die durch ein identisches Intensitätsmaß repräsentiert werden, zu unterschiedlichen Schadens- oder Verlustausmaßen führen können. Die Gebäudevariabilität (2) bezieht sich auf die Variabilität der geometrischen und materiellen Eigenschaften der Gebäude innerhalb einer Gebäudeklasse. Die Unsicherheit der Schadenskriterien (3) ergibt sich daraus, dass ingenieurmäßige Anforderungsparameter (EDP) zur Abschätzung des Scha-

dens verwendet werden, die ebenfalls von einer großen Variabilität betroffen sind. Es ist von entscheidender Bedeutung, Variabilitäten und Unsicherheiten bei der Entwicklung zu berücksichtigen, um aussagekräftige und allgemein verwendbare Fragilitätskurven zu erhalten. Die Variabilität von Aufnahme zu Aufnahme kann durch den Einsatz eines umfangreichen Satzes von Beschleunigungszeitkurven simuliert werden. Aufgrund der Variabilität der Gebäude sollten möglichst viele verschiedene Gebäude mit unterschiedlichen geometrischen und materiellen Eigenschaften analysiert werden, um eine Gebäudeklasse zu repräsentieren. In Bezug auf die Schadenskriterien ist die Verwendung von EDPs zu empfehlen, die direkt aus den Modellen oder Kapazitätskurven abgeleitet werden und keine festgelegten allgemeinen Verschiebungen darstellen. Dies führt zu einer Korrelation zwischen der tatsächlichen Tragwerkskapazität und den zugehörigen Verschiebungen, wodurch die Unsicherheit entsprechend reduziert wird. [69, 127, 174]

In der gesichteten Literatur basieren bei Stahlbetongebäuden die Grenzwerte für die Schadensgrade hauptsächlich auf der Fließverschiebung sowie der maximalen Verschiebung der Bilinearisierung der Pushover-Kurve [38, 126]. Bei diesem Ansatz werden nur Schäden berücksichtigt, die in der Pushover-Kurve als Festigkeitsreduktion oder Lastabfall erkennbar sind. Die Bauteilebene wird vernachlässigt. Für Mauerwerksgebäude verwenden Lagomarsino und Cattari [111] sowie Simões et al. [179] einen Multiskalenansatz, der jedoch für Stahlbetonbauten kaum Anwendung findet. Darüber hinaus werden Fragilitätskurven häufig für einen bestimmten Gebäudetyp einer Region oder eines Landes abgeleitet und lassen sich nicht auf andere Gebäudeklassen oder Länder übertragen [163]. Weiterhin unterscheiden Fragilitätskurven häufig nur zwei bis vier Schadensgrade.

Daher wird im nachfolgenden Kapitel ein eigener Ansatz mit verschiedenen Schadenskriterien auf unterschiedlichen Ebenen entwickelt, der fünf Schadensgrade unterscheidet und auf unterschiedliche Materialien und Gebäudeklassen übertragbar ist.

III.1.2 Entwickler multiskalarer Ansatz mit verschiedenen Schadenskriterien

Für die Ableitung von Fragilitätskurven wird im Folgenden ein analytischer multiskalarer Ansatz entwickelt [102, 104]. Die auf Basis dieses neuen Ansatzes entwickelten Fragilitätsfunktionen für verschiedene Gebäudeklassen werden im Rahmen des trans- und interdisziplinären Konzepts zur Schadensabschätzung und Schadensklassifizierung (Kapitel II.3) für erste Schadensprognosen verwendet.

Das Konzept des entwickelten Ansatzes ist grundsätzlich für alle Bauwerke anwendbar, wobei der Fokus zunächst auf Stahlbetonbauten liegt (Kapitel III.1.2.1 und III.1.2.2). Die Erweiterung auf Mauerwerksausfachungen in Stahlbetonrahmen sowie die Anwendung auf tragendes Mauerwerk sind in Kapitel III.1.2.3 und im Anhang A.1.2 zu finden.

Der Ansatz verwendet verschiedene numerische Kriterien auf unterschiedlichen Skalen, die beobachtete Schäden mit der seismischen Antwortkurve des Gebäudes korrelieren, um die Lage von fünf Schadensgraden auf der Antwortkurve des Gebäudes zu definieren. Die Differenzierung der fünf Schadensgrade (1) *Leichter Schaden* (Slight damage), (2) *Mäßiger Schaden* (Moderate damage), (3) *Starker Schaden* (Heavy damage), (4) *Sehr starker Schaden* (Extreme damage) und (5) *Zerstörung* (Destruction) erfolgt anhand der entwickelten Schadenskataloge, die im Kapitel IV vorgestellt werden.

III.1.2.1 Methodik: Schadenskriterien und Fragilitätskurven

Ein wichtiger Aspekt bei der Entwicklung von Fragilitätskurven ist die Definition der Schadensgrade (siehe Kapitel III.1.1.2). Daher werden in dem entwickelten Ansatz verschiedene Kriterien auf unterschiedlichen Skalen verwendet, um die Lage der fünf Schadensgrade auf der numerisch berechneten Pushover-Kurve der nichtlinearen statischen Analyse zu definieren. Diese Kriterien beinhalten Grenzwerte für materialspezifische und globale Merkmale auf Gebäude-, Bauteil- und Materialebene zur Erfassung verschiedener Schadensarten für Stahlbetonbauten auf der Grundlage der entwickelten Schadenskataloge (Kapitel IV). Über Häufigkeit und räumliche Verteilung werden diese Schadenskriterien mit ihren definierten Grenzwerten den fünf Schadensgraden zugeordnet. Abbildung III.2 zeigt die allgemeine Lage der Schadensgrade auf der Pushover-Kurve. Bei dem Schadensgrad *Leicht* liegt kein Tragfähigkeitsverlust vor und der Schadensgrad liegt im mittleren Bereich des aufsteigenden Astes der Kurve. Eine *mäßige Schädigung* ist durch das Fließen der Bewehrung und die Rissbildung im Beton gekennzeichnet, die zu einem nichtlinearen Verhalten führen, sodass der Schadensgrad im Be-

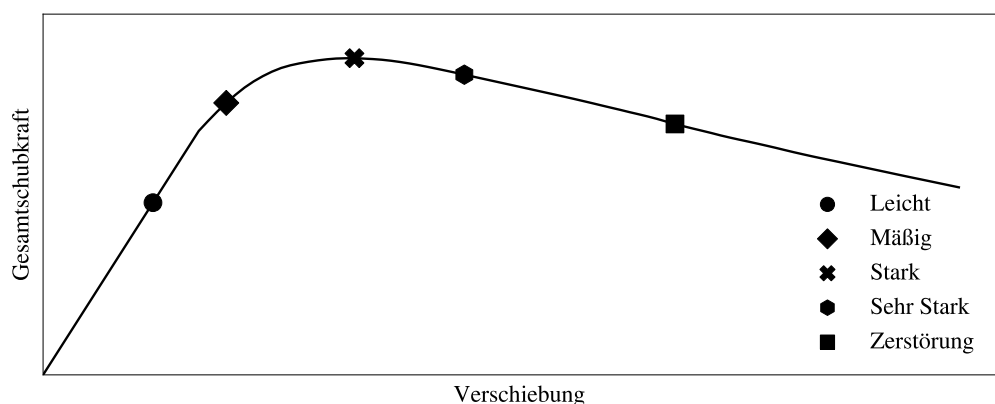


Abbildung III.2: Allgemeine Lage der fünf Schadensgrade auf der Pushover-Kurve

reich der Steifigkeitsabnahme auftritt. Der Schadensgrad *Stark* ist im Bereich der maximalen Gesamtschubkraft angesiedelt. Die Schadensgrade *Sehr Stark* und *Zerstörung* befinden sich auf dem absteigenden Ast, da die Tragfähigkeit mit fortschreitender Schädigung kontinuierlich abnimmt. Die Zerstörung entspricht hier einer rechnerischen Zerstörung, da die Pushover-Kurve noch fortgesetzt werden kann. Es liegt somit keine tatsächliche vollständige Zerstörung vor, da diese numerisch schwer erfassbar ist. [69, 70, 113, 179]

Der entwickelte Multiskalenansatz versucht über die unterschiedlichen Kriterien möglichst viele Schadensmuster abzudecken. Daher werden sowohl baustoff- und verformungsspezifische Kriterien auf Material- bzw. Bauteilebene als auch globale Kriterien verwendet.

Die globalen Kriterien basieren auf der zuvor beschriebenen allgemeinen Lage der Schadensgrade auf der Pushover-Kurve (Abbildung III.2) und sind somit kraftbasiert. Die globalen Kriterien sind in Tabelle III.1 enthalten.

Tabelle III.1: Globale Schadenskriterien für Stahlbeton

| Schadensgrad | Globales Schadenskriterium |
|--------------|--|
| Leicht | mind. 50 % der maximalen Kraft auf dem aufsteigenden Ast |
| Mäßig | mind. 75 % der maximalen Kraft auf dem aufsteigenden Ast |
| Stark | maximale Kraft |
| Sehr Stark | 5 % Lastabfall auf dem absteigenden Ast |
| Zerstörung | 20 % Lastabfall auf dem absteigenden Ast |

Die globalen Kriterien für *leichten* und *mäßigen* Schaden werden nur dann maßgebend, wenn ein materialspezifisches Kriterium bereits bei einer geringeren Verschiebung bzw. Kraft auftritt. Bei den übrigen Schadensgraden werden die globalen Kriterien gleichrangig mit den materialspezifischen Kriterien berücksichtigt.

Die materialspezifischen Schadenskriterien beziehen sich entweder auf den Beton oder die Bewehrung. Tabelle III.2 zeigt die werkstoffspezifischen Schadenskriterien zur Ermittlung der Schadensentwicklung bei Stahlbetongebäuden auf der Basis von Dehnungen und Verformungen. Die erforderlichen Parameter sind in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1 [43] zu ermitteln.

Tabelle III.2: Materialspezifische Schadenskriterien und zugehörige Grenzwerte für Stahlbeton

| Schadenskriterium | Grenzwert |
|--|--|
| (a) Zugfestigkeit Beton | $\epsilon_{ct} = f_{ctm}/E_c$ |
| (b) Abplatzungen Betondeckung (unumschnürter Beton) | $\epsilon_{csp} = -0,0025$ |
| (c) Risse Betonkern (umschnürter Beton) | $\epsilon_c = -0,01$ |
| (d) Fließen der Bewehrung | $\epsilon_{sy} = +0,002$ |
| (e) Versagen der Bewehrung | $\epsilon_u = 3/8 \cdot \epsilon_{uk}$ |
| (f) Krümmung bei Beginn der Rissbildung | $\phi_c = \epsilon_c/x$ |
| (g) Krümmung beim Einsetzen des Fließens | $\phi_y = (1,75 \cdot f_{yk})/(E_s \cdot h)$ |
| (h) Sehnenrotation beim Einsetzen des Fließens | DIN EN 1998-3 (A.10a)/(A.11a) |
| (i) Sehnenrotationskapazität im Bruchzustand | DIN EN 1998-3 (A.1) |
| (j) Schubfestigkeit | DIN EN 1998-3 (A.12) |

Auf Bauteilebene basieren die Kriterien auf den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton und Stahl nach Paulay und Priestly [145] sowie Biskinis und Fardis [21]. Für den Beton wird das Zug- und Druckverhalten betrachtet. Im Schadenskriterium (a) beschreibt ϵ_{ct} die positiven Betondehnungen, die größer sind als das Verhältnis der Zugfestigkeit f_{ctm} zur Anfangssteifigkeit E_c des Betons. Für Beton unter Druck (negative Dehnungen) werden Grenzwerte für das Abplatzen der unumschnürten Betondeckung ϵ_{csp} (Kriterium (b)) und für Risse im umschnürten Betonkern ϵ_c (Kriterium (c)) unterschieden [145]. Die Bewehrung wird an den beiden Punkten Fließen (Kriterium (d)) und Versagen (Kriterium (e)) untersucht. Für das Schadenskriterium (e) wird ϵ_u auf 3/8 der Dehnung bei Spitzenlast reduziert, um die zyklische Beanspruchung durch Erdbeben zu berücksichtigen [21]. Zusätzlich zu den dehnungsbasierten Kriterien auf Bauteilebene werden häufig auch Momenten-Krümmungs-Beziehungen zur Schadenserkenntung verwendet [21, 113, 145]. Daher wird die Krümmung als Kriterium sowohl für den Beginn der

Rissbildung (Kriterium (f)) mit ϕ_c bei Rissbildung und x als Höhe der Druckzone [145] als auch für den Beginn des Fließens ϕ_y (Kriterium (g)) [21] verwendet. Weiterhin definiert DIN EN 1998-3 [45] für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung (damage limitation, DL), den Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (significant damage, SD) und den Grenzzustand des Quasiversagens (near collapse, NC) Grenzwerte für die Sehnenrotation und Schubfestigkeit. Für NC setzt sich die Gesamtsehnenrotationskapazität aus dem elastischen und dem inelastischen Anteil der Rotation beim Bruch zusammen (siehe Gleichung (A.1) in [45]). Für den Grenzzustand SD wird die Sehnenrotationskapazität mit 75 % des Wertes von NC angenommen. Für den Grenzzustand DL wird die Sehnenrotation beim Fließen angesetzt (siehe Gleichung (A.10a) für Balken/Säulen und Gleichung (A.11a) für Wände in [45]). Die Schubfestigkeit wird für den Grenzzustand NC aus Gleichung (A.12) in [45] ermittelt. Die genannten Gleichungen werden für die Sehnenrotation beim Einsetzen des Fließens (Kriterium (h)) und im Bruchzustand (Kriterium (i)) sowie für die Schubfestigkeit (Kriterium (j)) herangezogen.

Für jeden Schadensgrad werden mehrere der in Tabelle III.2 aufgeführten Kriterien verwendet, wobei ein Kriterium wiederum für verschiedene Schadensgrade verwendet werden kann. Die jeweiligen Schadenskriterien werden anhand ihrer Häufigkeit und räumlichen Verteilung den fünf Schadensgraden zugeordnet, was in Tabelle III.3 dargestellt ist. Dabei werden nur die Stützen und nicht die als Sekundärbauteile betrachteten Balken berücksichtigt, da ein Stützenversagen in der Regel kritischer ist [155]. Die vorgeschlagenen Werte für die prozentualen Häufigkeiten ((2) in Tabelle III.3) der betroffenen Stützen basieren auf den quantitativen Bereichen in [5, 77] und den Schadenskatalogen (Kapitel IV). In Bezug auf die räumliche Verteilung wird zwischen Geschoss und Gesamtgebäude unterschieden.

Tabelle III.3: Zuordnung der Schadenskriterien (1) für Stahlbeton zu den Schadensgraden über Häufigkeit und Verteilung (2)

| Leicht | | Mäßig | | Stark | | Sehr Stark | | Zerstörung | |
|--------|-------------------|-------|--------|-------|--------|------------|--------|------------|--------|
| (1) | (2) | (1) | (2) | (1) | (2) | (1) | (2) | (1) | (2) |
| (a) | alle ¹ | (b) | ≥ 30 % | (b) | alle | (c) | ≥ 30 % | (c) | alle |
| (d) | ≥ 30 % | (d) | alle | (c) | ≥ 10 % | (e) | ≥ 10 % | (e) | ≥ 30 % |
| (f) | alle ¹ | (g) | alle | (e) | erste | (i) | ≥ 30 % | (i) | ≥ 50 % |
| (h) | ≥ 30 % | (h) | alle | (i) | erste | (j) | ≥ 30 % | (j) | ≥ 50 % |
| | | | | (j) | erste | | | | |

¹ Die Stützen des Gebäudes in allen Geschossen sind betroffen, andernfalls wird die Verteilung / der Prozentsatz geschossweise betrachtet.

Beispielsweise muss für den Schadensgrad *Stark* das Kriterium für die Abplatzungen der Betondeckung (Kriterium (b)) in allen Stützen eines Geschosses erreicht werden, unabhängig davon, um welches Geschoss es sich handelt. Das analoge Verfahren gilt für die Rissbildung im Betonkern (Kriterium (c)), wobei der Grenzwert hier bei 10 % der betroffenen Stützen eines Geschosses liegt. Ein *starker Schaden* ist auch in den folgenden Fällen anzunehmen: Die erste Stütze erreicht das Versagen der Bewehrung (Kriterium (e)), die Sehnensrotationskapazität im Bruchzustand (Kriterium (i)) oder die Schubfestigkeit (Kriterium (j)). Diese Stütze kann sich an beliebiger Stelle im Gebäude befinden.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass für jeden Schadensgrad vier bis fünf materialspezifische Kriterien und ein globales Kriterium untersucht werden. Die Position des Schadensgrades auf der Pushover-Kurve wird durch das Minimum der Verschiebungen definiert, das sich aus der Überprüfung der Grenzwerte der verschiedenen Kriterien auf unterschiedlichen Skalen ergibt.

Aus den jeweiligen Positionen der Schadensgrade auf den Pushover-Kurven werden die Interstorey-Drift-Grenzwerte (ISD) und spektralen Verschiebungsgrenzwerte abgeleitet, wobei mögliche Schadensmechanismen mit verschiedenen Kriterien auf unterschiedlichen Skalen berücksichtigt sind. Diese Werte bilden die Grundlage für die weitere Entwicklung von Fragilitätsfunktionen, die hier mithilfe des in Abschnitt *Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven* beschriebenen VMTK [127] durchgeführt wird.

III.1.2.2 Referenzgebäude: Viergeschossiger Stahlbetonskelettbau

In diesem Abschnitt wird die Anwendung des entwickelten multiskalaren Ansatzes zur Ableitung von Fragilitätskurven am Beispiel eines typischen repräsentativen viergeschossigen Stahlbetonskelettbaus als Referenzgebäude demonstriert. Die Bestimmung der Pushover-Kurven und der Schadensgrade erfolgt mit der Software SeismoStruct 2023 [171] zur statischen und dynamischen nichtlinearen Analyse von Rahmenstrukturen. Die weitere Vorgehensweise bis zu den endgültigen Fragilitätskurven wird mittels des VMTK [127] umgesetzt. Vor der Analyse in SeismoStruct wird das Gebäude in RSTAB [63] linear-elastisch mit den normativen Materialgesetzen modelliert. Die Nachweise für die beiden Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit werden geführt und die erforderliche Bewehrung ermittelt.

Modellierung und Pushover-Analyse

Es wird ein regelmäßiges vierstöckiges Gebäude in Stahlbetonrahmenbauweise untersucht. Dieser Skelettbau repräsentiert typische Büro- und Geschäftsgebäude sowie gemischte Wohn- und Geschäftsgebäude in der Vergangenheit und Gegenwart. Die vier Stockwerke sind jeweils 2,5 m hoch und der Grundriss beträgt 16 m x 12 m. Das Gebäude besteht aus zehn einzelnen Rahmen, fünf auf jeder der Achsen A–A bis E–E und 1–1 bis 5–5. Die Ausfachungen aus Mauerwerk werden nicht explizit modelliert, sondern indirekt als zusätzliche Last auf die Balken berücksichtigt. Abbildung III.3 zeigt die Draufsicht, das 3D-Modell und Ansichten des untersuchten Stahlbetongebäudes in SeismoStruct [171].

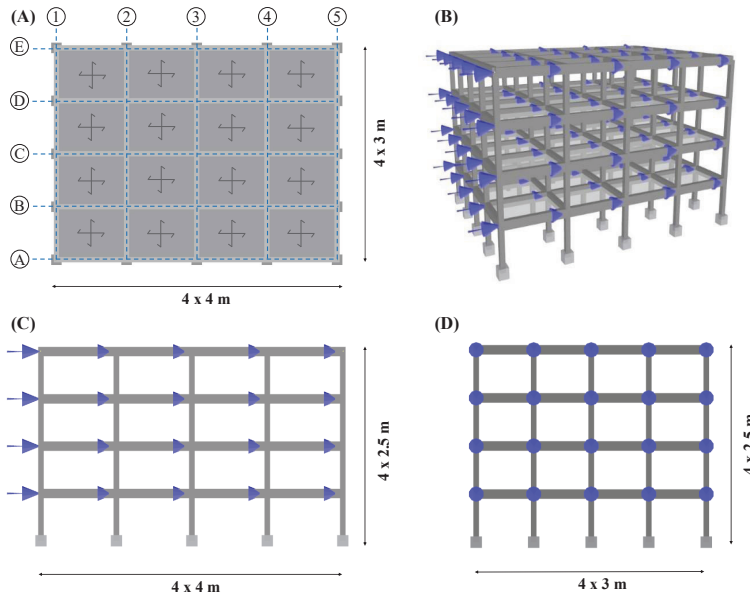


Abbildung III.3: Draufsicht (A), 3D-Modell (B), Ansicht A–A (C) und Ansicht 1–1 (D) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus

Für die Stützen wird für alle Geschosse ein Querschnitt von 300 mm x 300 mm mit einer Längsbewehrung von 4 ϕ 20 mm in den Ecken und 4 ϕ 12 mm an den Seiten gewählt. Die Querbewehrung besteht aus zweischnittigen Bügeln mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Abstand von 200 mm. Die Balken sind 300 mm breit und 500 mm hoch mit einer Längsbewehrung von 4 ϕ 20 mm im oberen Bereich, 2 ϕ 20 mm im unteren Bereich und 2 ϕ 12 mm an den Seiten. Die Querbewehrung des Balkens ist identisch zu den Stützen. Die Querschnitte

sind in Abbildung III.4 dargestellt. Für alle Elemente werden die Umschnürungseffekte auf der Grundlage des Betonmaterials und der Bewehrung in den Analysen berücksichtigt.

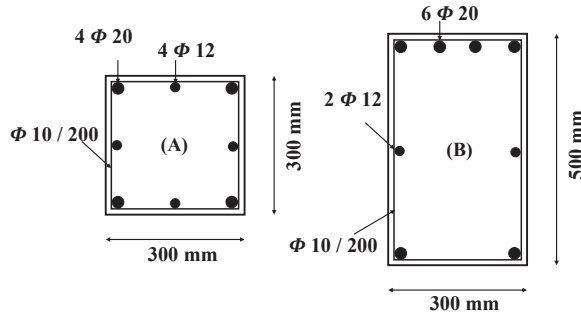


Abbildung III.4: Querschnitte und Bewehrung von Stützen (A) und Balken (B) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus

Sowohl die Stützen als auch die Balken werden vereinfacht als *inelastic plastic-hinge force-based frame elements (infrmFBPH)* [171] modelliert. Diese Elemente sind nichtlineare kraftbasierte Elemente und konzentrieren die Nichtlinearität als Fließgelenke in einer festgelegten Länge an den beiden Enden des Elements. Die Vorteile dieser Elemente sind eine reduzierte Analysezeit und eine vollständige Kontrolle der Länge des plastischen Gelenks. Für den Beton wird die Festigkeitsklasse C30/37 verwendet und die Materialparameter werden entsprechend dem von Mander et al. [123] vorgeschlagenen nichtlinearen Betonmodell definiert. Für die Bewehrung wird das Materialgesetz von Menegotto-Pinto [129] für einen Stahl der Sorte B500B definiert. Die genauen Materialkennwerte finden sich im Anhang A.1.1 in Tabelle A.1 und Tabelle A.2. Die Flächenlasten, wie das Eigengewicht der 0,15 m starken Decken, die Ausbaulasten sowie die Verkehrslasten, werden auf die Balken verteilt. Dabei wird angenommen, dass die Decken zweiachsig gespannt sind. Für die Ausbaulasten werden $2,0 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Für die Verkehrslasten werden $2,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen, wobei gemäß DIN EN 1998-1 [44] für die Erdbebenlastkombination lediglich 30 % berücksichtigt werden. Darüber hinaus wird das Eigengewicht der 0,13 m dicken Mauerwerksausfachungen mit $1,44 \text{ kN/m}^2$ für das erste bis dritte Obergeschoss berücksichtigt und als zusätzliches Gewicht auf die entsprechenden Balken aufgebracht. Die auf die Balken wirkenden Lasten sind je nach Achse (A–E bzw. 1–5), Geschoss (1–3 bzw. 4) und Lage des Rahmens (außen bzw. innen) aufgrund der variierenden Lasten und der jeweiligen Einzugsbereiche unterschiedlich, sodass sich acht verschiedene Balkentypen ergeben. Die Eigengewichte von Stützen und Trägern werden in SeismoStruct automatisch berechnet.

Die Pushover-Analyse wird für die beiden Richtungen x und y durchgeführt. Aufgrund der

Symmetrie des Gebäudes gibt es keinen Unterschied zwischen der positiven und der negativen Orientierung für x bzw. y . Es werden zwei verschiedene Horizontallastverteilungen untersucht, eine gleichmäßige und eine modale Verteilung. Für die modale Verteilung wird zuvor eine Eigenwertanalyse durchgeführt, um die Lastverteilung für die Eigenform mit dem höchsten effektiven modalen Massenanteil für jede Richtung zu bestimmen. Für jeden Knoten werden spezifische horizontale Lasten als inkrementelle Lasten in der jeweiligen Richtung definiert, wie in Abbildung III.3 (B) dargestellt. Insgesamt werden vier Analysen durchgeführt, jede in 100 Schritten bis zu einer Verschiebung des Kontrollknotens um 0,25 m. Als Kontrollknoten wird der mittlere Knoten im obersten Stockwerk gewählt.

Die adäquate Modellierung von Stahlbeton erfordert die Abbildung von Nichtlinearitäten, wobei sowohl physikalische/materielle als auch geometrische Nichtlinearitäten zu berücksichtigen sind [135]. Physikalisch-nichtlineares Verhalten resultiert unter anderem aus Plastizität und Schädigungen wie Rissbildung und Entfestigung. In SeismoStruct wird diese Nichtlinearität zum einen über die Materialgesetze für Beton (nach Mander et al. [123]) und Bewehrung (nach Menegotto-Pinto [129, 171]) berücksichtigt. Zum anderen stehen für die Plastizität in SeismoStruct zwei Ansätze zur Verfügung: einerseits eine Verteilung der Plastizität über das Element mit einem sogenannten Faseransatz, bei dem jede Faser mit einer einachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung verknüpft ist, und andererseits über eine konzentrierte Plastizität an beiden Enden des Elements. In dieser Untersuchung wird der letztere Ansatz in Form von, wie zuvor genannt, *inelastic plastic-hinge force-based frame elements (infrmFBPH)* verwendet. [171]

Geometrische Nichtlinearitäten umfassen große Verschiebungen oder Rotationen sowie Dehnungen und Stabilitätsprobleme. Daher sind geometrisch-nichtlineare Verfahren zu verwenden, bei denen der Gleichgewichtszustand unter Berücksichtigung der Tragwerksverformungen bestimmt wird, die häufig als Theorie II. Ordnung bezeichnet werden. In SeismoStruct werden große Verschiebungen/Verdrehungen und große unabhängige Verformungen relativ zum Rahmenelement, auch P-Delta-Effekte genannt, durch eine von Correia und Virtuoso [34] entwickelte und implementierte *co-rotational formulation* [34] berücksichtigt. Die implementierte *co-rotational formulation* der Bewegung basiert auf einer exakten Beschreibung der kinematischen Transformationen, die mit großen Verschiebungen und dreidimensionalen Rotationen des Stützen-Balken-Elements einhergehen. Die globalen Verformungen werden als lokale Verformungen bezogen auf die Koordinatenachsen des verformten Systems formuliert. Dies führt zu einer korrekten Definition der unabhängigen Verformungen und Kräfte des Elements sowie der Auswirkungen geometrischer Nichtlinearitäten auf die Steifigkeitsmatrix. Diese Formulierung

bietet insbesondere dann Vorteile, wenn gleichzeitig die Nichtlinearität des Materials berücksichtigt werden soll [34]. In Bezug auf das Balken-Stützen-Element werden sechs grundlegende Verschiebungsfreiheitsgrade und die entsprechenden Elementschnittgrößen definiert. Wenn zu erwarten ist, dass ein Bauteil große Verformungen in Bezug auf die Stabachse erfährt, kann der P-Delta-Effekt durch die Verwendung von zwei bis drei Elementen pro Stab berücksichtigt werden. [34, 171]

Schadenskriterien und Schadensgrade

Für das untersuchte Stahlbetongebäude werden die globalen und materialspezifischen Schadenskriterien nach den Tabellen III.1 und III.2 sowie die Zuordnung zu den Schadensgraden nach Tabelle III.3 angewendet. Die materialspezifischen Schadenskriterien werden im *Pre-Processor* von SeismoStruct [171] als *Performance Criteria* definiert. Hier werden lediglich die Stützen für die Überwachung der Kriterien ausgewählt, da die Balken, wie bereits erwähnt, als sekundäre Bauteile betrachtet werden. Die Grenzwerte der materialspezifischen Schadenskriterien ergeben sich nach Tabelle III.4. Die Berechnung der Kriterien (h) bis (j) erfolgt auf der Grundlage der angegebenen Formeln durch SeismoStruct automatisch für jeden Schritt.

Tabelle III.4: Materialspezifische Schadenskriterien und zugehörige Grenzwerte für den untersuchten Stahlbetonskelettbau

| Schadenskriterium | Grenzwert |
|--|-------------------------------|
| (a) Zugfestigkeit Beton | $\epsilon_{ct} = + 0,0001$ |
| (b) Abplatzungen Betondeckung (unumschnürter Beton) | $\epsilon_{csp} = - 0,0025$ |
| (c) Risse Betonkern (umschnürter Beton) | $\epsilon_c = - 0,01$ |
| (d) Fließen der Bewehrung | $\epsilon_{sy} = + 0,002$ |
| (e) Versagen der Bewehrung | $\epsilon_u = 0,01875$ |
| (f) Krümmung bei Beginn der Rissbildung | $\phi_c = 0,00067$ |
| (g) Krümmung beim Einsetzen des Fließens | $\phi_y = 0,0146$ |
| (h) Sehnenrotation beim Einsetzen des Fließens | DIN EN 1998-3 (A.10a)/(A.11a) |
| (i) Sehnenrotationskapazität im Bruchzustand | DIN EN 1998-3 (A.1) |
| (j) Schubfestigkeit | DIN EN 1998-3 (A.12) |

Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden hier nur die Ergebnisse für die Untersuchungen mit mittleren Materialkennwerten dargestellt. Untersuchungen mit höheren und niedrigeren Mate-

rialparametern sind in Kapitel III.1.2.3, Abschnitt *Statistische Auswertungen* dargestellt. Nach der Simulation können die festgelegten Kriterien ausgewertet werden. Wie bereits im Kapitel III.1.2.1 beschrieben, werden für jeden Schadensgrad verschiedene Kriterien berücksichtigt und die Zuordnung der Schadenskriterien zu den Schadensgraden ist in Tabelle III.3 dargestellt. Bei der Pushover-Analyse werden im ersten Schritt die ständigen vertikalen Lasten aufgebracht. In den nachfolgenden Schritten werden die horizontalen Lasten durch eine gleichmäßig steigende Verschiebung gesteigert, wobei 101 den letzten Schritt (0,25 m Verschiebung des Kontrollknotens) repräsentiert. Tabelle III.5 zeigt die einzelnen Schrittzahlen, bei denen die jeweiligen Kriterien für die verschiedenen Analysen überschritten werden. Zusätzlich zu den materialspezifischen Kriterien werden die globalen Kriterien gemäß Tabelle III.1 für jeden Schadensgrad berücksichtigt. Unter Beachtung der Besonderheiten einiger globaler Kriterien ist das Kriterium, was mit der kleinsten Schrittzahl und damit mit der geringsten Verschiebung auftritt, für den jeweiligen Schadensgrad maßgebend. Die Positionen der Schadensgrade aller Analysen werden auf der Grundlage der definierten Kriterien mithilfe einer Reihe von Python-Skripten bestimmt. Abbildung III.5 zeigt die Pushover-Kurven mit den abgeleiteten Schadensgraden für vier repräsentative Analysen: x -Richtung mit gleichmäßiger Horizontallastverteilung, x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung, y -Richtung mit gleichmäßiger Horizontallastverteilung und y -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung. Es ist erkennbar, dass die verschiedenen Richtungen nur einen geringen Einfluss haben, während der Einfluss der Horizontallastverteilung signifikant ist.

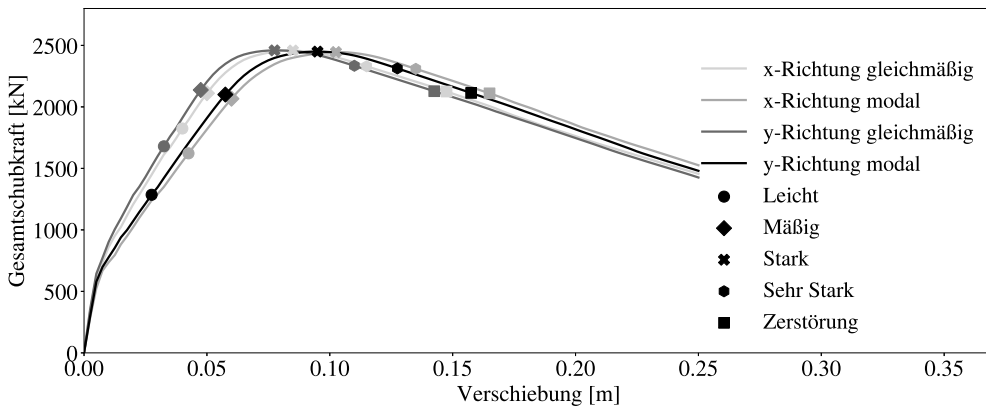


Abbildung III.5: Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus

Tabelle III.5: Schrittzahlen (von 101) für vier Analysen, die zur Überschreitung der Schadenskriterien führen

| Schadensgrad | Kriterium | x-Richtung gleichmäßig | x-Richtung modal | y-Richtung gleichmäßig | y-Richtung modal |
|--------------|-----------|---------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|
| Leicht | (a) | 24 | 18 | 14 | 11 |
| | (d) | 17 | 21 | 17 | 20 |
| | (f) | 22 | 18 | 14 | 11 |
| | (h) | 28 | 34 | 27 | 33 |
| | global | 10 | 12 | 9 | 12 |
| | maßgebend | 17 | 18 | 14 | 12 |
| Mäßig | (b) | 27 | 32 | 26 | 31 |
| | (d) | 21 | 25 | 20 | 24 |
| | (g) | 23 | 28 | 22 | 26 |
| | (h) | 30 | 37 | 28 | 34 |
| | global | 18 | 22 | 17 | 20 |
| | maßgebend | 21 | 25 | 20 | 24 |
| Stark | (b) | 37 | 45 | 37 | 46 |
| | (c) | 61 | 68 | 58 | 63 |
| | (e) | 56 | 63 | 54 | 60 |
| | (i) | 57 | 64 | 57 | 61 |
| | (j) | | | *) | |
| | global | 35 | 42 | 32 | 39 |
| Sehr Stark | maßgebend | 35 | 42 | 32 | 39 |
| | (c) | 64 | 70 | 60 | 65 |
| | (e) | 58 | 65 | 57 | 62 |
| | (i) | 59 | 65 | 57 | 63 |
| | (j) | | | *) | |
| | global | 47 | 55 | 45 | 52 |
| Zerstörung | maßgebend | 47 | 55 | 45 | 52 |
| | (c) | 99 | *) | 101 | *) |
| | (e) | 60 | 67 | 58 | 64 |
| | (i) | 60 | 67 | 60 | 65 |
| | (j) | | | *) | |
| | global | 70 | 76 | 68 | 73 |
| | maßgebend | 60 | 67 | 58 | 64 |

*): Das Kriterium wird bis zum Ende der Analyse nicht erreicht.

Im Folgenden werden die Schadensgrade für die Analyse in x -Richtung bei gleichmäßiger Horizontallastverteilung auf Basis von Tabelle III.5 und Abbildung III.5 beispielhaft beschrieben. Die maßgebenden Schadenskriterien sind in Abbildung III.6 farblich hervorgehoben.

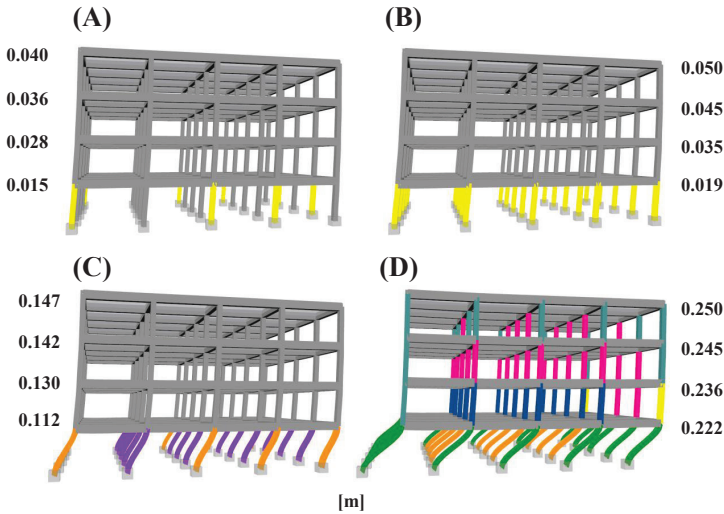


Abbildung III.6: Maßgebende Schadenskriterien für die Analyse in x -Richtung bei gleichmäßiger Horizontallastverteilung für die Schadensgrade *Leicht* (A), *Mäßig* (B), *Zerstörung* (C) und den letzten Schritt (D) mit zugehörigen horizontalen Verschiebungen

Der Schadensgrad *Leicht* liegt auf dem aufsteigenden Ast der Kurve und das maßgebende Kriterium ist das Fließen der Bewehrung (Kriterium (d)), welches bei 30 % der Stützen im Erdgeschoss in Schritt 17 erreicht wird (siehe Abbildung III.6 (A)). Das globale Kriterium tritt in Schritt 10 ein, ist hier jedoch nicht relevant. Der Schadensgrad *Mäßig* kennzeichnet den Beginn des nichtlinearen Verhaltens. Für die betrachtete Analyse definiert das Fließen der Bewehrung (Kriterium (d)) in allen Stützen des Erdgeschosses in Schritt 21 die Position auf der Kurve (siehe Abbildung III.6 (B)). Der Schadensgrad *Stark* ist durch das Erreichen der maximalen Kraft im Schritt 35 gekennzeichnet. Der globale Lastabfall von 5 % tritt in Schritt 47 vor den materialspezifischen Kriterien auf und ist damit für den Schadensgrad *Sehr Stark* entscheidend. Für den höchsten Schadensgrad *Zerstörung* tritt in Schritt 60 bei 30 % der Stützen im Erdgeschoss das Versagen der Bewehrung (Kriterium (e)) ein. Im gleichen Schritt wird die Kapazität der Sehnennrotation (Kriterium (i)) bei 50 % der Stützen im Erdgeschoss erreicht. Diese beiden Kriterien definieren die Position auf dem absteigenden Ast der Kurve (siehe Abbildung III.6 (C)). Dies zeigt, dass für die verschiedenen Schadensgrade unterschiedliche Kriterien maßgebend sind und somit das Materialverhalten und das Gesamttragverhalten eine Rolle spielen. Daher ist

es wichtig sowohl materialspezifische als auch globale Kriterien zu verwenden. Die Gesamtauswertung der Kriterien zeigt, dass bei allen Analysen die Grenzwertüberschreitungen zunächst im Erdgeschoss erreicht werden. Dies passt zu dem eintretenden weichen Erdgeschoss, was exemplarisch am Ende der Pushover-Analyse bei 0,25 m Verschiebung des Kontrollknotens in Abbildung III.6 (D) dargestellt ist. In Abbildung III.6 sind zusätzlich die Horizontalverschiebungen in den entsprechenden Ebenen enthalten. Die Schadensgrade sind bei allen Analysen ähnlich positioniert (siehe Abbildung III.5), unterscheiden sich jedoch aufgrund des Einflusses der Lastrichtung und der horizontalen Lastverteilung, da unterschiedliche Kriterien maßgebend sind (siehe Tabelle III.5).

Fragilitätskurven

Die Ermittlung der Fragilitätskurven erfolgt mit dem VMTK [127], das im Kapitel III.1.1.2, Abschnitt *Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven* beschrieben ist. Wie bereits dargelegt, ist bei der Eingabe eine Vielzahl von Parametern zu berücksichtigen. Im Folgenden werden daher die wesentlichen Aspekte, ihr Einfluss sowie die Wahl für die vorliegende Untersuchung beschrieben.

Die Auswahl geeigneter Beschleunigungszeitverläufe ist eine der Hauptursachen für Unsicherheiten bei der Bewertung der Fragilität (siehe Kapitel III.1.1.2, Abschnitt *Bestehende Fragilitätskurven*) [127]. Um universell anwendbare Fragilitätsfunktionen für eine Gebäudeklasse zu erhalten, ist eine große Anzahl von Beschleunigungszeitverläufen erforderlich, um den gesamten Bereich des Intensitätsmaßes abzudecken und alle Schadensgrade zu erreichen. Eine kleine und ungeeignete Anzahl von Aufzeichnungen kann zu sehr instabilen Kurven und falschen Abschätzungen führen. Aus diesem Grund werden in der vorliegenden Untersuchung mehr als 2700 Datensätze der Engineering Strong Motion Database (ESM) [121] für Europa ausgewählt. Diese Beschleunigungszeitverläufe werden so verwendet, wie sie aufgezeichnet wurden, das heißt unkorrigiert und unskaliert. Als traditionelles Intensitätsmaß wird hier die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) gewählt.

Was die Kapazitätskurven betrifft, so haben die (vier) Approximationspunkte einen Einfluss auf die entwickelten Fragilitätsfunktionen. Insbesondere ist darauf zu achten, dass der erste Teil der Kurve durch die Idealisierung adäquat abgebildet wird, da die niedrigen Schadensgrade davon maßgeblich beeinflusst werden. Eine zu geringe Steigung am Anfang kann erwartungsgemäß zu einer höheren Anfälligkeit führen. Die Form der Kurve nach dem Maximum bezieht sich auf die hohen Schadensgrade und hat einen geringeren Einfluss. Die mit SeismoStruct simulierten Pushover-Kurven des MDoF-Systems (Abbildung III.5) werden durch Anwendung

der Gleichungen III.1 bis III.3 in die Kurven des SDoF-Systems im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format transformiert. Die Kapazitätskurven werden, insbesondere im linearen Bereich, so nah wie möglich an die Pushover-Kurve angenähert, indem für jede Kurve eine Approximation mit vier linearen Abschnitten verwendet wird (siehe Abbildung III.7).

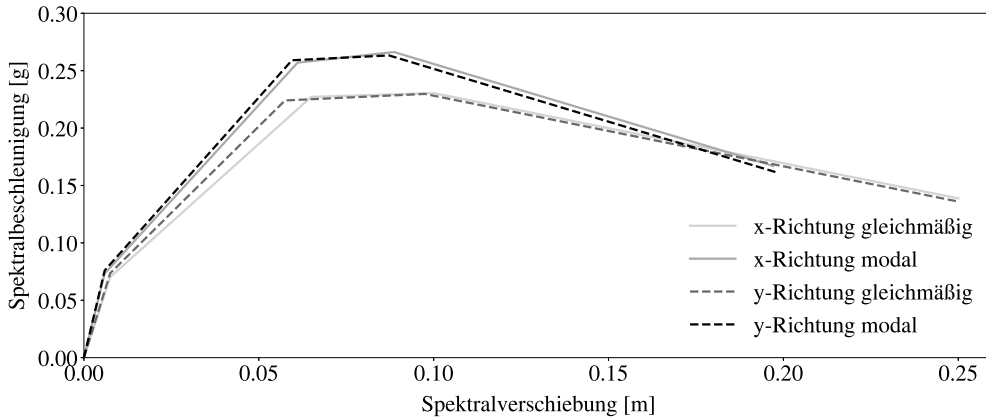


Abbildung III.7: Approximationen der vier Kapazitätskurven im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format für den untersuchten Stahlbetonskelettbau

Die nichtlineare Strukturantwort wird von zwei Hauptfaktoren beeinflusst: Degradation und Dämpfung. Wird die Analyse ohne Degradation berechnet, bleiben Steifigkeit und Festigkeit des Systems während der gesamten Analyse unverändert. Dies verändert die Fragilitätsfunktion im Vergleich zur Berücksichtigung der Energiedissipation durch Hysterese, wenn der Degradationsansatz verwendet wird. In dieser Untersuchung wird der Degradationsansatz verwendet, um die Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit von Stahlbeton unter zyklischer Belastung aufgrund der Energiedissipation zu berücksichtigen. Der Dämpfungswert sollte nicht unrealistisch hoch gewählt werden, da eine höhere Dämpfung tendenziell zu einer geringeren Anfälligkeit führt. Hier wird ein Dämpfungsgrad von 5 % für Stahlbeton festgelegt, was in der Literatur, u. a. [38], die übliche Annahme ist.

Der Einfluss der Zensur in der Regression und damit die Auswirkungen auf die Fragilitätsfunktion sind abhängig vom Wert des Zensierungsfaktors in Bezug auf den EDP-Grenzwert für den höchsten Schadensgrad sowie den gewählten Beschleunigungszeitverläufen. Hier wird eine zensierte Regression mit dem vorgeschlagenen Zensierungsfaktor von 1,5 durchgeführt. Die Variabilität von Gebäude zu Gebäude verändert ebenfalls die Fragilität und sollte insbesondere dann berücksichtigt werden, wenn dieser Aspekt nicht durch mehrere Kapazitätskurven für eine Gebäudeklasse abgedeckt wird. Eine zunehmende Streuung führt zu einer flacheren

endgültigen Fragilitätsfunktion. In dieser Untersuchung werden mehrere Kapazitätskurven und zusätzlich ein Wert von 0,3 verwendet, wie in [127] empfohlen. Als EDP wird die maximale Verschiebung gewählt. Die Verschiebungsgrenzwerte für die Schadensgrade haben einen großen Einfluss auf die endgültigen Fragilitätsfunktionen, denn niedrigere Grenzwerte führen bei gleichem Intensitätsmaß zu einer höheren Fragilität. Insbesondere bei Gebäudeklassen ist die Bandbreite der Verschiebungsgrenzwerte zu berücksichtigen. [127]

Die Ermittlung der Schadensgrade ist im Abschnitt *Schadenskriterien und Schadensgrade* beschrieben. Die abgeleiteten Verschiebungsgrenzwerte für die Schadensgrade werden in das Schadensmodell umgerechnet, welches die spektralen Verschiebungsgrenzwerte für die Schadensgrade definiert. Die Mindestwerte der spektralen Verschiebungsgrenzwerte aller durchgeführten Analysen sind in Tabelle III.6 in der ersten Zeile dargestellt.

Tabelle III.6: Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|----------------------------|--------|--------|-------|------------|------------|
| spektrale Verschiebung [m] | 0,022 | 0,046 | 0,075 | 0,101 | 0,125 |
| Erwartungswert [log g] | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| Standardabweichung [log g] | | | 0,973 | | |

Die Ausgabe des VMTK besteht aus diskreten Werten für PGA und Überschreitungswahrscheinlichkeit für jeden definierten Schadensgrad sowie den Verteilungsparametern der zugehörigen logarithmischen Normalverteilung, nämlich Erwartungswert und Standardabweichung. In Abbildung III.8 sind die resultierenden Fragilitätskurven für die abgeleiteten Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus dargestellt. Die zugehörigen Verteilungsparameter sind in Tabelle III.6 enthalten. Entsprechend Gleichung III.6 handelt es sich bei diesen Verteilungsparametern um den Erwartungswert und die Standardabweichung des minimalen Wertes des logarithmierten Intensitätsmaßes (IM), der den entsprechenden Schadensgrad hervorruft. Aufgrund der Logarithmierung kann der Erwartungswert auch negative Werte annehmen. Die Standardabweichung ist für alle Schadensgrade identisch, da sie die EDP-IM-Punktwolke beschreibt.

Plausibilitätskontrolle und Diskussion der Fragilitätskurven

In einem ersten Schritt werden die Verschiebungsgrenzwerte für die Schadensgrade mit Ansätzen aus der Literatur in Bezug gesetzt: HAZUS [69] und FEMA 356 [70]. HAZUS [69] schlägt

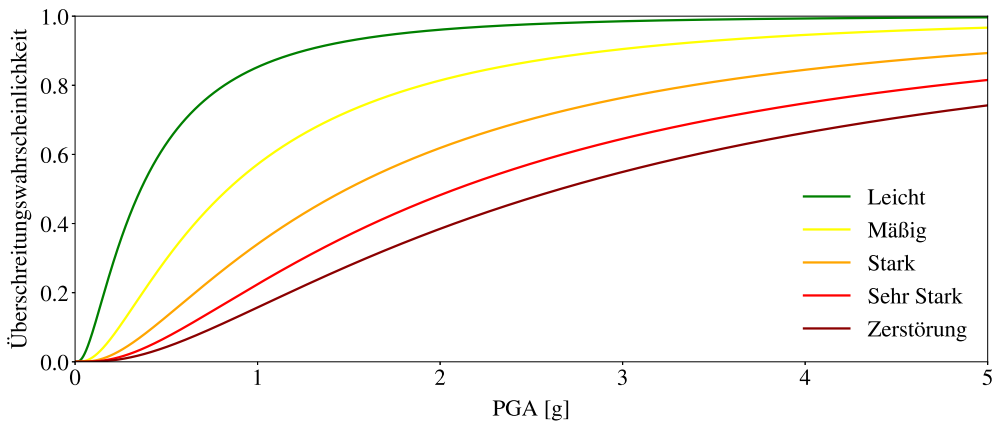


Abbildung III.8: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus

ISD- und Spektralverschiebungs-Werte für vier Grenzzustände vor: *Slight*, *Moderate*, *Extensive* und *Complete Damage*. FEMA 356 [70] schlägt Verschiebungswerte zu drei Schadensstufen vor: *Immediate Occupancy (IO)*, *Life Safety (LS)* und *Collapse Prevention (CP)*. Die verschiedenen Schadensskalen werden hinsichtlich der Definitionen der Schadensgrade bestmöglich zueinander in Relation gesetzt [124]. Für HAZUS wird die Gebäudeklasse C1M (biegesteifer Stahlbetonrahmen mittlerer Höhe) und für FEMA der Stahlbetonrahmen als Gebäudeklasse gewählt. Die Verschiebungswerte sind aufgrund unterschiedlicher Ableitungsmethoden und subjektiver Festlegung der Gebäudeklassen nicht direkt vergleichbar. Die in der Literatur [69, 70] genannten Werte sind nicht reproduzierbar und basieren im Wesentlichen auf allgemeinen Experteneinschätzungen. Die durchgeführte Plausibilitätsprüfung dient der Einschätzung, ob die ermittelten Ergebnisse in einer ähnlichen Größenordnung wie in der Literatur liegen und somit als plausibel zu erachten sind. Aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsmethoden und der oben beschriebenen zahlreichen Einflussgrößen und Annahmen ist ein direkter Vergleich jedoch nicht möglich.

Tabelle III.7 enthält die Plausibilitätskontrolle der ISD-Grenzwerte des entwickelten Ansatzes (Spalte 2) mit HAZUS (Spalte 4) und FEMA (Spalte 6). Die Plausibilitätskontrolle zeigt, dass die eigenen abgeleiteten Mittelwerte für die niedrigen Schadensgrade zwischen den (im Allgemeinen geringeren) Werten von HAZUS [69] und denen von FEMA [70] liegen. Für die beiden höchsten Schadensgrade liegen die abgeleiteten Werte über den Grenzwerten von HAZUS und FEMA. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Definition der Schadensgrade unterschiedlich ist. Der definierte Schadensgrad *Zerstörung* beinhaltet den rechnerischen Einsturz des gesamten Gebäudes und damit ein größeres Schadensausmaß als *CP* und *Complete*. Die

Tabelle III.7: Plausibilitätskontrolle der selbst abgeleiteten ISD-Grenzwerte (zweite Spalte) mit Ansätzen aus der Literatur [69, 70]

| Schadens- grad | Mittelwert eigene Untersuchung | Schadens- grad | HAZUS C1M [69] | Schadens- grad | FEMA Stahlbeton- Rahmen [70] |
|-------------------|--------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|
| Leicht | 0,0053 | Slight | 0,0033 | | |
| Mäßig | 0,0079 | Moderate | 0,0058 | IO | 0,0100 |
| Stark | 0,0181 | | | | |
| Sehr Stark | 0,0317 | Extensive | 0,0156 | LS | 0,0200 |
| Zerstörung | 0,0454 | Complete | 0,0400 | CP | 0,0400 |

Werte für den Schadensgrad *Extensive* (HAZUS) und den Schadenszustand *LS* (FEMA) weisen eine größere Ähnlichkeit zu den eigenen Werten für *Stark* als für *Sehr Stark* auf, sodass hier die Zuordnung zu überdenken ist.

Für die Plausibilitätskontrolle der spektralen Verschiebungsgrenzwerte ist zu berücksichtigen, dass bei Gebäuden mit einem weichen Geschoss die Verformung auf ein Geschoss konzentriert ist und daher die globale Verschiebung kleiner sein kann als die Verschiebung in dem betroffenen Geschoss. Um dies zu berücksichtigen, werden die maximalen Verschiebungen pro Geschoss ausgewertet und daraus die globale Verschiebung berechnet. Diese berechneten spektralen Verschiebungsgrenzwerte des untersuchten Gebäudes sind in Tabelle III.8 dargestellt. Es lässt sich feststellen, dass die eigenen Werte (Spalte 2) eine Ähnlichkeit mit den Grenzwerten in HAZUS (Spalte 4) aufweisen, wobei bis auf den höchsten Schadensgrad (unterschiedliche Definition) die HAZUS-Werte etwas geringer sind.

Tabelle III.8: Plausibilitätskontrolle der selbst abgeleiteten spektralen Verschiebungsgrenzwerte (zweite Spalte) mit HAZUS [69]

| Schadensgrad | Mittelwert eigene Untersuchung | Schadensgrad | HAZUS C1M [69] |
|--------------|--------------------------------------|--------------|-------------------|
| Leicht | 0,0451 m | Slight | 0,0381 m |
| Mäßig | 0,0668 m | Moderate | 0,0660 m |
| Stark | 0,1532 m | | |
| Sehr Stark | 0,2732 m | Extensive | 0,1778 m |
| Zerstörung | 0,3151 m | Complete | 0,4572 m |

Der nächste Schritt ist die Plausibilitätskontrolle der resultierenden Fragilitätsfunktionen. Ein wichtiger Aspekt ist, dass sich die Fragilitätskurven für die verschiedenen Schadensgrade innerhalb eines Ansatzes nicht schneiden. Das heißt, dass die Wahrscheinlichkeit, einen bestimmten Schadensgrad zu überschreiten, höher sein sollte als die Wahrscheinlichkeit, den nächsthöheren Schadensgrad zu erreichen. Für das betrachtete Referenzgebäude ist diese Regel erfüllt (siehe Abbildung III.8). Es ist zu beachten, dass bei der Ermittlung der Überschreitungswahrscheinlichkeit für einen Schadensgrad anhand der y-Achse der Diagramme mindestens dieser Schadensgrad erreicht wird. Dies bedeutet, dass auch die höheren Schadensgrade in der Überschreitungswahrscheinlichkeit enthalten sind. Um die Überschreitungswahrscheinlichkeit lediglich für einen Schadensgrad zu bestimmen, ist die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den nächsthöheren Schadensgrad zu subtrahieren. Das Ergebnis entspricht dann dem Abstand zwischen den beiden Kurven. Die Summe der Wahrscheinlichkeiten für alle Schadensgrade, einschließlich des Grades *Kein Schaden*, ergibt eins bzw. 100 %. Bei Plausibilitätskontrollen mit bestehenden Fragilitätsfunktionen ist wiederum zu beachten, dass ein direkter Vergleich aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsmethoden und Einflussgrößen nicht möglich ist (siehe Abschnitt III.1.1.2). Die gemeinsame Betrachtung mit bestehenden Fragilitätskurven, wie beispielsweise im SYNER-G Bericht D3.1 für Stahlbetongebäude [163] oder im Technischen Bericht des European Seismic Risk Model (ESRM20) [38], zeigt, dass die selbst entwickelten Fragilitätsfunktionen sowohl grafisch als auch hinsichtlich der Verteilungsparameter im mittleren Bereich liegen. Abbildung III.9 zeigt eine grafische Plausibilitätskontrolle der entwickelten Fragilitätskurven (durchgezogene Linien) mit den Funktionen von Rota et al. 2008 [158, 163] für die Gebäudeklasse RC4 (Stahlbeton, keine seismische Auslegung, ≥ 4 Stockwerke) (gepunktete Linien) sowie der Gebäudeklasse CR-LFM-CDM-0-H4 des ESRM20 [38] (gestrichelte Linien). Im Rahmen dieser Untersuchung werden die von Rota et al. ermittelten Kurven über die ursprüngliche empirische Erfassung hinaus extrapoliert. Die Definitionen der Schadensgrade variieren in den verschiedenen Untersuchungen, daher werden sie bestmöglich zugeordnet. Der Schadensgrad *Leicht* im Diagramm entspricht *Leicht* im entwickelten Ansatz, *Slight* des ESRM20 [38] und *DS1 negligible to slight damage* von Rota et al. [158]. In allen drei Ansätzen findet sich der Schadensgrad *Mäßig*. Für den mittleren Schadensgrad *Stark* werden beim ESRM20 die beiden angrenzenden Schadensgrade gemittelt, bei Rota et al. entspricht dieser *DS3 substantial to heavy damage*. Dem Schadensgrad *Sehr Stark* wird *Extensive* aus dem ESRM20 und *DS4 Very heavy damage* von Rota et al. zugeordnet. *Zerstörung* entspricht *Complete* des ESRM20 und *DS5 destruction* von Rota et al.

Es ist erkennbar, dass bei gleicher Intensität (PGA) für alle Schadensgrade die Überschreitungswahrscheinlichkeit der eigenen abgeleiteten Funktionen geringer ist als bei den empirisch

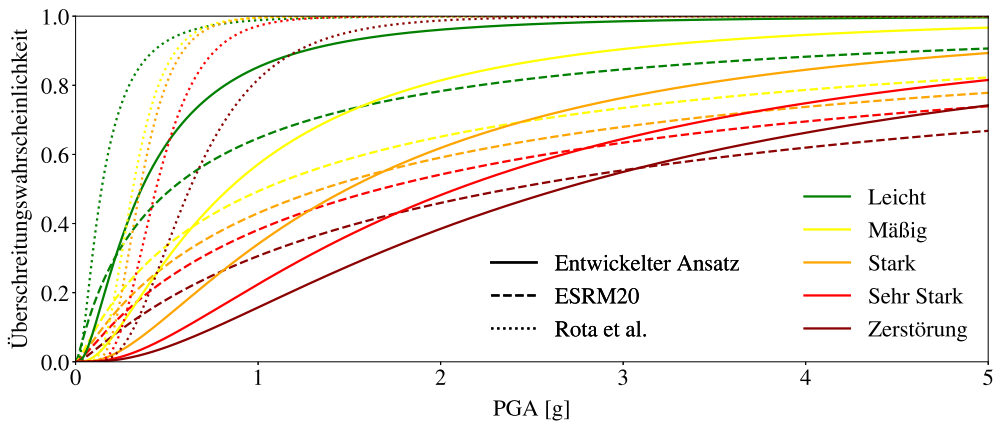


Abbildung III.9: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit der Literatur [38, 158, 163]

ermittelten Kurven von Rota et al., was auf deren geringere Erwartungswerte zurückzuführen ist. Außerdem verlaufen die Kurven von Rota et al. deutlich steiler, was aus der (deutlich) geringeren Standardabweichung resultiert. Die von Rota et al. ermittelten Kurven wurden empirisch abgeleitet, wobei die Daten zu den beschädigten Gebäuden nach verschiedenen Erdbeben in Italien erfasst wurden. Die Kurven basieren folglich ausschließlich auf italienischen Gebäudetypologien und den zugehörigen Schäden. Nach den Erdbeben wurden keine unbeschädigten Gebäude erfasst, sodass die Gesamtzahl der Gebäude, aus der sich auch die Anzahl der unbeschädigten Gebäude ergibt, aus Zensus-Daten abgeleitet werden musste. Weiterhin ist die Datenbasis für einige Beschleunigungen und Gebäudeklassen von geringer Größe. Die Gebäudeklasse RC4 umfasst alle Gebäude aus Stahlbeton ohne seismische Auslegung mit mindestens vier Stockwerken. Dadurch werden eine Vielzahl von Gebäuden zusammengefasst, wobei auch Gebäude mit einer hohen Schadensanfälligkeit enthalten sind. Die genannten Aspekte wirken sich auf die Fragilitätskurven aus und können Ursache für die hohen Überschreitungswahrscheinlichkeiten sein.

Die abgeleiteten Fragilitätsfunktionen zeigen zunächst geringere und anschließend höhere Überschreitungswahrscheinlichkeiten als die ESRM20-Funktionen. Das ESRM20 weist für niedrige Schadensgrade höhere Erwartungswerte und für hohe Schadensgrade niedrigere Erwartungswerte auf als die eigenen berechneten Funktionen. Die Schnittpunkte liegen bei steigendem Schadensgrad bei zunehmender Intensität, beispielsweise bei dem Schadensgrad *Leicht* bei circa 0,22 g und bei dem Schadensgrad *Zerstörung* bei circa 3,1 g. Die verschiedenen Kurvenverläufe und ihre zugehörigen Schnittpunkte resultieren aus den unterschiedlichen Stan-

dardabweichungen, da mit steigender Standardabweichung die Kurve flacher wird. Die Kurven des ESRM20 weisen eine hohe Standardabweichung auf und sind daher deutlich flacher. Im Rahmen des ESRM20 wurden diese Fragilitätskurven numerisch für eine Vielzahl von Gebäudeklassen ermittelt, die stellvertretend für ganz Europa stehen. Die Schadensgrenzwerte wurden vereinfacht über Verschiebungswerte definiert, sodass diese tendenziell größer sind als bei den eigenen Untersuchungen. Die gewählte Gebäudeklasse weist eine mäßige seismische Auslegung auf und repräsentiert eine Vielzahl unterschiedlicher Gebäude. Die hohe Standardabweichung ist auf die hohe Anzahl an Analysen pro Klasse zurückzuführen. Diese Aspekte resultieren in flacheren Kurven sowie überwiegend geringeren Überschreitungswahrscheinlichkeiten im besonders relevanten Bereich der Beschleunigungen bis 2,0 g im Vergleich zu den eigenen entwickelten Kurven.

Die Plausibilitätskontrolle zeigt, dass die in der Literatur vorhandenen Fragilitätsfunktionen im Allgemeinen eine signifikante Variation aufweisen. Die Unterschiede lassen sich auf die Anwendung unterschiedlicher Ermittlungsarten, Analysemethoden sowie divergierender Modellierungen zurückführen. Die Definition der Schadensgrade und der zugehörigen Verschiebungsgrenzwerte hat einen maßgeblichen Einfluss, sodass geringe Unterschiede in den Schadensgraden zu signifikant divergierenden Fragilitätskurven führen können. Außerdem ist der Einfluss der Parameter, die im Abschnitt *Vorgehensweise zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven* und bei den Fragilitätskurven des untersuchten Gebäudes beschrieben sind, auf die endgültigen Kurven zu berücksichtigen. Wie bereits zuvor dargelegt, kann die Auswahl der Beschleunigungszeitverläufe einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse nehmen. Eine zu geringe Anzahl an Verläufen kann zu einer deutlichen Über- oder Unterschätzung der Anfälligkeit führen. Weiterhin ist zu beachten, dass dieses spezielle Referenzgebäude hier gewählt wurde, um die Bestimmung der Schadensgrade mit dem selbst entwickelten multiskalaren Kriterienansatz zu demonstrieren. Die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen für allgemeine Gebäudeklassen erfordert eine Vielzahl von Simulationen für unterschiedliche Materialeigenschaften, Bewehrungsgehalte und -anordnungen, Querschnittsabmessungen sowie unterschiedliche Richtungen. Dies erklärt, dass die Standardabweichung des vorgestellten Referenzgebäudes kleiner ist als die einer ähnlichen Gebäudeklasse des ESRM20, die auf einer großen Anzahl von Analysen für viele Varianten und damit vielfältigen Kapazitätskurven beruht. Unter Berücksichtigung der genannten Punkte liefert der entwickelte multiskalare Ansatz plausible Ergebnisse.

III.1.2.3 Anwendbarkeit und Erweiterung des multiskalaren Ansatzes

Der entwickelte Multiskalenansatz zur Bestimmung der Lage der fünf Schadensgrade auf der Antwortkurve des Gebäudes beinhaltet verschiedenartige materialspezifische sowie globale Schadenskriterien. Diese ermöglichen eine Erkennung von Schadensmustern, die nicht als Lastabfall in der Gebäudeantwortkurve sichtbar sind. Somit können auch geringere Schäden erkannt werden, die beispielsweise bei Nachbeben eine entscheidende Rolle spielen können. Die auf Basis der Verschiebungsgrenzwerte abgeleiteten Fragilitätskurven beinhalten somit differenzierte mögliche Schadensmuster auf unterschiedlichen Skalen. Mögliche Schadensmuster werden daher umfassender berücksichtigt als bei bekannten Ansätzen, die Verschiebungskriterien auf der Grundlage von Fließ- und Endverschiebungen der Bilinearisierung der Kraft-Verformungs-Kurve verwenden (z. B. [38, 126]). Die weitere Entwicklung der Fragilitätskurven kann mit beliebigen Methoden erfolgen, da die potenziellen Schadensmuster in den Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade enthalten sind.

Der Ansatz wird im vorherigen Kapitel III.1.2.2 anhand eines Referenzgebäudes demonstriert, ist jedoch auch für die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen für allgemeine Gebäudeklassen anwendbar. Dies erfordert eine Vielzahl von Simulationen für unterschiedliche Materialeigenschaften, Bewehrungsgehalte und -anordnungen, Querschnittsabmessungen sowie unterschiedliche Richtungen. Aufgrund der hohen Anzahl von Simulationen ist die Auswertung der verschiedenen Kriterien sehr aufwendig, sodass eine weitere Automatisierung erforderlich ist. Weiterhin kann der Ansatz auf regionalspezifische Bauweisen, Material- und Systemeigenschaften angewendet werden. Im Anhang A.1.2 ist die Anwendung des Ansatzes für Gebäude aus tragendem Mauerwerk dargestellt. Im Folgenden wird die Erweiterung auf Stahlbetonskelettbauten mit Mauerwerksausfachungen erläutert. Darüber hinaus ist es möglich, Materialeigenschaften und Kriterien, die sich im Laufe des Lebenszyklus eines Gebäudes ändern, anzupassen. Im Kapitel III.2 wird die Berücksichtigung von Alterungsaspekten in Fragilitätskurven behandelt.

Der Ansatz ist somit universell anwendbar und übertragbar, was ein breites Anwendungsspektrum ermöglicht. Fragilitätsfunktionen können im Voraus abgeleitet werden, um sich auf ein Erdbebenereignis vorzubereiten. Ihre Anwendung ist unmittelbar nach dem Erdbeben möglich, noch bevor Daten für Klassifizierungsmethoden zur Verfügung stehen. Fragilitätskurven bilden zudem die Grundlage, um über Konsequenzfunktionen Vulnerabilitätsfunktionen abzuleiten, die unter anderem soziale und ökonomische Verluste beschreiben [38, 53, 126, 163]. Diese unterstützen Rettungskräfte bei der Abschätzung von Schäden, aber auch bei der Untersuchung

der weiteren Folgen des Erdbebens, wie beispielsweise den Kosten für die Instandsetzung von Gebäuden.

Stahlbeton mit Mauerwerksausfachungen

Neben reinen Stahlbeton- oder Mauerwerksgebäuden existiert eine Vielzahl von Stahlbetonrahmengebäuden mit Mauerwerksausfachungen. Die Mauerwerksausfachungen gelten als nichttragend, beeinflussen jedoch die Steifigkeit und Festigkeit des Gesamttragwerks und somit auch dessen Tragfähigkeit. Zudem kann sich die Schadensentwicklung verändern und es können Schäden am Stahlbetonrahmentragssystem entstehen, wenn die Mauerwerksausfachungen versagen.

Um diese weitverbreitete Bauweise zu berücksichtigen, wird der Ansatz für die tragende Stahlbetonbauweise um das nichttragende Mauerwerk erweitert. Für die Schadensentwicklung im Stahlbetonrahmen werden die Kriterien aus Tabelle III.2 und deren Verteilung gemäß Tabelle III.3 verwendet. Die Modellierung der Ausfachungen erfolgt in SeismoStruct als *infills* [171]. Diese Elementklasse modelliert die Ausfachungen nach dem Ansatz von Crisafulli [36] über sechs Streben. In jeder Diagonalrichtung sind zwei parallele Streben vorhanden, die die Druck- und Zugkräfte über zwei gegenüberliegende Diagonalecken abtragen, und eine dritte Strebe, die die Schubkräfte von der Ober- zur Unterseite der Ausfachung aufnimmt. Die variable Kontaktlänge zwischen Rahmen und Ausfachung ist von entscheidender Bedeutung, um die Wirkung der Ausfachung adäquat zu berücksichtigen. Der Ansatz zur Modellierung der *infills* ist in Abbildung III.10 dargestellt. Die benötigten Parameter werden im Anhang A.1.3 definiert.

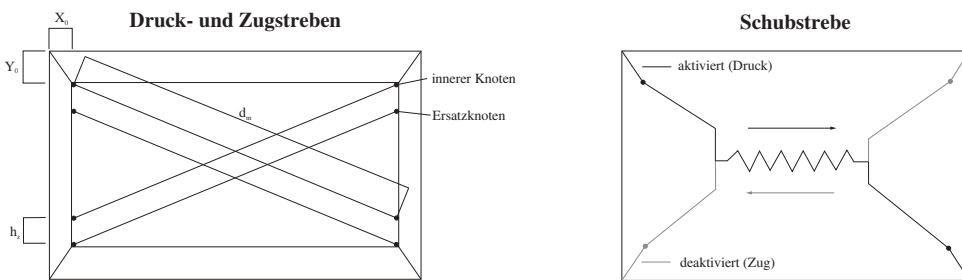


Abbildung III.10: Ausfachungen nach dem Ansatz von Crisafulli [36] mit Druck- und Zugstreben sowie Schubstreben

Um die Schädigung der Ausfachungen abzubilden, werden Verschiebungsgrenzwerte für die fünf Schadensgrade definiert. Dazu werden die Interstorey-Drift-Werte des tragenden Mauerwerks verdoppelt, da ein höherer Schaden an nichttragenden Elementen als an tragenden Ele-

menten möglich ist (siehe Kapitel IV). Die erstmalige Überschreitung des Verschiebungskriteriums ist maßgebend. Da die Mauerwerksausfachung als nichttragend angenommen wird, wird der Schadensgrad der Ausfachung eine Stufe höher angesetzt als der Schadensgrad des Stahlbetonrahmens für denselben Schadensgrad des Gesamtgebäudes. Infolgedessen wird beispielsweise ein *mäßiger Schaden* an der Ausfachung einem *leichten Schaden* des Stahlbetonrahmens beziehungsweise des Gesamtgebäudes zugeordnet (siehe Tabelle III.9).

Im Folgenden wird das Referenzgebäude um die explizite bzw. direkte Modellierung der Mauerwerksausfachungen erweitert, anstelle des ersatzweise angenommenen zusätzlichen Gewichts. Unter Berücksichtigung des zuvor ermittelten Eigengewichts der Mauerwerksausfachungen von $1,44 \text{ kN/m}^2$ bei einer Dicke von $0,13 \text{ m}$, wird eine Wichte inklusive Normalmörtel von 11 kN/m^3 angenommen, woraus sich eine Steinrohddichte von $0,9 \text{ g/cm}^3$ ergibt [2]. Diese liegt im Bereich der Rohddichte von Hochlochziegeln ($0,6\text{--}1,4 \text{ kg/dm}^3$), die Festigkeitsklassen von 6 bis 12 aufweisen [2]. Hier wird die Festigkeitsklasse 12 gewählt. Nach DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.3 [51] ergibt sich für die Druckfestigkeitsklasse 12 eine umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit f_{st} von 15 N/mm^2 . Die rechnerische Steinzugfestigkeit berechnet sich über $f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ für Hohlblocksteine [51]. Für den Normalmauermörtel wird die Klasse M10 gewählt, sodass nach DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.2 [51] die Druckfestigkeit $f_m = 10 \text{ N/mm}^2$ und nach Tabelle NA.12 [51] die Haftscherfestigkeit $f_{vk0} = 0,22 \text{ N/mm}^2$ betragen. Mit den gewählten Hochlochziegeln der Steindruckfestigkeitsklasse 12 und dem Normalmauermörtel M10 ergibt sich nach DIN EN 1996-3/NA Tabelle NA.D.1 [48] eine charakteristische Druckfestigkeit f_k von $5,6 \text{ N/mm}^2$. Mit diesen Kennwerten werden die Ausfachungen in SeismoStruct [171] als *infills* modelliert (siehe Anhang A.1.3 und Tabelle A.6).

Für das um die Mauerwerksausfachungen erweiterte Referenzgebäude werden vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) durchgeführt. Die zugehörigen Pushover-Kurven sind in Abbildung III.11 dargestellt. Die Schadensgrade werden mit den Kriterien für Stahlbeton nach den Tabellen III.1 und III.2 sowie die Zuordnung zu den Schadensgraden nach Tabelle III.3 bestimmt. Zusätzlich werden, wie oben beschrieben, Verschiebungswerte für die fünf Schadensgrade definiert, um die Schädigung der Ausfachungen abzubilden. Dazu werden die Werte für die gegenseitige Stockwerksverschiebung (ISD) des tragenden Mauerwerks verdoppelt. Durch Multiplikation mit der Stockwerkshöhe ergeben sich die Verschiebungswerte, die als *Infill Deformation* in Schubrichtung in SeismoStruct [171] definiert werden. Die ISD-Werte, Verschiebungsgrenzwerte und die Zuordnung zu den globalen Schadensgraden sind in Tabelle III.9 enthalten. Unter Berücksichtigung der variierenden Definition der Schadensgrade finden sich ähnliche ISD-Werte in Liu et al. [117].

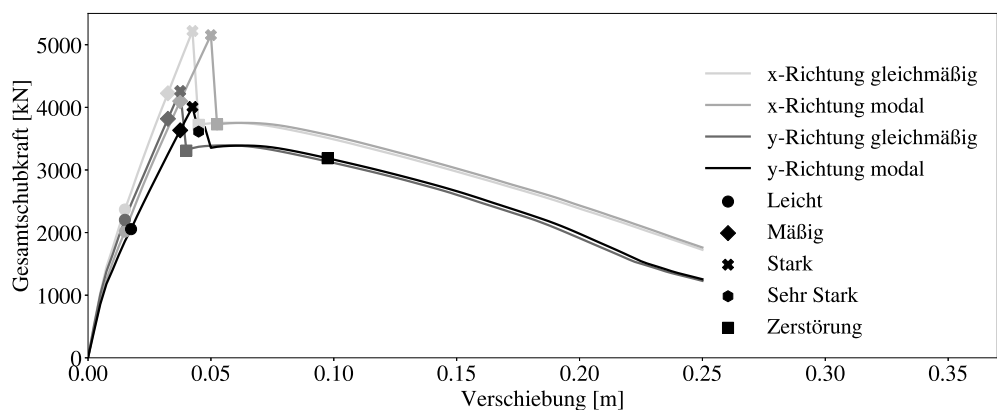


Abbildung III.11: Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y, gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbauwerks mit Mauerwerksausfachungen

Tabelle III.9: Verschiebungsgrenzwerte für die Mauerwerksausfachungen für die fünf Schadensgrade und Zuordnung zu den globalen Schadensgraden

| Schadensgrad Ausfachung | ISD [%] | Verschiebung [m] | Schadensgrad global |
|----------------------------|---------|---------------------|------------------------|
| Leicht | 0,1 | 0,002 | - |
| Mäßig | 0,3 | 0,006 | Leicht |
| Stark | 0,7 | 0,014 | Mäßig |
| Sehr Stark | 1,1 | 0,022 | Stark |
| Zerstörung | 1,5 | 0,03 | Sehr Stark |

Die ermittelten Schadensgrade sind ebenfalls in Abbildung III.11 enthalten. Es wird deutlich, dass die Schadensgrade *Leicht* und *Mäßig* auf dem aufsteigenden Ast liegen. Hier werden jeweils die Kriterien für die Ausfachung maßgebend. Die Lage des Schadensgrades *Stark* wird durch die maximale Gesamtschubkraft bestimmt, wobei die Kriterien für die Ausfachung in der Regel im nächsten Schritt erreicht werden. Sobald diese Schäden an den Ausfachungen auftreten, kommt es zum Lastabfall. Dieser ist so stark ausgeprägt, dass bei allen Analysen außer in y-Richtung mit modaler Horizontallastverteilung die Schadensgrade *Sehr Stark* und *Zerstörung* in einem Schritt erreicht werden. Bei der Analyse in y-Richtung mit modaler Horizontallastverteilung tritt der Schadensgrad *Zerstörung* deutlich später ein. Nach dem Lastabfall steigt die Gesamtschubkraft erneut minimal an und wird dann im Wesentlichen vom Stahlbetonrahmen abgetragen. Der sprunghafte Abfall der Last wird durch die Modellierung und

numerische schrittweise Untersuchung bedingt. In der Realität ist zu erwarten, dass sich das Nachbruchverhalten der Mauerwerksausfachungen auf die Lastübernahme durch den Rahmen auswirkt. Dabei ist ein allmählicher Abfall der Last zu erwarten, der durch eine kontinuierliche Lastübernahme durch den Rahmen kompensiert wird.

Die weitere Vorgehensweise zur Ableitung der Fragilitätskurven erfolgt analog zum Referenzgebäude. Die Pushover-Kurven werden in die entsprechenden Kapazitätskurven umgerechnet und die minimalen spektralen Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade abgeleitet (siehe Tabelle III.10).

Tabelle III.10: Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Mauerwerksausfachungen

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|----------------------------|--------|--------|--------|------------|------------|
| spektrale Verschiebung [m] | 0,012 | 0,030 | 0,034 | 0,036 | 0,040 |
| Erwartungswert [log g] | -2,130 | -0,990 | -0,834 | -0,763 | -0,625 |
| Standardabweichung [log g] | 1,253 | | | | |

Die Dämpfung wird weiterhin konservativ zu 5 % angenommen, da die höhere Dämpfung der Mauerwerksausfachungen nur einen geringen Einfluss hat. Die finalen Fragilitätskurven und die zugehörigen Verteilungsparameter sind in Abbildung III.12 und Tabelle III.10 dargestellt.

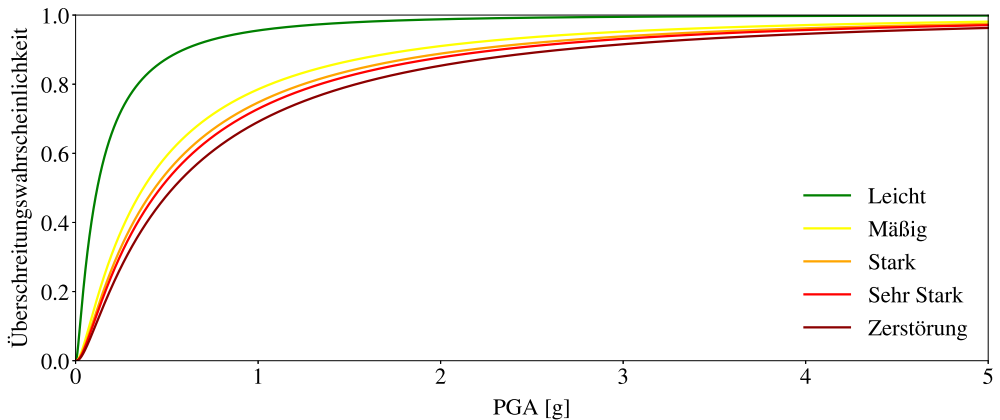


Abbildung III.12: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Mauerwerksausfachungen

Die Fragilitätskurven zeigen, dass bereits bei geringen Beschleunigungen eine hohe Anfälligkeit auch für hohe Schadensgrade besteht. Die Schadensgrade *Mäßig* bis *Zerstörung* liegen

sehr nahe beieinander, was auch an der geringen Differenz der spektralen Verschiebungsgrenzwerte in Tabelle III.10 erkennbar ist und auf die Lage der Schadensgrade in Abbildung III.11 zurückzuführen ist.

Die entwickelten Fragilitätskurven sind zusammen mit den Kurven des ESRM20 [38] sowie den Kurven von Kappos et al. [94, 163] in Abbildung III.13 dargestellt. Die Definition der Schadensgrade ist in den verschiedenen Untersuchungen nicht identisch, aber sie werden bestmöglich zugeordnet. Die Zuordnung der Schadensgrade des ESRM20 [38] entspricht der Zuordnung, die beim Referenzgebäude beschrieben ist. Die Schadensgrade *Slight*, *Moderate*, *Substantial to heavy*, *Very heavy* und *Complete* von Kappos et al. [94] werden in dieser Reihenfolge den Schadensgraden *Leicht* bis *Zerstörung* der entwickelten Kurven und den Bezeichnungen im Diagramm zugeordnet. Ein direkter Vergleich ist aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsmethoden und Einflussgrößen nicht möglich.

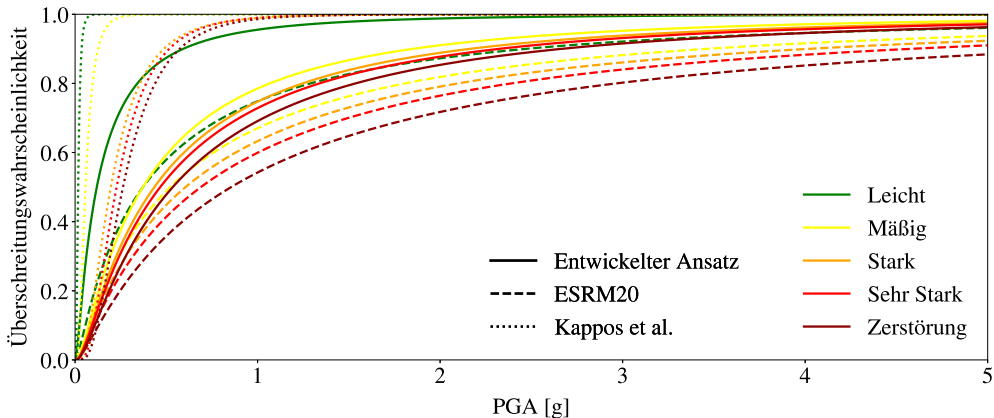


Abbildung III.13: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen mit der Literatur [38, 94, 163]

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Kurven von Kappos et al. [94] für alle Schadensgrade und Bodenbeschleunigungen (bis auf geringe Bodenbeschleunigungen $< 0,1$ g) die höchsten Überschreitungswahrscheinlichkeiten und damit die höchsten Verletzlichkeiten aufweisen. Die Erwartungswerte sowie die Standardabweichungen sind deutlich geringer als bei den selbst entwickelten Fragilitätskurven. Da die Standardabweichung bei Kappos et al. [94] nur etwa halb so groß ist, ergibt sich eine deutlich andere Form der Verteilung. Die Kurven des ESRM20 [38] sind für alle Schadensgrade und Beschleunigungen (bis auf geringe Bodenbeschleunigungen $< 0,1$ g) deutlich weniger anfällig. Dies zeigt sich auch in den höheren Erwartungswerten und Standardabweichungen. Der Unterschied zu den selbst entwickelten Kurven ist bei dem Scha-

densgrad *Leicht* am größten. Bei den weiteren Schadensgraden ist der Unterschied ähnlich, wobei er bei dem Schadensgrad *Stark* am geringsten ausfällt. Die eigenen Fragilitätskurven liegen, wie zuvor, im mittleren Bereich, aber näher an den Kurven des ESRM20 [38]. Dies lässt sich auch anhand der Erwartungswerte und der ähnlichen Standardabweichung ableiten. Bei der Betrachtung der entwickelten Kurven fällt auf, dass die Kurven für hohe Schadensgrade eine hohe Ähnlichkeit, also einen geringen Abstand, aufweisen. Dies ist auch bei den Kurven von Kappos et al. und des ESRM20 der Fall.

Das Zusammenwirken von Rahmen und Ausfachungen hat einen signifikanten Einfluss auf die Systemsteifigkeit. Daher ist es von entscheidender Bedeutung, dass die Eigenschaften von Ausfachungen und Rahmen möglichst optimal aufeinander abgestimmt sind, um einen größtmöglichen Widerstand gegen Erdbebeneinwirkungen zu erreichen. Weitere durchgeführte Untersuchungen zeigen, dass bei weniger tragfähigen Mauerwerksausfachungen die Gesamtschubkraft noch stärker abfällt, wenn Schäden in den Mauerwerksausfachungen auftreten. Eine Erhöhung der aufnehmbaren Gesamtschubkraft nach dem Lastabfall ist teilweise nicht möglich. Daher ist je nach untersuchtem Bauwerk eine Anpassung des Wertes für den Lastabfall, der als globales Kriterium für die hohen Schadensgrade dient, vorzunehmen. Für Stahlbeton betragen die Prozentwerte des Lastabfalls für die Schadensgrade *Sehr Stark* und *Zerstörung* 5 % bzw. 20 % und für Mauerwerk 20 % bzw. 65 %. In Abhängigkeit des Anteils der Mauerwerksausfachung an der Gesamttragfähigkeit kann für die Kombination Stahlbetonrahmen und Mauerwerksausfachung ein Wert zwischen diesen Grenzen gewählt werden.

Im Folgenden werden in Bezug auf das Referenzgebäude die indirekte Berücksichtigung der Mauerwerksausfachungen als zusätzliches Gewicht (siehe Kapitel III.1.2.2) mit der zuvor beschriebenen Erweiterung um die direkt modellierten Mauerwerksausfachungen verglichen. Abbildung III.14 zeigt den Vergleich der Pushover-Kurven zwischen den indirekt und direkt modellierten Mauerwerksausfachungen für das Referenzgebäude. Es ist deutlich zu erkennen, dass die direkt modellierten Mauerwerksausfachungen sowohl die Anfangssteifigkeit als auch die maximal aufnehmbare Gesamtschubkraft deutlich erhöhen. Bei den direkt modellierten Ausfachungen ist ein deutlich längerer nahezu linearer Kraftanstieg sichtbar und der nichtlineare Bereich ist weniger ausgeprägt. Bedingt durch die Modellierung wird die Last zunächst von den Mauerwerksausfachungen aufgenommen, was sich auch in der Überschreitung der Schadenskriterien zeigt. Schäden an den Mauerwerksausfachungen führen zu einem starken Lastabfall. Dieser tritt sprunghaft in einem Verschiebungsschritt auf, was auf die Modellierung zurückzuführen ist. Anschließend wird die Last auf die verbleibenden Ausfachungen und den Stahlbetonrahmen umgelagert. Die Form der Kraft-Verschiebungs-Kurve nähert sich

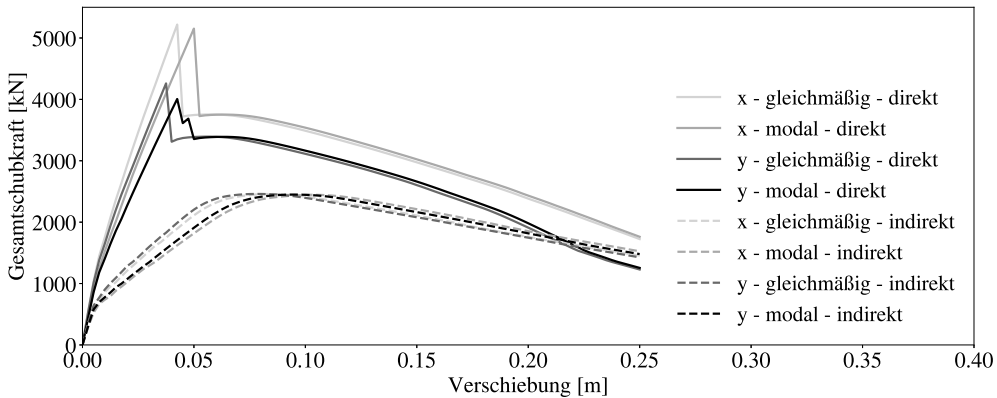


Abbildung III.14: Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y, gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbauwerks mit indirekt und direkt modellierten Mauerwerksausfachungen

danach derjenigen der indirekt berücksichtigten Ausfachungen an. Die gesamte aufnehmbare Schubkraft ist jedoch höher, da die Ausfachungen weiterhin Last aufnehmen können. Bei einer Verschiebung von 0,25 m ist die Gesamtschubkraft bei beiden Modellierungsansätzen ähnlich, da dann der Stahlbetonrahmen maßgebend ist. Es ist sichtbar, dass bei den direkt modellierten Ausfachungen ein deutlicher Unterschied zwischen den Richtungen x und y besteht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Ausfachungen in den beiden Richtungen unterschiedlich breit sind und somit unterschiedlich zur Steifigkeit und Tragfähigkeit beitragen. Das veränderliche Gewicht hat jedoch einen deutlich geringeren Einfluss. Abbildung III.15 zeigt den Vergleich der entwickelten Fragilitätskurven zwischen dem indirekten und dem direkten Modellierungsansatz für die Mauerwerksausfachungen. Es wird deutlich, dass die direkte Modellierung der Mauerwerksausfachungen für alle Schadensgrade und Beschleunigungen zu einer höheren Fragilität des Referenzgebäudes führt als die indirekte Berücksichtigung der Ausfachungen. Der Vergleich der Tabellen III.6 und III.10 zeigt, dass die Erwartungswerte für die direkte Modellierung der Mauerwerksausfachungen deutlich geringer sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Mauerwerksausfachungen das Tragverhalten verändern und durch die zusätzlichen Schadenskriterien für die Mauerwerksausfachungen die Schadensgrade tendenziell bei geringeren Verschiebungen auftreten. Die Standardabweichung ist bei dem direkten Modellierungsansatz höher, da sich die beiden Richtungen x und y stärker unterscheiden. Dies ist bereits in den Pushover-Kurven in Abbildung III.14 sichtbar. Zudem führt die direkte Berücksichtigung der Ausfachung sowie die Einführung des zusätzlichen Schadenskriteriums zu einer größeren Variation im Modell.

Dieser Vergleich zeigt, dass die direkte Modellierung von Mauerwerksausfachungen eine we-

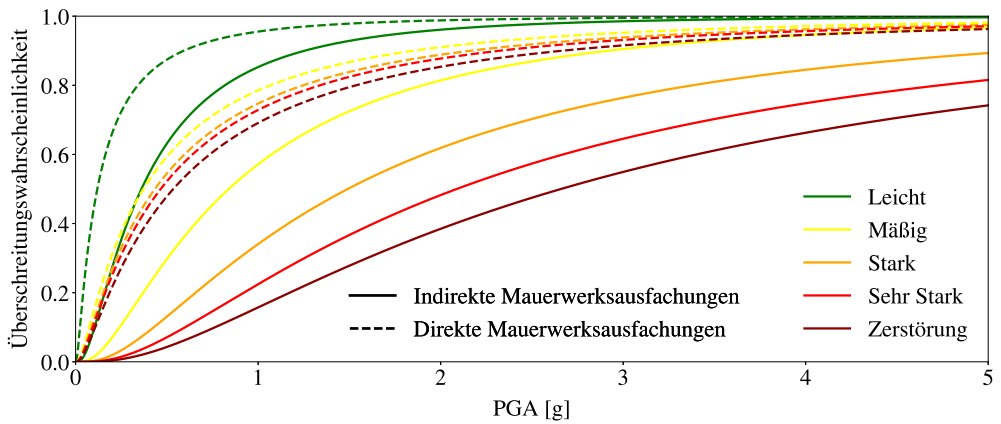


Abbildung III.15: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit indirekt und direkt modellierten Mauerwerksausfachungen

sentliche Rolle bei der Ableitung realitätsnaher Fragilitätskurven spielt. Durch die direkte Modellierung wird sichergestellt, dass die Fragilität nicht unterschätzt wird. Dies ist insbesondere dann relevant, wenn die Ausfachungen unterschiedliche Eigenschaften in verschiedenen Richtungen aufweisen oder asymmetrisch angeordnet sind. Die Anwendbarkeit des entwickelten Ansatzes bleibt auch nach der Erweiterung um die Kriterien für Mauerwerksausfachungen weiterhin bestehen.

Ein weiteres Beispiel ist die Untersuchung eines traditionellen taiwanesischen *Street House*, das im Anhang A.1.4 dargestellt ist. Hierbei bestätigt sich, dass insbesondere bei asymmetrischen Ausfachungen eine Vereinfachung über zusätzliche Last als indirekte Modellierung der Ausfachungen nicht mehr zielführend ist, sondern die Ausfachungen explizit zu modellieren sind. Eine Plausibilitätskontrolle mit der Literatur zeigt, dass die Erweiterung des entwickelten Ansatzes um die Mauerwerksausfachungen und die zugehörigen Kriterien zielführende Untersuchungen ermöglicht.

Unterschiedliche Intensitätsmaße

Für die oben beschriebenen Untersuchungen wird als Intensitätsmaß die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) verwendet. Wie bereits im Kapitel III.1.1.2, Abschnitt *Intensitätsmaße* erläutert, korreliert die PGA nicht notwendigerweise mit den beobachteten Schäden, da beispielsweise der Frequenzgehalt nicht erfasst wird. Die Größe ist somit unabhängig von den strukturellen Eigenschaften des Gebäudes und ist bei einem gegebenen Erdbeben für alle Ge-

bäude gleich, was zu unzuverlässigen Ergebnissen führen kann [84]. Insbesondere bei höheren Gebäuden eignet sich die spektrale Beschleunigung $S_a(T)$ zur Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften des Gebäudes.

Im Folgenden wird das Referenzgebäude aus Kapitel III.1.2.2 mit dem Intensitätsmaß $S_a(T_1)$ untersucht. Die Modellierung sowie die Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade sind unverändert. Die Eigenformanalyse des Gebäudes ergibt für die beiden maßgebenden Eigenformen in x- und y-Richtung eine Periode von rund 0,49 s bzw. 0,48 s. Daher wird im VMTK [127] mit dem Intensitätsmaß $S_a(0.5s)$ gerechnet, was auch der Empfehlung für Gebäude mittlerer Höhe in [126] entspricht. Als Beschleunigungszeitverläufe werden erneut die Erdbebenzeitverläufe der Engineering Strong Motion Database (ESM) [121] verwendet. Im VMTK wird die zweite Option gewählt, um eine Auswahl von Beschleunigungszeitverläufen für einen Bereich des gewählten Intensitätsmaßes zu erhalten. Somit werden für den Bereich von 0,01 g bis 5,0 g Zeitverläufe für das Intensitätsmaß $S_a(0,5s)$ ermittelt, wobei insgesamt über 2700 geeignete Zeitverläufe verwendet werden.

Die entwickelten Kurven sind zusammen mit den Fragilitätskurven des ESRM20 [38] für die Gebäudeklasse CR-LFM-CDM-0-H4 mit dem Intensitätsmaß $S_a(0.6s)$ in Abbildung III.16 dargestellt. Aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsmethoden und Einflussgrößen ist ein direkter Vergleich nicht möglich.

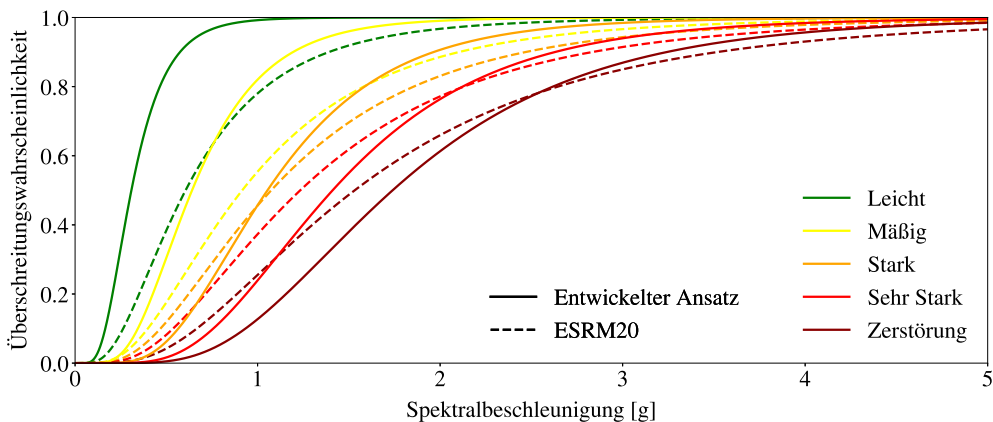


Abbildung III.16: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit der Literatur [38] für das Intensitätsmaß Spektralbeschleunigung

Diese Kurven für die Periode von 0,6 s dienen der Plausibilitätskontrolle, da für eine Periode von 0,5 s keine Daten vorliegen und die Abweichung als gering einzuschätzen ist. Die Zuordnung der Schadensgrade erfolgt wie zuvor beim Intensitätsmaß PGA für das Referenzgebäude. Die

Unterschiede zwischen den entwickelten Kurven und den Kurven des ESRM20 sind ähnlich wie beim Intensitätsmaß PGA. Für die geringen Schadensgrade *Leicht* und *Mäßig* zeigen die entwickelten Fragilitätskurven bei allen Spektralbeschleunigungswerten höhere Überschreitungswahrscheinlichkeiten. Bei den Schadensgraden *Stark*, *Sehr Stark* und *Zerstörung* weisen die Kurven des ESRM20 bei geringeren Spektralbeschleunigungen und die eigenen Kurven bei höheren Spektralbeschleunigungen größere Überschreitungswahrscheinlichkeiten auf. Die Schnittpunkte der Kurven treten bei geringeren Beschleunigungen auf, wenn anstelle der maximalen Bodenbeschleunigung die Spektralbeschleunigung verwendet wird. Die Plausibilitätskontrolle mit weiteren im SYNER-G Bericht D3.1 für Stahlbetongebäude [163] enthaltenen Fragilitätskurven zeigt, dass es je nach Ermittlungsmethode, Definition der Schadensgrade und statistischem Modell zusätzlich Funktionen mit deutlich höheren und niedrigeren Überschreitungswahrscheinlichkeiten vorhanden sind.

Nach [140] ist die Verwendung der spektralen Beschleunigung $S_a(T)$, insbesondere der mittleren spektralen Beschleunigung $S_{agm}(T_i)$, anstelle der Bodenbeschleunigung PGA als Intensitätsmaß für Stahlbetongebäude mit Mauerwerksausfachungen effizient. Daher wird die oben beschriebene Erweiterung des Referenzgebäudes um die direkte Modellierung der Mauerwerksausfachungen nachfolgend mit dem Intensitätsmaß $S_a(T)$ untersucht. Die Modellierung sowie die Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade bleiben unverändert. Die Eigenformanalyse des Gebäudes ergibt für die beiden maßgebenden Eigenformen in x - und y -Richtung eine Periode von rund 0,39 s bzw. 0,38 s. Daher wird im VMTK [127] mit dem Intensitätsmaß $S_a(0.5s)$ gerechnet, was auch der Empfehlung für Gebäude mittlerer Höhe in [126] entspricht. Die Beschleunigungszeitverläufe entsprechen denen der Untersuchung des Referenzgebäudes mit dem Intensitätsmaß $S_a(T)$. Die entwickelten Kurven sind zusammen mit den Fragilitätskurven des ESRM20 [38] für die Gebäudeklasse CR-LFINF-CDM-0-H4 mit dem Intensitätsmaß $S_a(0.6s)$ in Abbildung III.17 dargestellt. Die Plausibilitätskontrolle ist ähnlich wie beim Intensitätsmaß PGA. Die Kurven des ESRM20 [38] zeigen tendenziell für alle Schadensgrade und Beschleunigungen geringe Überschreitungswahrscheinlichkeiten, was sich auch in den höheren Erwartungswerten widerspiegelt. Die Standardabweichung der eigenen Kurven ist höher, sodass es bei den hohen Überschreitungswahrscheinlichkeiten und Beschleunigungen zu einem Schnittpunkt der Kurven der beiden Ansätze für die ähnlichen Schadensgrade kommt. Diese Erkenntnisse ähneln denen, die beim Intensitätsmaß PGA gewonnen wurden. Somit kann mit dem entwickelten Ansatz die Erstellung aussagekräftiger Fragilitätskurven erzielt werden.

Anhand der gezeigten Beispiele wird deutlich, dass der entwickelte Ansatz für verschiedene Intensitätsmaße verwendet werden kann, was die Anwendungsmöglichkeiten erhöht. Für die

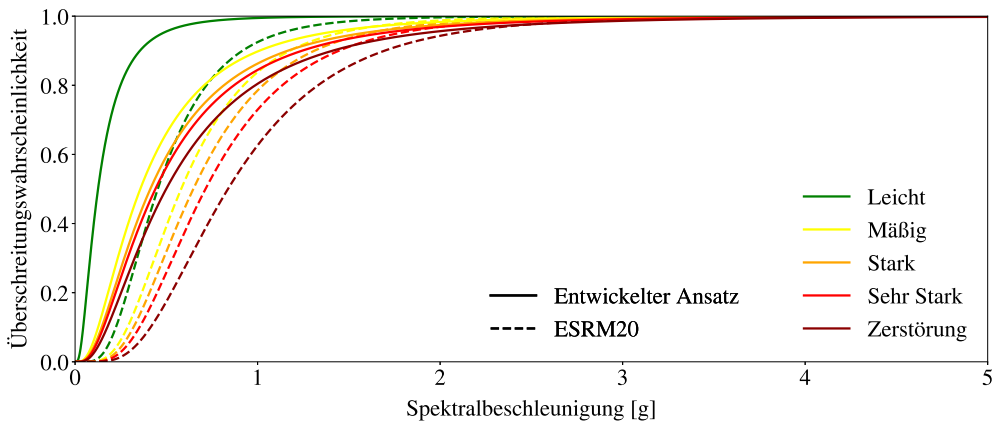


Abbildung III.17: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen mit der Literatur [38] für das Intensitätsmaß Spektralbeschleunigung

weiteren Untersuchungen wird die maximale Bodenbeschleunigung verwendet, jedoch ist der Ansatz gleichermaßen auf andere Intensitätsmaße übertragbar.

Statistische Auswertungen

Im Kapitel III.1.2.2 ist die Untersuchung des Referenzgebäudes und die zugehörige Ermittlung der Fragilitätskurven dargestellt. Dabei wird anhand einer nichtlinearen dynamischen Analyse eine EDP-IM-Punktwolke erzeugt, welche die nichtlineare Strukturantwort repräsentiert. Mithilfe des beschriebenen Regressionsmodells wird für diese Punktwolke im logarithmischen Raum eine Regressionsgerade und eine Standardabweichung bestimmt (siehe Gleichung III.4). Dies bildet die Grundlage für die Bestimmung der Verteilungsparameter der kumulativen logarithmischen Normalverteilung zur Darstellung der Fragilitätskurven. Der Vorgang wird für eine mittlere Gerade / Verteilung optimiert, um möglichst den Mittelwert der Punktwolke abzubilden. Für jeden Schadensgrad ergibt sich dann eine Fragilitätsfunktion, die den Mittelwert aller durchgeführten Analysen darstellt. Bei einer großen Anzahl von Beschleunigungszeitverläufen und Kapazitätskurven kann die Punktwolke jedoch eine große Bandbreite aufweisen. Es ist daher zu untersuchen, wie gut die gesamte Punktwolke von der mittleren Regressionsgerade bzw. den mittleren Fragilitätskurven abgebildet wird.

Um für die Fragilitätskurven einen Bereich anstelle einer mittleren Kurve zu bestimmen, können statistische Methoden wie die Quantilregression und die Konstruktion von Konfidenzintervallen verwendet werden. Ein Quantil ist ein Wert, der eine Verteilung in Abschnitte unterteilt.

Das 50 %-Quantil entspricht dem Median, welcher den Punkt markiert, an dem die Hälfte der Daten unterhalb und die andere Hälfte oberhalb liegt. Ein α -Quantil ist ein Wert, unter dem $100 \cdot \alpha$ Prozent der Daten liegen und $100 \cdot (1 - \alpha)$ Prozent oberhalb liegen. α liegt dabei zwischen 0 und 1. Quantile sind hilfreich, um die Verteilung der Daten zu verstehen und spezifische Werte zu identifizieren, die bestimmte Prozentsätze der Daten repräsentieren. Konfidenzintervalle (KI), auch Vertrauensintervalle oder Erwartungsbereiche genannt, dienen dazu, die Unsicherheit in einer Schätzung eines Parameters zu quantifizieren. Sie geben an, wie sicher der wahre Wert innerhalb des Intervalls liegt und erweitern damit die Schätzung eines Parameters, wie zum Beispiel des Mittelwerts, und die damit verbundene Unsicherheit. Ein KI von beispielsweise 95 % gibt den Wertebereich an, der mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % den wahren Parameter der Verteilung einschließt.

Nachfolgend wird das KI näher erläutert, das beschreibt, mit welcher Wahrscheinlichkeit das entsprechende Intervall den wahren Erwartungswert enthält, das heißt mit welcher Wahrscheinlichkeit der aus der Punktwolke ermittelte Mittelwert das untersuchte Gebäude angemessen beschreibt. Ist \bar{x} der Stichprobenmittelwert einer Zufallsstichprobe des Umfangs n aus einer normalverteilten Grundgesamtheit mit bekannter Varianz σ^2 , so ergibt sich für die Stichprobe ein $100 \cdot (1 - \alpha)$ %-Konfidenzintervall für den Erwartungswert μ nach Gleichung III.7 [132]:

$$\bar{x} - z_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \bar{x} + z_{\alpha/2} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (\text{III.7})$$

Darin ist $z_{\alpha/2}$ das obere $\alpha/2$ -Quantil der Standardnormalverteilung, wobei $(1 - \alpha)$ das untersuchte Konfidenzniveau ist. Die Endpunkte eines Konfidenzintervalls werden als untere bzw. obere Konfidenzgrenze bezeichnet. Es wird deutlich, dass das Konfidenzintervall mit zunehmendem Stichprobenumfang n kürzer wird. Weiterhin gilt für einen festen Stichprobenumfang n und eine feste Standardabweichung σ , dass das resultierende Konfidenzintervall umso länger wird, je höher das Konfidenzniveau ist.

In den vorliegenden Untersuchungen ist n die Anzahl der verwendeten Beschleunigungszeitverläufe [72]. Für das Referenzgebäude (siehe Kapitel III.1.2.2) werden über 2700 Beschleunigungszeitverläufe verwendet, sodass $n = 2700$ gesetzt wird. Für ein 95 %-Konfidenzniveau ergibt sich $\alpha = 0,05$ und daraus der entsprechende Wert der Standardnormalverteilung zu $z_{\alpha/2} = z_{0,025} = 1,96$. Die Erwartungswerte und die Standardabweichung für das Referenzgebäude sind in Tabelle III.6 enthalten. Daraus lassen sich die obere und untere Konfidenzgrenze nach Gleichung III.7 berechnen. Abbildung III.18 zeigt die zuvor ermittelten mittleren Fragilitätskurven sowie die oberen und unteren Konfidenzgrenzen für ein 95 %-Konfidenzniveau für alle Schadensgrade. Dies bedeutet, dass das entsprechende Intervall mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % den wahren Parameter der Verteilung einschließt.

lichkeit von 95 % den wahren Erwartungswert enthält. In Tabelle III.11 sind die zugehörigen Verteilungsparameter dargestellt.

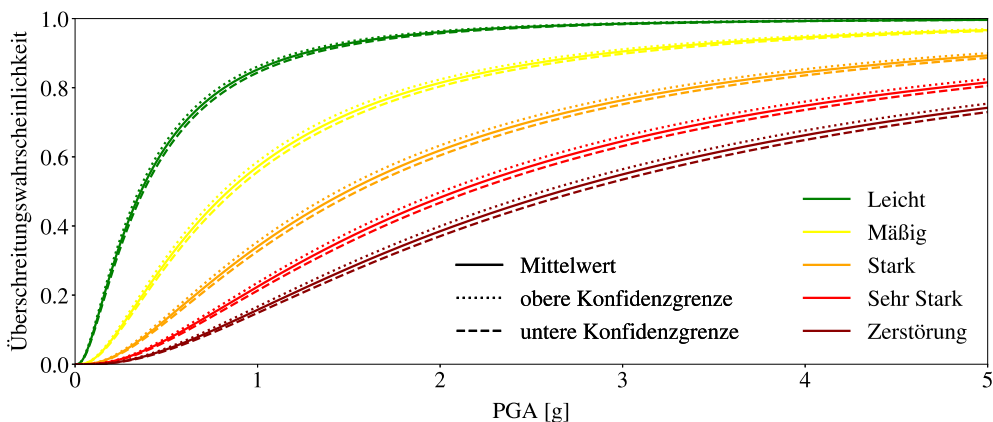


Abbildung III.18: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze des 95 %-Konfidenzintervalls für den Mittelwert

Tabelle III.11: Verteilungsparameter für die oberen und unteren Konfidenzgrenzen der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus (95 % KI für den Mittelwert)

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|---|--------|--------|-------|------------|------------|
| Erwartungswert obere Konfidenzgrenze [log g] | -1,056 | -0,212 | 0,363 | 0,699 | 0,941 |
| Erwartungswert untere Konfidenzgrenze [log g] | -0,983 | -0,139 | 0,436 | 0,773 | 1,015 |
| Standardabweichung [log g] | | | 0,973 | | |

Es ist ersichtlich, dass die Konfidenzintervalle trotz einer hohen Wahrscheinlichkeit von 95 % sehr kurz sind. Dies ist auf die hohe Anzahl von Analysen zurückzuführen, wodurch der Erwartungswert mit hoher Genauigkeit vorhergesagt und auf ein kleines Intervall eingegrenzt werden kann. Wie aus Gleichung III.7 hervorgeht, ist das Intervall für alle Schadensgrade gleich lang. Die Standardabweichung unterscheidet sich nicht, da diese die Streuung der Punktwolke repräsentiert, die sich nicht verändert hat. Bei einer Beschleunigung von 1,0 g betragen die Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad *Stark* für die obere Konfidenzgrenze 35,5 %, für die mittlere Kurve 34,1 % und für die untere Konfidenzgrenze 32,8 %. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit erhöht bzw. verringert sich somit an den Konfidenzgrenzen um 1,4 % gegenüber dem Mittelwert. Dies zeigt, dass sich die Überschreitungswahrscheinlich-

keiten nur geringfügig unterscheiden.

Es ist auch möglich, die Bestimmung des Konfidenzintervalls mit Gleichung III.7 auf den Parameter a der Regressionsgeraden nach Gleichung III.4 anzuwenden. Mit den angepassten Werten des Regressionsmodells können die Verteilungsparameter Erwartungswert μ und Standardabweichung σ über Gleichung III.6 für die Konfidenzgrenzen bestimmt werden. Darüber ergeben sich die gleichen Verteilungsparameter wie in Tabelle III.11.

Anstelle des KI für den Mittelwert kann auch ein KI für einen weiteren Datenpunkt in der EDP-IM-Punktwolke berechnet werden. Hier zeigt sich eine deutlich größere Bandbreite der Fragilitätskurven, da alle Datenpunkte einbezogen werden, sodass $100 \cdot (1 - \alpha)$ Prozent aller Werte zwischen den Konfidenzgrenzen liegen müssen. Die Berechnung erfolgt mit $\mu \pm z_{\alpha/2} \cdot \sigma$ mit μ , σ und $z_{\alpha/2}$ wie zuvor definiert. Bei dieser Formel spielt der Stichprobenumfang n keine Rolle, da sich hier nicht wie zuvor die Sicherheit für die Schätzung des Mittelwerts mit wachsendem n erhöht. Die große Anzahl der untersuchten Analysen führt zu einer großen Streuung der Punkte, sodass die entsprechenden Quantile deutlich vom Mittelwert abweichen. Ein Konfidenzintervall von 90 % bedeutet beispielsweise, dass 90 % der Werte innerhalb der Konfidenzgrenzen liegen müssen. Das heißt, dass lediglich jeweils 5 % ober- bzw. unterhalb der Grenze liegen. Die Fragilitätskurven für den Mittelwert sowie die obere und untere Konfidenzgrenze des 90 %-Konfidenzintervalls für einen Datenpunkt sind in Abbildung III.19 dargestellt.

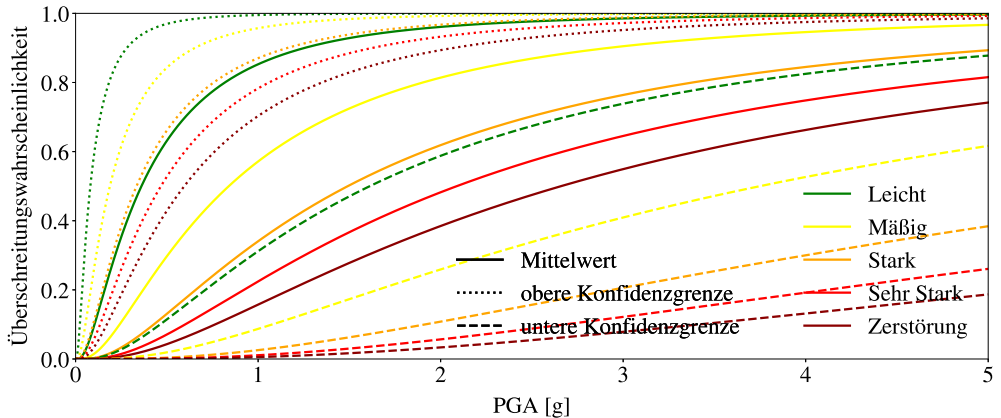


Abbildung III.19: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze des 90 %-Konfidenzintervalls für einen Datenpunkt

Die Fragilitätskurven an der oberen Konfidenzgrenze bilden eine große Sicherheit ab, da nur 5 % der Werte oberhalb der Grenze liegen. Somit werden sehr anfällige Fragilitätskurven ermittelt.

An der unteren Grenze ergeben sich Fragilitätskurven mit sehr geringen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, die die Anfälligkeit stark unterschätzen können. Es wird somit die große Variabilität der Punktwolke innerhalb des Intervalls abgedeckt. Das Ziel bei der Erstellung der Fragilitätskurven ist es jedoch, zu bestimmen, welche Beschädigung im Mittel aller möglichen Umstände zu erwarten ist. Es ist hingegen nicht zu erwarten, dass diese Abschätzung in allen möglichen Szenarien Gültigkeit besitzt. Geringere oder höhere Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind auf Faktoren zurückzuführen, die in den Fragilitätskurven nicht berücksichtigt sind. Insbesondere bei Fragilitätskurven für Gebäudeklassen können sich die Fragilitätskurven für die Konfidenzgrenzen deutlich unterscheiden, je nachdem wie viele Gebäude zusammengefasst werden. In diesem Fall sind die Fragilitätskurven für die Konfidenzgrenzen wenig repräsentativ, wenn eine gemeinsame Kurve für die Gebäudeklasse definiert werden soll. Hierfür kann der Mittelwert mit zugehörigem Konfidenzintervall, wie bereits beschrieben, verwendet werden. In der vorliegenden Untersuchung des Referenzgebäudes bezieht sich die statistische Auswertung auf die EDP-IM-Punktwolke als Ergebnis der dynamischen nichtlinearen Analyse. Die Punktwolke basiert auf den unterschiedlichen Kapazitätskurven (x/y , gleichmäßig/modal) und über 2700 Beschleunigungszeitverläufen, die sich jedoch alle auf das Referenzgebäude mit festgelegten Material-, Bewehrungs- und Geometrieeigenschaften beziehen.

Im Folgenden werden die Materialeigenschaften des Referenzgebäudes variiert. Als mittlere Materialkennwerte werden die bereits vorliegenden Kennwerte der Betondruckfestigkeitsklasse C30/37 und des Betonstahls B500B angenommen. Zusätzlich werden niedrigere Materialkennwerte untersucht. Für den Beton wird die Festigkeitsklasse C20/25 gewählt und es wird wie bisher das nichtlineare Betonmodell von Mander et al. [123] verwendet. Die Betondruckfestigkeit wird auf 20 N/mm^2 , die Betonzugfestigkeit auf $2,2 \text{ N/mm}^2$ und der Elastizitätsmodul auf 29.962 N/mm^2 reduziert. Die anderen Materialparameter gemäß Tabelle A.1 bleiben unverändert. Die Streckgrenze des Stahls wird im gleichen Verhältnis reduziert und daher eine Streckgrenze von 350 N/mm^2 gewählt. Diese Streckgrenze entspricht in etwa der des Bestandsgebäudes (siehe Kapitel III.2.2). Die weiteren Materialparameter gemäß Tabelle A.2 zum Materialgesetz von Menegetto-Pinto [129] bleiben identisch. Weiterhin werden höhere Materialeigenschaften untersucht. Die Erhöhung wird im gleichen Verhältnis wie die Verringerung im Vergleich zum Referenzgebäude vorgenommen. Es wird ein Beton der Festigkeitsklasse C40/50 gewählt, woraus sich eine Betondruckfestigkeit von 40 N/mm^2 , eine Betonzugfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$ und ein Elastizitätsmodul von 35.220 N/mm^2 ergeben. Die Streckgrenze des Betonstahls wird in gleichem Maße erhöht und auf 660 N/mm^2 gesetzt. Die anderen Materialkennwerte bleiben unverändert. Es werden keine Änderungen am Bewehrungsgehalt, der

Bewehrungsanordnung oder den Geometrieeigenschaften vorgenommen.

Für die niedrigeren und die höheren Materialeigenschaften werden jeweils vier Pushover-Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) durchgeführt und die Schadensgrade entsprechend den vorgestellten Kriterien analog zum Referenzgebäude bestimmt. Die Pushover-Kurven (x/y , gleichmäßig/modal) für die niedrigen, mittleren und hohen Materialeigenschaften sind in Abbildung III.20 im Vergleich dargestellt.

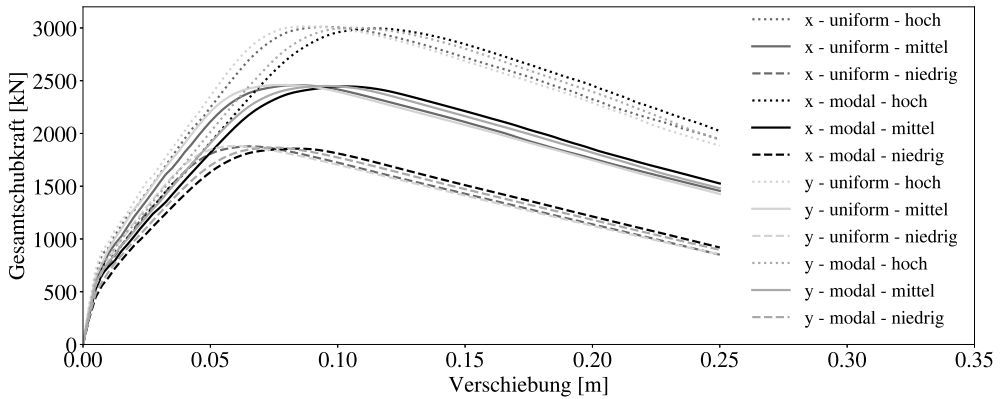


Abbildung III.20: Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit niedrigen, mittleren und hohen Materialeigenschaften

Der Einfluss der unterschiedlichen Materialeigenschaften ist bei allen Analysen deutlich erkennbar. Die Grundform aller Kurven ist ähnlich, allerdings nimmt die Anfangssteigung im linearen Bereich bei höheren Materialeigenschaften zu. Die maximale Gesamtschubkraft nimmt bei höheren bzw. niedrigeren Materialeigenschaften deutlich zu bzw. ab. Das Verhältnis von Zunahme und Abnahme zur mittleren Gesamtschubkraft ist ähnlich und korrespondiert mit dem Verhältnis der Materialeigenschaften. Die Auswertung der Schadensgrade zeigt, dass je nach Materialeigenschaften verschiedene Kriterien maßgebend sind und die Schadensgrade bei den niedrigeren Materialkennwerten bei den geringsten Verschiebungen auftreten.

Die Ableitung der Fragilitätskurven erfolgt unter Verwendung der minimalen Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade, welche aus der Auswertung aller zwölf Analysen gewonnen werden. Wie bereits zuvor werden über 2700 Beschleunigungszeitverläufe verwendet. Die übrigen Einflussparameter entsprechen denen des Referenzgebäudes. Die einzigen Unterschiede ergeben sich aus den zusätzlichen Kapazitätskurven für die niedrigeren und höheren Materialeigenschaften sowie den geringeren Verschiebungsgrenzwerten. Abbildung III.21 zeigt die entwickelten Fragilitätskurven für das untersuchte Stahlbetongebäude mit den unterschiedlichen Materialeigenschaften (niedrig, mittel und hoch) als gestrichelte Linien im Vergleich zu

den Fragilitätskurven des Referenzgebäudes mit den mittleren Materialeigenschaften (durchgezogene Linien).

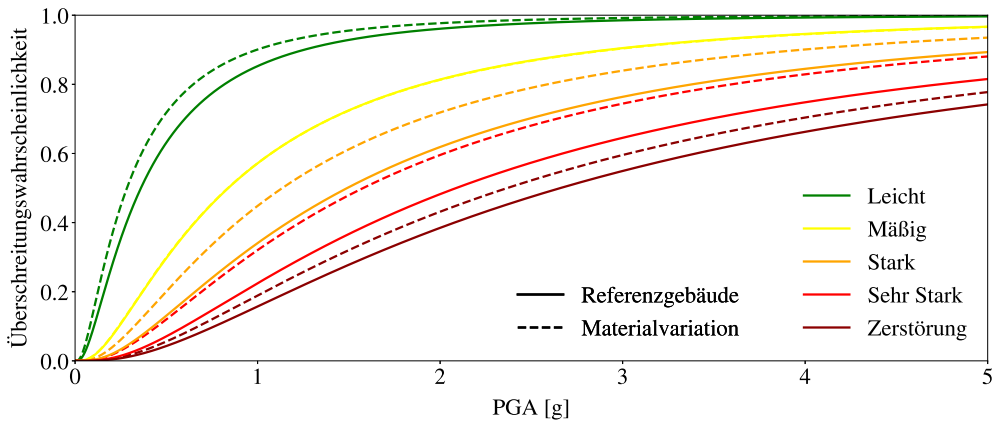


Abbildung III.21: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit unterschiedlichen Materialeigenschaften (gestrichelte Linien) und mittleren Materialeigenschaften (durchgezogene Linien)

Es ist ersichtlich, dass die Fragilitätskurven für die Materialvariation bei allen Beschleunigungen und Schadensgraden eine höhere Anfälligkeit aufweisen. Dies zeigt sich auch in der Abnahme der Erwartungswerte in Tabelle III.12. Die geringeren Erwartungswerte resultieren aus den unterschiedlichen Kapazitätskurven und den geringeren Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade, wobei letztere einen wesentlich größeren Einfluss haben. Bei Verwendung der Verschiebungsgrenzwerte des Referenzgebäudes in Verbindung mit den verschiedenen Kapazitätskurven ergeben sich im Vergleich zum Referenzgebäude nur geringfügige Reduktionen der Erwartungswerte (0,001–0,002 g). Somit resultiert der Unterschied hauptsächlich aus den kleineren Verschiebungsgrenzwerten, die sich aus den niedrigeren Materialeigenschaften ergeben. Für den Schadensgrad *Mäßig* ergibt sich der kleinste Unterschied, da der Verschiebungsgrenzwert identisch ist und somit nur die Kapazitätskurven variieren. Daher sind die Kurven nahezu deckungsgleich. Bei dem Schadensgrad *Stark* hingegen zeigt sich die größte Differenz, da der Verschiebungsgrenzwert bei der Materialvariation deutlich geringer ist. Die Standardabweichung, die auf der EDP-IM-Punktwolke basiert, erhöht sich nur geringfügig durch die verschiedenen Analysen. Bei dem Vergleich der Punktwolke des Referenzgebäudes mit der Punktwolke der Materialvariation wird deutlich, dass die Punktwolke durch die dreimal so hohe Anzahl an Analysen vor allem dichter und leicht breiter wird, aber nur wenige zusätzliche Ausreißer aufweist. Daher ergeben sich nur geringfügige Änderungen in der Regressionsgeraden und der Standardabweichung. Dies lässt sich durch die insgesamt hohe Anzahl an Analysen mit über

Tabelle III.12: Vergleich der Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus und der Materialvariation

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|---|--------|--------|-------|------------|------------|
| Erwartungswert Referenzgebäude [log g] | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| Standardabweichung Referenzgebäude [log g] | | | 0,973 | | |
| Erwartungswert Materialvariation [log g] | -1,258 | -0,177 | 0,127 | 0,456 | 0,862 |
| Standardabweichung Materialvariation [log g] | | | 0,978 | | |

2700 Beschleunigungszeitverläufen erklären. Bei einer geringeren Anzahl an Verläufen hätte die Variation der einzelnen Analysen einen größeren Einfluss.

Für die Materialvariation kann wie zuvor ein Konfidenzintervall bestimmt werden, welches mit einer Wahrscheinlichkeit von $(1 - \alpha)$ den wahren Erwartungswert für alle Materialeigenschaften enthält. Hier wird wie zuvor ein 95%-Konfidenzniveau mit $\alpha = 0,05$, $z_{\alpha/2} = z_{0,025} = 1,96$ und $n = 2700$ untersucht. Abbildung III.22 zeigt die zuvor ermittelten mittleren Fragilitätskurven für die Materialvariation sowie die oberen und unteren Konfidenzgrenzen für ein 95 %-Konfidenzniveau für alle Schadensgrade. In Tabelle III.13 sind die zugehörigen Verteilungsparameter dargestellt.

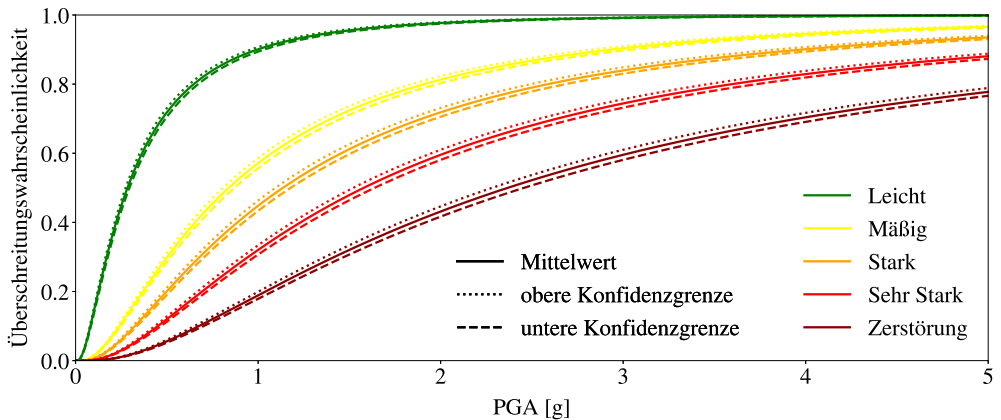


Abbildung III.22: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Materialvariation: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze für ein 95 %-Konfidenzniveau

Tabelle III.13: Verteilungsparameter für die oberen und unteren Konfidenzgrenzen der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Materialvariation

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|---|--------|--------|-------|------------|------------|
| Erwartungswert obere Konfidenzgrenze [log g] | -1,295 | -0,214 | 0,090 | 0,420 | 0,825 |
| Erwartungswert untere Konfidenzgrenze [log g] | -1,221 | -0,140 | 0,164 | 0,493 | 0,899 |
| Standardabweichung [log g] | | | 0,978 | | |

Wie bei dem Referenzgebäude zeigen sich nur geringe Unterschiede zwischen den Erwartungswerten für die Fragilitätskurven der oberen und unteren Konfidenzgrenzen. Dies ist auf die kurzen Konfidenzintervalle trotz hoher Sicherheit zurückzuführen, die daraus resultieren, dass der Stichprobenumfang n sehr hoch ist. Die Intervalle sind nur geringfügig länger als beim Referenzgebäude, da sich die Standardabweichung nur um 0,005 g (0,978 g zu 0,973 g) erhöht. Die Standardabweichung für die Konfidenzgrenzen unterscheidet sich nicht von der Standardabweichung der Fragilitätskurven für den Mittelwert, da die Standardabweichung die Streuung der Punktwolke repräsentiert, die sich nicht verändert hat. Bei einer Beschleunigung von 1,0 g betragen die Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad *Stark* für die obere Konfidenzgrenze 46,3 %, für die mittlere Kurve 44,8 % und für die untere Konfidenzgrenze 43,3 %. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit erhöht bzw. verringert sich somit an den Konfidenzgrenzen um 1,5 % gegenüber dem Mittelwert. Dies zeigt, dass sich die Überschreitungswahrscheinlichkeiten nur geringfügig unterscheiden. Im Vergleich zum Referenzgebäude sind die Überschreitungswahrscheinlichkeiten einheitlich um etwa 10 % höher.

Die Ergebnisse zeigen, dass der entwickelte Ansatz auf eine Materialvariation eines Gebäudes anwendbar ist. Bei einer hohen Anzahl von Analysen hat die Variation der Kapazitätskurven einen deutlich geringeren Einfluss als die Veränderung der Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade. Daher kann auch mit den mittleren Materialeigenschaften eine große Bandbreite an Eigenschaften abgedeckt werden. Die geringe Erhöhung der Standardabweichung durch die Materialvariation resultiert in nur unwesentlich längeren Konfidenzintervallen trotz hoher Sicherheiten, was die Durchführung weiterer Untersuchungen mit den mittleren Materialeigenschaften nahelegt und rechtfertigt.

III.2 Berücksichtigung von Alterungsaspekten in Fragilitätskurven

Der im vorangegangenen Kapitel III.1.2 erläuterte eigene Ansatz wird in diesem Kapitel um die Berücksichtigung von Alterungsaspekten erweitert. Als Aspekte der Alterung werden Korrosion und Vorschädigung untersucht. Es werden sowohl der Stand der Forschung als auch die Umsetzung im eigenen Ansatz thematisiert. Die Darstellung des Einflusses der Korrosion auf die Fragilitätskurven moderner Gebäude beruht auf der Veröffentlichung [101] der Autorin mit Überarbeitungen und Ergänzungen. Die ermittelten Ergebnisse zur alterungsbedingten Zunahme der Fragilität werden als prototypische Anwendung anhand eines repräsentativen Straßenzugs grafisch dargestellt.

III.2.1 Ansätze zur Berücksichtigung der Alterung von Gebäuden

Alle drei Hauptkomponenten des seismischen Risikos, die Gefährdung, die Exposition und die Vulnerabilität, unterliegen dynamischen Veränderungen [177]. Bisher werden zeitliche Veränderungen bei der Entwicklung von Fragilitätskurven häufig vernachlässigt und Fragilitäten sowie Vulnerabilitäten in der Regel nur für den Ausgangszustand eines neuen Gebäudes bestimmt. Im Laufe der Lebensdauer eines Gebäudes kann sich jedoch die Anfälligkeit stark verändern. Veränderungen ergeben sich aus der Änderung der Tragkonstruktion, der Aufstockung um zusätzliche Geschosse, der Verschlechterung der Tragfähigkeit durch Schadensakkumulation, beispielsweise durch Vorschädigung aus früheren Erdbeben, sowie durch Alterungseffekte [177]. Alterungseffekte üben einen großen Einfluss auf die Fragilität aus und treten bei jedem Bauwerk auf, da sich die Materialeigenschaften im Laufe der Zeit verändern. Die Ausprägung der Veränderungen ist abhängig von der Bauart und dem Baustoff. Vorschädigungen können in unterschiedlichem Maße vorhanden sein und somit das Verhalten des Bauwerks bei Nachbeben beeinflussen. Die häufige Nichtberücksichtigung ist unter anderem auf die unbekannten Eingangswerte sowie die Komplexität der Erfassung von Alterungseffekten und der Verallgemeinerung auf Gebäudeklassen zurückzuführen. Da das Baujahr und die Vorgeschichte des Gebäudes sowie die genauen Materialeigenschaften zu berücksichtigen sind, sind die Untersuchungen für jedes Gebäude sehr individuell. Die Berücksichtigung adäquater Fragilitätskurven, die den tatsächlichen gealterten und gegebenenfalls vorgeschädigten Zustand des Bauwerks widerspiegeln, ist jedoch von entscheidender Bedeutung, um eine Unterschätzung

der Verletzbarkeit des Bauwerks und der damit verbundenen Schäden zu verhindern.

Im Folgenden wird der Stand der Forschung zu Ansätzen zur Berücksichtigung von Korrosion (III.2.1.1) und Vorschädigung (III.2.1.2) in der Entwicklung von Fragilitätskurven vorgestellt.

III.2.1.1 Korrosion

Umweltbedingungen, wie Temperaturschwankungen und Sulfate, sowie Korrosion wirken sich negativ auf die Materialeigenschaften aus. Dabei wird die Korrosion als besonders kritisch angesehen [7, 20, 146, 178]. Bei der Korrosion der Stahlbewehrung ist zwischen lokalem Lochfraß durch Chloridionen und flächigem Abtrag durch Karbonatisierung zu unterscheiden. Die Bewehrungskorrosion wirkt sich in mehrfacher Hinsicht auf das Tragverhalten der Struktur aus. Die Korrosion verringert den Stahlquerschnitt und damit auch die Widerstandsfähigkeit bzw. die Tragfähigkeit des Bauteils. Bei der Querbewehrung reduziert sich außerdem der Umschnürungseffekt auf den Beton. Die Bewehrung weist zudem eine geringere Duktilität auf, was zu einem spröderen Versagensmodus führen kann. Die entlang der Bewehrung gebildeten Korrosionsprodukte verursachen Querpressungen, die bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu Rissen im Beton und Abplatzungen der Betondeckung führen können. Außerdem verringern die Längsrisse die Umschnürungswirkung des Betons. Die Grenzfläche zwischen Beton und Bewehrung verändert sich durch die Korrosionsschicht und die verringerte Rippenhöhe. Dies führt zu einer Reduzierung des Verbundes zwischen Beton und Stahl, wodurch Schlupf oder der vollständige Verlust der Bewehrungsverankerung entstehen kann. [101]

Die genannten Aspekte und Auswirkungen der Korrosion müssen bei der Ermittlung der Vulnerabilität einbezogen und damit in den numerischen Untersuchungen und den daraus abgeleiteten Fragilitätskurven berücksichtigt werden. Bezüglich der Berücksichtigung und Modellierung des Einflusses der Korrosion auf das Tragverhalten und die Anfälligkeit der Struktur gibt es in der Literatur verschiedene Ansätze [7, 20, 30, 33, 146, 153, 177, 178, 192]. Die Ansätze überschneiden sich, es werden aber meist nicht alle Korrosionseffekte berücksichtigt, sondern der Schwerpunkt wird auf einen oder wenige Auswirkungen gelegt. Außerdem gibt es unterschiedliche Modellierungsansätze als Ein- oder Mehrmassenschwinger. Weiterhin werden nicht immer Fragilitätskurven ermittelt, sondern teilweise nur der Einfluss auf die Antwortkurve des Tragwerks analysiert oder mittlere jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten des Schadens angegeben. Bei der Entwicklung von Fragilitätskurven werden meist nur wenige Schadensgrade unterschieden. Ptilakis et. al [146] beispielsweise unterscheiden nur zwei Schadensgrade und leiten die Fragilitätskurven auf Basis von maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen (ISD) und wenigen Erdbebenzeitverläufen her.

Nachfolgend werden Formeln und Ansätze für die folgenden Effekte erläutert: (1) Querschnittsreduzierung der Längs- / Querbewehrung, (2) Reduzierung der Stahlduktilität bzw. Endverformung der Bewehrungsstäbe und (3) Verschlechterung der Betonfestigkeit bzw. Betondeckung. (1) Bei der chloridinduzierten Korrosion tritt die Querschnittsminderung des Bewehrungsstahls lokal auf, während bei der Karbonatisierung der Querschnittsabtrag eher flächig erfolgt. Die Folge ist eine Verringerung der Widerstandsfähigkeit und der Tragfähigkeit des Bauteils. Nach [20] kann die Reduktion des Durchmessers des Bewehrungsstabes nach der Zeit t (in Jahren) mit folgender Formel III.8 abgeschätzt werden:

$$\phi(t) = \phi_0 - 2P_x = \phi_0 - 2i_{corr}\kappa(t - t_{in}) \quad (\text{III.8})$$

$\phi(t)$ beschreibt den verbleibenden Restdurchmesser zum Zeitpunkt t , ϕ_0 den Anfangsdurchmesser, t_{in} den Beginn der Korrosion an der Bewehrungsoberfläche (Initiierungsphase / Einleitungsphase in Jahren) und P_x den Mittelwert des Korrosionsangriffs in Form des Durchmesserverlustes. Dieser Korrosionsangriff kann wiederum definiert werden als Produkt aus i_{corr} als Korrosionsstromdichte, $\kappa = 0,0116$ als Umrechnungsfaktor von $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ in mm/Jahr für Stahl und dem Zeitraum $(t - t_{in})$, in dem die Korrosion stattfindet (Schädigungsphase in Jahren). Der Faktor 2 in Gleichung III.8 steht für einen gleichmäßigen Abtrag infolge Karbonatisierung und kann bei chloridinduzierter Korrosion bis zu 10 betragen [178]. Die Initiierungszeit hängt unter anderem von der Karbonatisierungsrate und der Betondeckungsdicke ab. Die Initiierungszeit und damit die Dauerhaftigkeit des Betons gegenüber Karbonatisierung nimmt mit steigendem w/z -Wert ab, da die höhere Porosität des Betons die Diffusion aggressiver Stoffe erleichtert. Werte für die Initiierungszeit für unterschiedliche w/z -Werte sind in [20] angegeben. Die Korrosionsstromdichte nimmt mit steigendem Korrosionslevel zu. Die Werte verschiedener Laborversuche und Untersuchungen an realen Bauwerken sind in [20] tabellarisch dargestellt. Eine Formel zur Berechnung des Korrosionsstroms ist im Heft 602 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [57] enthalten. Durch die Reduzierung des Bewehrungsdurchmessers verringert sich auch der Umschnürungsdruck auf den Beton, was sich wiederum auf die Betondruckfestigkeit auswirkt.

(2) Die Bewehrungskorrosion verändert weiterhin die mechanischen Eigenschaften des Stahls [7, 20, 33, 146, 178]. Die Reduktion der Dehnung bei maximaler Last und der Endverformung wird vor allem experimentell festgestellt [7, 20, 153]. Korrosion reduziert die Duktilität, was zu einem spröderen Versagen führt. Darüber hinaus ist teilweise eine geringfügige Verringerung der Streckgrenze und der Zugfestigkeit der korrodierten Bewehrungsstäbe zu beobachten. Da diese Reduktion jedoch sehr gering und schwer nachweisbar ist, wird sie im Allgemeinen

vernachlässigt [7, 152, 178]. In [152] werden resultierende Werte von 30 % bzw. 50 % Verformungsreduzierung für Querschnittsreduzierungen von 15 % bzw. 28 % angegeben. Dazwischen ist eine lineare Interpolation zulässig. Die Werte finden beispielsweise Anwendung in [146, 152, 178].

(3) Durch die Volumenzunahme der Korrosionsprodukte an der Oberfläche des Bewehrungsstabes entsteht ein radialer Druck auf den umgebenden Beton. Überschreiten die Zugspannungen im Beton die Zugfestigkeit des Betons, kann es zur Rissbildung in der Betondeckung, zur Ablösung der äußeren Betonschichten oder zum vollständigen Verlust der Betondeckung kommen. Die Betondeckung ist insbesondere von der Flächenkorrosion durch Karbonatisierung betroffen. In der Literatur gibt es verschiedene Ansätze zur Umsetzung der Betonschädigung. In [152] wird vorgeschlagen, den Betonquerschnitt um die Betondeckung zu reduzieren. Darüber hinaus gibt es verschiedene Untersuchungen zur Anpassung des Materialgesetzes mit einer Verringerung der Druckfestigkeit und einem spröderen Nachbruchverhalten [27, 33, 178, 183, 192]. Hier wird der Ansatz nach Vecchio und Collins [183] aufgeführt, der unabhängig von der Normung entwickelt wurde und unter anderem in [33, 192] Anwendung findet. Dabei wird die reduzierte Betonfestigkeit f_c^* über die folgende Formel III.9 berechnet:

$$f_c^* = \frac{f_c}{1 + K \cdot \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{c0}}} \quad \text{(III.9)}$$

f_c ist die Betondruckfestigkeit, $K = 0,1$ als Koeffizient für einen gerippten Stab mittleren Durchmessers, ϵ_{c0} die Dehnung bei maximaler Spannung und ϵ_1 die mittlere Zugdehnung im gerissenen Beton senkrecht zum aufgetragenen Druck. Die Dehnung ϵ_1 berechnet sich aus dem Verhältnis der durch Korrosionsrisse vergrößerten Breite zur ursprünglichen Querschnittsbreite b_0 [33, 192]. Dieses Verhältnis kann über die Anzahl der Bewehrungsstäbe und die Rissbreite abgeschätzt werden [33, 192]. Darüber hinaus resultiert die Rissbildung infolge der Volumenvergrößerung der Korrosionsprodukte sowie die Veränderung der Grenzschicht infolge der Verringerung der Rippenhöhe und der dünnen Rostschicht auf der Stahloberfläche in einer Verschlechterung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton [20, 33, 152, 178, 192]. Diese Effekte sind nur bei starker Korrosion relevant und können nur berücksichtigt werden, wenn der Verbund explizit modelliert wird. Diese Auswirkungen werden hier nicht weiter betrachtet.

III.2.1.2 Vorschädigungen

Bei Erdbeben folgen auf starke Hauptbeben häufig schwache bis mittelstarke Nachbeben. Daher sind Gebäude oftmals einer Abfolge von mehreren Erdbeben ausgesetzt, die als Hauptbeben-Nachbeben-Sequenz bezeichnet wird. In Abhängigkeit vom Verhältnis der Stärken der Beben wird auch von einer Vorbeben-Hauptbeben-Sequenz gesprochen. Vergangene Erdbeben haben gezeigt, dass Gebäude, die durch das Hauptbeben beschädigt wurden, anfälliger für schwere Schäden oder Zerstörung durch Nachbeben sind. Die kurze Zeitspanne zwischen Haupt- und Nachbeben erlaubt meist keine Reparaturmaßnahmen oder Instandsetzung der Gebäude. [151, 186]

Die normative Erdbebenbemessung ist weltweit lediglich für ein einzelnes Beben ausgelegt, das heißt nur die Beschädigung des Gebäudes während des Hauptbebens wird betrachtet. Infolgedessen können selbst schwächere Nachbeben zusätzliche Schäden verursachen. Bei der Bewertung der Fragilität ist der kumulative Schaden, bestehend aus dem Schaden durch das Hauptbeben und den zusätzlichen Schäden durch Nachbeben, zu berücksichtigen. [151, 186]

In den letzten Jahren wurden zahlreiche Untersuchungen durchgeführt, um den Einfluss von Nachbeben auf die Reaktionen verschiedener Bauwerke zu untersuchen und in die seismische Auslegung einzubeziehen. Einerseits gibt es zahlreiche Studien zur stochastischen Untersuchung aufeinanderfolgender Erdbeben (z. B. [88, 116, 166]). In [88] wird die Schadensakkumulation stochastisch untersucht, indem die Inkremente der Schäden über verschiedene Beben unabhängige und identisch verteilte Zufallsvariablen sind. In [166] wird die verbleibende Lebenszeit über Performanceindikatoren bestimmt, wobei ein stochastisches Modell zur Untersuchung der zeitabhängigen Performance vorgestellt wird. Das Ziel von Yeo et al. [116] ist die Entwicklung formaler stochastischer Modelle zur Schätzung der erwarteten finanziellen Verluste über die Lebensdauer des Gebäudes aufgrund von Hauptbeben-Nachbeben-Sequenzen. Andererseits existieren viele Untersuchungen, die die Strukturen direkt untersuchen, wobei sowohl Einmassenschwinger (SDoF) [4, 61, 78, 198] als auch Mehrmassenschwinger (MDoF) [1, 67, 79, 83, 91, 92, 120, 151, 160, 161] als Modellierung verwendet werden. Die Untersuchungen zu verschiedenen Bauwerksarten und unterschiedlichen Hauptbeben-Nachbeben-Sequenzen (das heißt aufgezeichnete oder simulierte Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe) haben die gemeinsame Schlussfolgerung, dass mittelstarke Nachbeben die Schäden an Bauwerken erhöhen [186]. Im Folgenden werden lediglich einige der genannten Studien in Auszügen dargestellt, die für die eigenen Untersuchungen von Relevanz sind. Amadio et al. [4] folgern, dass SDoF-Systeme für die Untersuchung von aufeinanderfolgenden Erdbeben weniger geeignet sind, da die Ausbildung der Fließgelenke und die Reduktion des Verhaltensbeiwertes nicht umfassend abgebildet

werden können. In [91, 92] wird die Vorschädigung aus dem Hauptbeben für die verschiedenen Schadensgrade anhand von maximalen Verschiebungen definiert. Es werden sowohl vor als auch nach dem Nachbeben fünf Schadensgrade definiert und als Schadenskriterium wird ausschließlich die maximale Verschiebung herangezogen. Es werden Fragilitätskurven für ältere Stahlbetonrahmengebäude entwickelt, wobei als Intensitätsmaß die maximale Bodengeschwindigkeit (PGV) verwendet wird. In [161] werden bleibende Vorverformungen aus dem Hauptbeben als Vorschädigung für das Nachbeben betrachtet. In [1, 83, 151] wird die Degradation infolge der zyklischen Belastung über die Anpassung der Materialgesetze für Beton und Stahl berücksichtigt. Dazu wird in dynamischen Berechnungen die Schädigung aus den vorherigen Zyklen beibehalten, wenn der nächste Erdbebenzeitverlauf aufgebracht wird. In [160] wird empfohlen, für die Untersuchungen reale Zeitverläufe zu verwenden, da simulierte Nachbeben sehr unterschiedliche Auswirkungen haben können. In [120] wird ein Vergleich zwischen statischer und dynamischer Berechnung durchgeführt, um die Restkapazität eines durch ein Hauptbeben beschädigten Gebäudes abzuschätzen und dessen Widerstandsfähigkeit gegenüber einem Nachbeben zu bestimmen. Bei der statischen Analyse wird das Gebäude zunächst belastet und entlastet, wobei eine irreversible Verschiebung bestehen bleibt. Anschließend wird das Gebäude erneut belastet. In der gesichteten Literatur konnten keine Ansätze identifiziert werden, die eine direkte Berücksichtigung der Vorschädigung auf Elementebene vorsehen.

Der entwickelte Ansatz sowie die nichtlineare statische Analyse ermöglichen die Umsetzung zweier Formen der Vorschädigung (siehe Kapitel III.2.3). Einerseits kann eine je nach Vorschädigungsgrad unterschiedliche Schiefstellung des Systems modelliert werden. In diesem Zustand wird das System anschließend belastet. Andererseits kann das System belastet, entlastet und erneut belastet werden, wobei bei der Entlastung die bleibenden Verformungen und Schädigungen berücksichtigt werden.

III.2.2 Referenzgebäude: Einfluss von Bewehrungskorrosion

Der in Kapitel III.1.2 beschriebene Ansatz verwendet verschiedenartige Kriterien auf unterschiedlichen Skalen, um die Lage der fünf Schadensgrade auf der Pushover-Kurve festzulegen. Da der entwickelte Ansatz auf Materialebene ansetzt, kann das Materialverhalten entsprechend den Alterungseffekten, wie beispielsweise korrosionsbedingten Veränderungen, angepasst werden. Im Folgenden werden daher Fragilitätskurven entwickelt, welche die Korrosionseffekte umfassend abbilden und die Änderung der Verletzbarkeit zu verschiedenen Zeitpunkten während der Lebensdauer zeigen. Zunächst wird die Erweiterung des Referenzgebäudes um Kor-

rosionsauswirkungen dargestellt. Im Anschluss erfolgt eine Betrachtung bereits korrodierteter Bestandsgebäude.

Erweiterung des Referenzgebäudes um Korrosionsauswirkungen

Der viergeschossige Stahlbetonskelettbau (Kapitel III.1.2.2) wird um die im Kapitel III.2.1.1 beschriebenen Auswirkungen der Korrosion erweitert. Zur Demonstration der Degradationseffekte wird zunächst als Grenzfall ein gleichmäßiger Korrosionsangriff auf alle Bauteile angenommen. Es werden zwei Zeitpunkte betrachtet: (1) 50 Jahre als geplante Nutzungsdauer nach DIN EN 1990 [46] für Gebäude und (2) 80 Jahre als Gesamtnutzungsdauer für Wohnhäuser nach der Immobilienwertermittlungsverordnung [25].

Es wird ein flächiger Korrosionsangriff durch Karbonatisierung mit einer moderaten Korrosionsstromdichte $i_{corr} = 0,8 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ nach [20] auf alle Elemente untersucht. Die Initiierungsphase ergibt sich für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einem w/z -Wert von 0,5 zu 26 Jahren [20]. Ausgehend von den vorhandenen Anfangsdurchmessern 20 mm, 12 mm und 10 mm lassen sich die reduzierten Bewehrungsdurchmesser $\phi(t)$ gemäß Gleichung III.8 ermitteln. Die entsprechenden reduzierten Durchmesser sowie die zugehörigen Flächenreduktionen für die Zeitpunkte $t = 50$ Jahre und 80 Jahre sind in Tabelle III.14 enthalten. Für die Längsbewehrung werden die Durchmesser im Modell entsprechend reduziert. Bei der Querbewehrung wird ingenieurmäßig der Abstand der Bewehrung vergrößert, sodass sich auch der Umschnürungseffekt auf den Beton reduziert.

Tabelle III.14: Reduzierte Bewehrungsdurchmesser aufgrund von Korrosion für den untersuchten Stahlbetonskelettbau

| t [Jahre] | | $\phi(t)$ [mm] | | | Reduktion Fläche [%] | | |
|-----------|-------|----------------|------|------|----------------------|-------|--|
| 0 | 20 | 12 | 10 | - | - | - | |
| 50 | 19,55 | 11,55 | 9,55 | 4,4 | 7,29 | 8,71 | |
| 80 | 19,00 | 11,00 | 9,00 | 9,77 | 16,01 | 19,04 | |

Für die Änderung der Stahlduktilität werden die Versuchsergebnisse aus [152] für die mittlere Flächenreduktion gemäß Tabelle III.14 linear interpoliert, sodass sich eine mittlere Duktilitätsreduktion von circa 17 % nach 50 Jahren und circa 30 % nach 80 Jahren ergibt. Damit reduziert sich sowohl die maximale Stahldehnung als auch das Schadenskriterium für das Versagen des Stahls. Die reduzierte Betondruckfestigkeit wird nach Gleichung III.9 ermittelt. Darin sind $K = 0,1$, $\epsilon_{c0} = 0,002$, $b_0 = 0,3$ m und $n_{bars} = 2$. Daraus ergeben sich $f_c^* = 20,5 \text{ N/mm}^2$

für $t = 50$ Jahre und $f_c^* = 14,6 \text{ N/mm}^2$ für $t = 80$ Jahre. Entsprechend reduzieren sich die Betondruckfestigkeiten und die zugehörigen Materialkennwerte für alle Elemente. Um zusätzlich den Einfluss auf die Betondeckung zu berücksichtigen, wird das Dehnungskriterium für Abplatzungen der Betondeckung von 0,0025 auf 0,0020 (50 Jahre) bzw. 0,0017 (80 Jahre) verringert. Durch kontinuierliche Hydratation kann die Druckfestigkeit des Betons im Laufe der Zeit zunehmen. Allerdings nimmt die Druckfestigkeit aufgrund der Bildung von Mikrorissen bei anhaltend hohen Druckspannungen ab. Der Elastizitätsmodul steigt ebenfalls mit der Zeit [89]. Da diese Einflüsse jedoch im Vergleich zu den Auswirkungen der Korrosion gering sind, werden sie hier vernachlässigt.

Es werden jeweils vier Pushover-Analysen für die Zeitpunkte $t = 0, 50, 80$ Jahre durchgeführt, wobei zwischen den Richtungen x und y sowie den horizontalen Lastverteilungen gleichmäßig und modal unterschieden wird. Die Lage der Schadensgrade wird nach den in Kapitel III.1.2.1 beschriebenen Kriterien bestimmt. Abbildung III.23 zeigt beispielhaft die Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für die drei Zeitpunkte (0, 50, 80 Jahre).

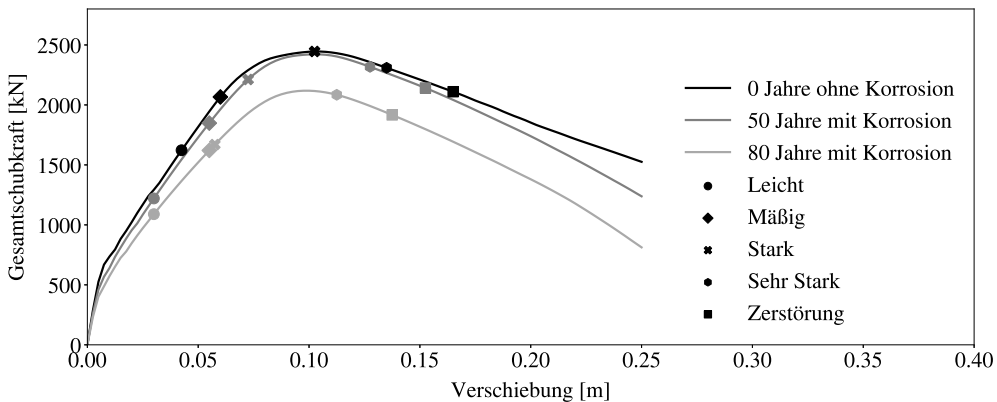


Abbildung III.23: Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

Die Kraft-Verformungs-Kurve für das Bauwerk mit Korrosionsangriff nach 50 Jahren, entsprechend einer Initiierungsphase von 26 Jahren und einer Schädigungsphase von 24 Jahren, verläuft ähnlich wie im Ausgangszustand. Die Anfangssteifigkeit ist nur wenig geringer und die maximale Gesamtschubkraft ist um 0,97 % reduziert. Eine deutlichere Kraftabnahme ist auf dem abfallenden Ast ab einer Verschiebung von 0,15 m zu erkennen. Der Verlauf für $t = 80$ Jahre (Schädigungsphase = 54 Jahre) zeigt eine deutliche Abnahme der Steifigkeit im

nichtlinearen Bereich sowie der maximalen Gesamtschubkraft (circa 13 %) und der Kraft im Bereich nach dem Maximum. Es ist sichtbar, dass die Maximalkraft mit der Zeit nicht linear, sondern superlinear abnimmt. Bei den Schadensgraden wird deutlich, dass diese mit zunehmendem Alter und Korrosionsangriff tendenziell bei geringeren Verschiebungen auftreten und somit ein Schaden früher zu erwarten ist. Dies ist auf die in den Querschnitten, Materialgesetzen und Schadensgraden berücksichtigten Korrosionseffekte zurückzuführen. Insbesondere der Schadensgrad *Stark* tritt bei deutlich geringeren Verschiebungen auf, da hier das Kriterium der reduzierten Dehnung der Betondeckung maßgebend wird. Die Pushover-Kurven der übrigen durchgeführten Analysen zeigen ein vergleichbares Verhalten und finden sich im Anhang A.1.5 in den Abbildungen A.8, A.9 und A.10.

Die Fragilitätskurven werden, analog zum Referenzgebäude, mithilfe des *Vulnerability Modelers Toolkit* (VMTK) [127] anhand von über 2700 Erdbebenzeitverläufen für Europa ermittelt. Abbildung III.24 zeigt die Fragilitätskurven für die drei untersuchten Zeitpunkte. Die zugehörigen Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilung sind in Tabelle III.15 enthalten.

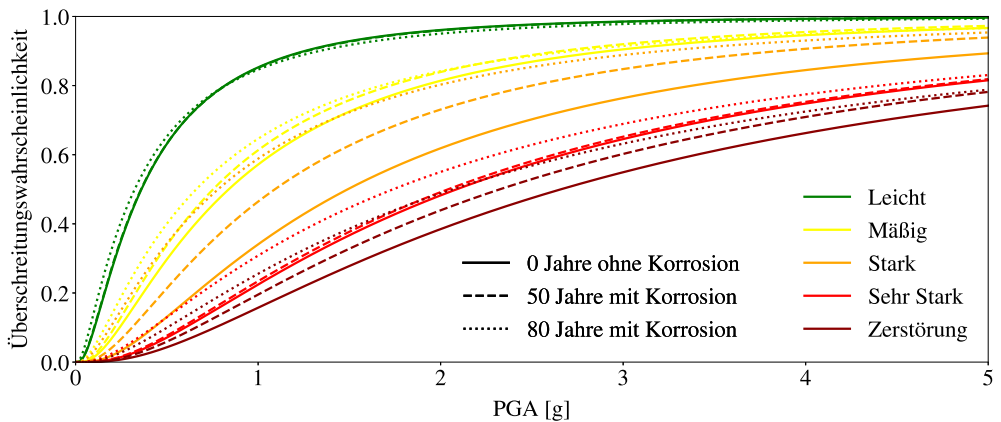


Abbildung III.24: Fragilitätskurven des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die fünf Schadensgrade und drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

Die Fragilitätskurven für den Schadensgrad *Leicht* unterscheiden sich zwischen den drei Zeitpunkten nur geringfügig. Aufgrund der unterschiedlichen Standardabweichung kreuzen sich die Kurven, die Erwartungswerte nehmen jedoch mit zunehmendem Alter ab (siehe Tabelle III.15). Ab dem Schadensgrad *Mäßig* ist ein Anstieg der Fragilität mit zunehmender Dauer der Schädigungsphase sichtbar. Besonders groß ist der Unterschied für den Schadensgrad *Stark* zum Zeitpunkt $t = 80$ Jahre, da, wie bereits zuvor erläutert, dieser Schadensgrad bei deutlich

geringerer Verschiebung auftritt. Für die hohen Schadensgrade *Sehr Stark* und *Zerstörung* ist ebenfalls ein deutlicher Anstieg der Überschreitungswahrscheinlichkeit zu erkennen.

Tabelle III.15: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

| t [Jahre] | Parameter [log g] | Schadensgrade | | | | |
|-----------|--------------------|---------------|--------|--------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| 0 | Erwartungswert | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,973 | | |
| 50 | Erwartungswert | -1,026 | -0,283 | 0,088 | 0,714 | 0,844 |
| | Standardabweichung | | | 0,984 | | |
| 80 | Erwartungswert | -1,127 | -0,414 | -0,247 | 0,554 | 0,726 |
| | Standardabweichung | | | 1,105 | | |

Die Zunahme der Fragilität zeigt sich auch in der Abnahme der Erwartungswerte mit der Zeit (siehe Tabelle III.15). Die Standardabweichung hingegen nimmt durch die Korrosionseffekte etwas zu. Bei einer Bodenbeschleunigung von 1,0 g erhöht sich die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den Schadensgrad *Stark* zwischen dem Ausgangszustand und dem Gebäude nach 80 Jahren unter Berücksichtigung der Korrosionseffekte um circa 25 %. Für $t = 50$ Jahre beträgt die Steigerung bis zu 12 %.

Die Reduktion der maximalen Gesamtschubkraft und der Duktilität sowie der Anstieg der Fragilität wird in den Arbeiten [20, 30, 146, 177, 178, 192] behandelt, die hier zur Plausibilitätskontrolle herangezogen werden. Silva et al. [177] verdeutlichen die Auswirkungen von Alterungsaspekten anhand des Gebäudebestands in Montenegro. Dabei wird aufgezeigt, dass der zeitabhängige Anstieg der erdbebenbedingten wirtschaftlichen Verluste bis zu 10 % beträgt. Die Effekte nach [146] werden berücksichtigt, jedoch werden keine genaueren Angaben gemacht, sodass ein direkter Vergleich nicht möglich ist. Celarec et al. [30] untersuchen ein dreigeschossiges Gebäude unter starkem Korrosionsangriff im Mittelmeerraum. Hinsichtlich der Korrosion wird nur die Reduzierung des Durchmessers der Längs- und Querbewehrung berücksichtigt. Es werden keine Fragilitätskurven ermittelt und nur zwei Schadenszustände untersucht. Nach 50 Jahren wird bei starkem Korrosionsangriff eine Abnahme der Maximalkraft um 10,8 % ermittelt, was zu einer Zunahme der mittleren jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit um 10 % für den *Near-Collapse*-Zustand führt. Die eigenen Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad *Zerstörung* erhöhen sich um bis zu 12 % je nach Beschleunigung. Unter Berücksichtigung der Tatsache, dass in [30] nur die Reduzierung der

Bewehrungsdurchmesser modelliert wird, allerdings für einen hohen Korrosionsangriff, ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den eigenen Ergebnissen für einen mäßigen Korrosionsangriff unter umfassenderer Berücksichtigung der Korrosionsauswirkungen. In der Untersuchung von Pitilakis et al. [146] ändert sich der Median der spektralen Beschleunigung nach 50 Jahren für die jeweiligen Schadensgrade in der Größenordnung von 15 % bis 30 % gegenüber dem Ausgangszustand. Die Änderungen der eigenen Erwartungswerte von $t = 0$ zu $t = 50$ bzw. $t = 80$ Jahre nach Tabelle III.15 liegen über diesen Werten. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass in [146] eine dynamische Berechnung mit sehr wenigen Erdbebenzeitverläufen für zwei Schadensgrade durchgeführt wird, die nur auf Basis des maximalen ISD definiert sind. In den eigenen Untersuchungen basiert die Lage der Schadensgrade hingegen auf einer Vielzahl von materialspezifischen und globalen Kriterien, sodass die Korrosionseffekte umfassender in den Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade und damit im Erwartungswert berücksichtigt werden können. Simioni [178] definiert Schadensparameter für die Reduktion der maximalen Schubkraft und Verschiebung. Nach 50 Jahren beträgt die Schubkraftminderung 7 % und ist damit größer als in den eigenen Untersuchungen. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass in [178] die Korrosionseffekte direkt in die Momenten-Krümmungs-Beziehung integriert werden. Ein Vergleich der Überschreitungswahrscheinlichkeiten ist nicht möglich, da in [178] keine Fragilitätskurven enthalten sind. In Yalciner et al. [192] wird je nach Schadenszustand und Erdbebenzone eine Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit von bis zu 40 % nach 50 Jahren angegeben. Dabei wird vereinfachend mit einem Einmassenschwinger und nicht mit einem 3D-Modell gerechnet und der Schlupf, der wesentlich zum Ergebnis beiträgt, wird berücksichtigt, sodass die hohen Werte plausibel erscheinen. Aufgrund der divergierenden Modellierungsansätze sowie der Berücksichtigung variierender Korrosionseffekte ist ein direkter Vergleich der Ergebnisse aus der Literatur untereinander und mit den eigenen Ergebnissen nur eingeschränkt möglich. Gleichwohl bewegen sich die eigenen Ergebnisse im erwarteten Bereich gemäß der gesichteten Literatur.

Die Untersuchungen zeigen, dass mit dem eigenen Ansatz die Erweiterung um die Korrosionsauswirkungen auf Material-, Querschnitts- und Bauwerksebene umfassend möglich ist. Eine korrosionsbedingte Änderung der Pushover-Kurven und der daraus abgeleiteten Fragilitätskurven und Überschreitungswahrscheinlichkeiten kann eindeutig abgebildet werden.

Bei den bisherigen Untersuchungen wird zunächst von einem gleichmäßigen Korrosionsangriff auf alle Elemente ausgegangen. In [20, 178] wird deutlich, dass die räumliche Verteilung der Korrosion eine wichtige Rolle spielt. Ein ungleichmäßiger Korrosionsangriff kann unter anderem zu Torsionseffekten führen, die sich negativ auf das Tragverhalten auswirken können. Eine Verdrehung des Grundrisses ist auch in eigenen Untersuchungen sowohl nach 50 Jahren als

auch nach 80 Jahren sichtbar, wenn die Korrosion lediglich für eine Außenwand des Gebäudes berücksichtigt wird.

Einfluss der Korrosionsauswirkungen bei Bestandsgebäuden

Die oben dargestellte Betrachtung des Referenzgebäudes unter Korrosionseinwirkung bezieht sich auf ein modernes Gebäude in der Zukunft. Bei der Betrachtung von Bestandsgebäuden ergeben sich in Abhängigkeit von Baujahr des Gebäudes und der zu dieser Zeit geltenden Norm unterschiedliche Ausgangsbedingungen, unter anderem hinsichtlich Betondruck- und Stahlfestigkeit, Betondeckung und Verankerung. Eine geringere Betondeckung führt beispielsweise zu einer kürzeren Initiierungszeit, was bei gleichem Bauwerksalter die Korrosionswirkung verstärkt. Daher ist mit einer Zunahme der Fragilität zu rechnen. Im Folgenden wird das Referenzgebäude unter der Annahme untersucht, das es im Jahr 2023 50 Jahre bzw. 80 Jahre alt ist, also 1973 bzw. 1943 errichtet wurde.

Für das 1973 errichtete Gebäude wird angenommen, dass DIN 1045 in der Fassung vom Januar 1972 [58] gültig war und berücksichtigt wurde. Daher werden die Materialkennwerte nach dieser Norm zugrunde gelegt. Für den Beton wird konservativ eine Betonfestigkeitsklasse Bn 250 gewählt, die der höchsten Festigkeit in der Klasse B I entspricht. Die Klasse B I ist eine Kurzbezeichnung für Betone der Festigkeitsklassen Bn 50 bis Bn 250. Beton B II ist eine Kurzbezeichnung für Betone der Festigkeitsklassen Bn 350 und höher sowie in der Regel für Beton mit besonderen Eigenschaften und Anforderungen [58]. Bei Verwendung in tragenden Stahlbetonbauteilen muss der Beton mindestens der Festigkeitsklasse Bn 150 entsprechen. Die Festigkeitsklasse Bn 250 entspricht einer Nennfestigkeit von 250 kp/cm^2 am Würfel. Für die Modellierung wird daher eine Betonfestigkeitsklasse C20/25 angenommen. Der zugehörige Elastizitätsmodul beträgt 300.000 kp/cm^2 . Der w/z -Wert für die Festigkeitsklasse Bn 250 darf maximal 0,65 betragen. [58]

Die Betondeckung ist in Abhängigkeit vom Durchmesser der Bewehrung und den Umweltbedingungen zu bestimmen, wobei das Maximum maßgebend ist. Bei einem maximalen Durchmesser der Längsbewehrung von 20 mm muss die Betondeckung mindestens 2 cm betragen. Für die Umweltbedingung 3 (hohe Luftfeuchtigkeit, wechselnde Durchfeuchtung, schwacher chemischer Angriff) ergibt sich für die Festigkeitsklasse Bn 250 eine Betondeckung von 2,5 cm. Für die Betondeckung sind daher 2,5 cm maßgebend. [58]

Die Streckgrenze für gerippte Stäbe liegt zwischen 2200 kp/cm^2 und 4200 kp/cm^2 , die zugehörigen Bruchdehnungen zwischen 18 % und 10 %. Hier wird konservativ die hohe Festigkeits-

klasse BSt 42/50 RU mit einer Streckgrenze von 412 N/mm^2 , einer Bruchdehnung von 10 % und einem E-Modul von 205.940 N/mm^2 angenommen. [58]

Zur Berechnung der Auswirkungen der Korrosion nach 50 Jahren werden die Gleichungen III.8 und III.9 sowie die Versuchsergebnisse nach [152] verwendet. Die Initiierungszeit für die Festigkeitsklasse C20/25 und einen w/z -Wert von 0,65 beträgt 12,6 Jahre [20]. Die Durchmesser 20 mm, 12 mm und 10 mm reduzieren sich auf 19,31 mm, 11,31 mm und 9,31 mm. Die mittlere Duktilitätsabnahme ergibt sich bei einer mittleren Flächenreduktion von 10,49 % zu 23,05 %. Damit reduzieren sich die maximale Stahldehnung sowie das Schadenskriterium für das Versagen des Stahls. Die Betonfestigkeit reduziert sich von 20 N/mm^2 auf $11,58 \text{ N/mm}^2$ und das Dehnungskriterium für das Abplatzen der Betondeckung wird auf 0,002 herabgesetzt. Die Zugfestigkeit des Betons wird nach Norm nicht berücksichtigt, sodass ein sehr geringer Wert von $1 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^2$ angenommen wird.

Für das 1943 errichtete und damit zum Zeitpunkt der Untersuchung 80 Jahre alte Gebäude wird DIN 1045 in der Fassung von 1937 [56] als Bemessungsgrundlage angenommen. Für den Beton wird von einem hochwertigen Zement ausgegangen, sodass eine Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen von mindestens 160 kg/cm^2 gefordert wird. Daher wird konservativ mit einer Betonfestigkeitsklasse C16/20 gerechnet, wobei auch eine deutlich geringere Festigkeitsklasse denkbar wäre. Der Elastizitätsmodul des Betons ist zu 140.000 kg/cm^2 anzunehmen. [56]

Die geforderte Betondeckung beträgt für Bauteile im Freien 2 cm, in anderen Fällen ist sie geringer. [56]

Für die Bewehrung wird ein hochwertiger Betonstahl angenommen. Dieser hat eine Mindeststreckgrenze von 3600 kg/cm^2 für Durchmesser bis 18 mm und 3500 kg/cm^2 für Durchmesser über 18 mm bis 30 mm. Daher wird konservativ mit einer Streckgrenze von 353 N/mm^2 gerechnet. Zugehörig ergibt sich eine Bruchdehnung von 20 % am langen und 24 % am kurzen Proportionalstab. Das Verhältnis der E-Moduln von Eisen und Beton beträgt 15. [56]

Mit diesen Eigenschaften werden wie zuvor die Auswirkungen der Korrosion abgeschätzt. Die Initiierungszeit wird ebenfalls konservativ zu 12,6 Jahren angenommen, da keine genaueren Angaben vorliegen. Die Durchmesser 20 mm, 12 mm und 10 mm reduzieren sich auf 18,75 mm, 10,75 mm und 8,75 mm. Zur Berücksichtigung des glatten Stahls wird im Materialgesetz nach Menegotto-Pinto [129, 171] der Parameter A2 auf 0,001 angepasst [35]. Die mittlere Reduktion der Duktilität ergibt sich bei einer mittleren Flächenreduktion von 18,44 % zu 35,30 %. Damit reduzieren sich die maximale Stahldehnung sowie das Schadenskriterium für das Versagen des Stahls. Die Betonfestigkeit reduziert sich von 16 N/mm^2 auf $6,93 \text{ N/mm}^2$ und das

Dehnungskriterium für das Abplatzen der Betondeckung wird auf 0,0017 herabgesetzt. Die Betonzugfestigkeit wird zu $1 \cdot 10^{-6} \text{ N/mm}^2$ gewählt.

Für beide Gebäude werden jeweils die Materialeigenschaften im Modell angepasst, wobei die Bewehrungsführung und die Bewehrungsgehalte identisch mit dem Referenzgebäude sind. Abbildung III.25 zeigt beispielhaft die Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für die drei untersuchten Gebäude unterschiedlichen Alters im Jahr 2023.

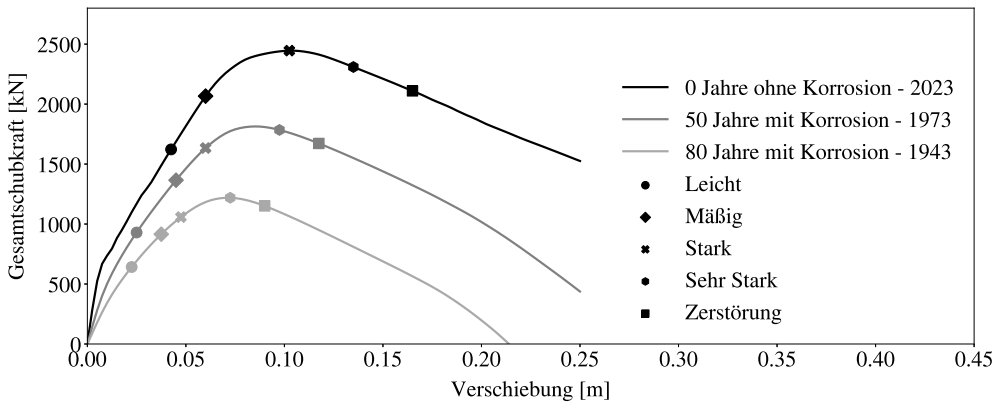


Abbildung III.25: Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für die drei untersuchten Stahlbetonskelettbauten unterschiedlichen Alters im Jahr 2023 unter Berücksichtigung der Korrosion

Die Kurve *0 Jahre ohne Korrosion - 2023* beschreibt das Referenzgebäude nach den heutigen Standards mit den zugehörigen Schadensgraden. Die Kurve *50 Jahre mit Korrosion - 1973* beschreibt das Gebäude mit Baujahr 1973, was nach 50 Jahren unter Berücksichtigung von Korrosionseinfluss betrachtet wird. Im Vergleich zum Gebäude aus dem Jahr 2023 weist dieses eine um 25 % reduzierte maximale Gesamtschubkraft auf. Die Kurve *80 Jahre mit Korrosion - 1943* beschreibt das Gebäude aus dem Jahr 1943, das nach 80 Jahren unter Korrosionseinfluss betrachtet wird. Dieses zeigt gegenüber dem Gebäude aus dem Jahr 2023 eine Reduktion der maximal aufnehmbaren Gesamtschubkraft um 50 %. Zudem ist zu berücksichtigen, dass die aufgebrachte Verschiebung von 0,25 m nicht mehr aufgenommen werden kann, was bei den beiden anderen Gebäuden der Fall ist. Die Schadensgrade treten, wie im vorherigen Beispiel, mit zunehmendem Alter und Korrosionsdauer bei geringeren Verschiebungen auf. Besonders deutlich wird dies bei dem Schadensgrad *Stark*, da hier erneut das reduzierte Dehnungskriterium für die Abplatzungen der Betondeckung ausschlaggebend wird.

Die Ermittlung der Fragilitätskurven wird wie bisher mithilfe des VMTK [127] vorgenommen.

Die finalen Fragilitätskurven sind in Abbildung III.26 und die zugehörigen Verteilungsparameter in Tabelle III.16 dargestellt.

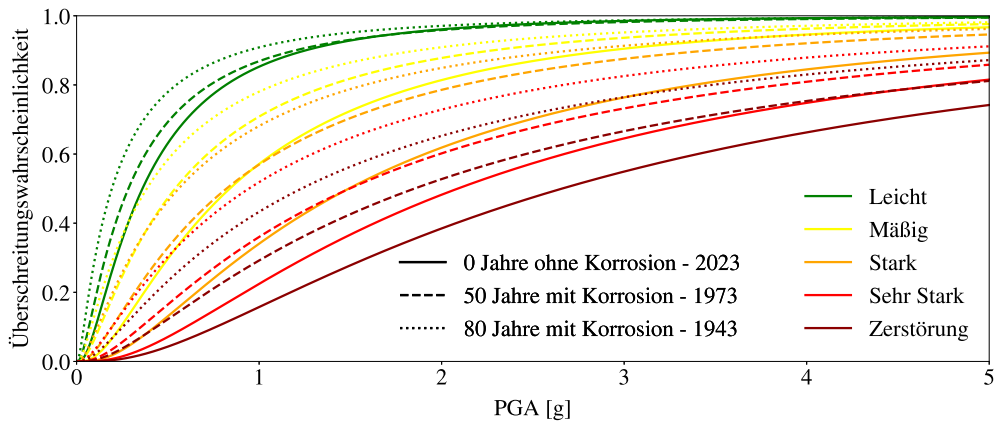


Abbildung III.26: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade und die drei Stahlbetonbestandsgebäude unter Berücksichtigung der Korrosion

Tabelle III.16: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade und drei Stahlbetonbestandsgebäude unter Berücksichtigung der Korrosion

| Alter [Jahre] - Baujahr | Parameter [log g] | Schadensgrade | | | | |
|----------------------------|--------------------|---------------|--------|--------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| 0 - 2023 | Erwartungswert | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,973 | | |
| 50 - 1973 | Erwartungswert | -1,260 | -0,617 | -0,197 | 0,402 | 0,615 |
| | Standardabweichung | | | 1,124 | | |
| 80 - 1943 | Erwartungswert | -1,644 | -0,955 | -0,582 | 0,058 | 0,209 |
| | Standardabweichung | | | 1,234 | | |

Insgesamt wird deutlich, dass die Fragilität von 0 über 50 auf 80 Jahre für alle Schadensgrade zunimmt. Dies zeigen auch die für höheres Alter kleineren Erwartungswerte in Tabelle III.16. Die Standardabweichungen steigen mit dem Alter, was zu einer unterschiedlichen Form führt, sodass sich die Kurven von 0 Jahre und 50 Jahre für den Schadensgrad *Leicht* bei einer Beschleunigung von circa 1,6 g schneiden. Die höchste Steigerung der Anfälligkeit ist bei dem Schadensgrad *Stark* zu verzeichnen. Bei einer Beschleunigung von 1,0 g beträgt die Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit gegenüber 0 Jahre 23 % für 50 Jahre und 34 % für 80 Jahre. Diese Werte sind circa 10 % höher als bei der Untersuchung des Korrosionseinflusses

auf das Gebäude nach heutigen Standards in der Zukunft (siehe Abschnitt *Erweiterung des Referenzgebäudes um Korrosionsauswirkungen*).

Die Abbildungen III.25 und III.26 beziehen sich auf den Vergleich mit dem Gebäude ohne Korrosion mit Materialeigenschaften von 2023. Die gezeigten Steigerungen der Anfälligkeit sind nachvollziehbar, da bei der Verwendung von Fragilitätskurven, die für Neubauten entwickelt wurden, für ein Bestandsgebäude die Auswirkungen sowohl der veränderten Materialeigenschaften als auch der Korrosion vernachlässigt werden können. Bei einem Vergleich des gealterten Gebäudes mit dem jeweiligen Gebäude mit den Materialeigenschaften von 1973/1943 im Ausgangszustand wird die Korrosion isoliert betrachtet. Die Gesamtschubkraft ohne Korrosion ist für das Gebäude von 1943 bereits um circa 30 % geringer als für das Gebäude von 2023. In Abbildung A.11 im Anhang A.1.6 sind die Pushover-Kurven für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung für das Gebäude von 1943 im Ausgangszustand und nach 80 Jahren gezeigt. Unter Berücksichtigung einer Betrachtungsdauer von 80 Jahren lässt sich für das Gebäude aus dem Jahr 1943 bei allen vier durchgeführten Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) eine Reduktion der Gesamtschubkraft von circa 28 % gegenüber dem Ausgangszustand ohne Korrosion feststellen. Diese Abnahme ist geringer als die 50 %, die sich ergeben, wenn der Vergleich der Gesamtschubkraft zum Gebäude aus dem Jahr 2023 ohne Korrosion vorgenommen wird, da die baujahrspezifischen Materialeigenschaften bereits im Ausgangszustand berücksichtigt sind. Neben der Gesamtschubkraftreduktion steigt unter Korrosionseinwirkung zudem die Fragilität des Gebäudes aus dem Jahr 1943. Nach 80 Jahren ist die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den Schadensgrad *Stark* bei einer Beschleunigung von 1,0 g um 17 % gestiegen (siehe Abbildung A.12 und Tabelle A.9 im Anhang A.1.6). Dieser Wert ist niedriger als die 34 % Differenz, die bei dem Vergleich mit dem Gebäude von 2023 auftreten. Die niedrigeren Betondruck- und Stahlzugfestigkeiten sind bereits im Ausgangszustand berücksichtigt und die Zunahme resultiert somit rein aus den Korrosionsauswirkungen. Die Analyse des Korrosionsangriffs auf ältere Bauwerke zeigt, dass der Gesamtschubkraftverlust in Bezug auf den Korrosionsangriff kritischer ist als bei modernen Bauwerken. Die geringere Betondeckung führt zu einer kürzeren Initiierungszeit und damit zu einer längeren Schädigungsphase. Beispielsweise beträgt die Abnahme der maximalen Gesamtschubkraft nach 80 Jahren 13 % für das Bauwerk aus dem Jahr 2023 und 28 % für das Bauwerk aus dem Jahr 1943. Die Anfälligkeit für den Schadensgrad *Stark* bei einer Beschleunigung von 1,0 g steigt nach Alterung um 80 Jahre für das Gebäude aus dem Jahr 2023 um 25 % und für das Gebäude aus dem Jahr 1943 um 17 %. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Differenz der Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade zwischen 0 und 80 Jahren für das Gebäude aus 2023 größer ist als für das

Gebäude aus 1943. Das liegt wiederum daran, dass andere Kriterien maßgebend sein können, da die Pushover-Kurven unterschiedlich verlaufen. Die Kurve des Gebäudes aus dem Jahr 1943 im Ausgangszustand zeigt einen deutlich steileren Lastabfall nach der maximalen Gesamtschubkraft (siehe Abbildung A.11) als die des Gebäudes aus 2023, was auf die Kombination der veränderten Materialeigenschaften zurückzuführen ist.

Im Zuge der bisherigen Untersuchungen werden ausschließlich Anpassungen der Materialeigenschaften vorgenommen, während die Bewehrungsführung und die Bewehrungsgehalte im Vergleich zum Referenzgebäude unverändert sind. Im Folgenden soll der Aspekt der Bewehrung am Beispiel des Gebäudes von 1943 näher betrachtet werden. Als Norm wird erneut DIN 1045 in der Fassung von 1937 [56] zugrunde gelegt.

Von 1925 bis 1972 wird bei Balken die Momentenlinie zur Bestimmung der erforderlichen Länge der Zuglängsbewehrung herangezogen, sodass die Zugkraftdeckung nicht unbedingt sichergestellt ist [167]. Der Verlauf der Stützmomente darf parabelförmig ausgerundet werden, wobei ein Mindestwert des Moments einzuhalten ist. Für die negativen Feldmomente aus Verkehrslast müssen bei durchlaufenden Balken, die biegefest mit Unterzügen oder Stützen verbunden sind, nur 2/3 des Wertes berücksichtigt werden. Hinsichtlich positiver Feldmomente ist jedoch mindestens der Wert anzusetzen, der unter Annahme voller beidseitiger Einspannung berechnet wird [56]. In Bezug auf die Bügel ist gemäß §25 Ziffer 5 [56] eine Anordnung erforderlich, um ein Zusammenwirken von Zug- und Druckgurt zu gewährleisten, eine konkrete Bewehrungsmenge oder -anordnung ist jedoch nicht spezifiziert. Im Hinblick auf die Schub Sicherung gemäß §20 [56] wird gefordert, dass alle Schubspannungen im Feldbereich durch abgebogene Längsbewehrungsseisen, Bügel oder eine Kombination davon aufgenommen werden müssen. Jedoch ist diese Aussage erst bei einer maximalen Schubspannung τ_0 größer als 4 kg/cm^2 ($\sim 0,4 \text{ N/mm}^2$) gültig. Die Schubspannung wird über $\tau_0 = Q/b_0 \cdot z$ berechnet. Hierbei stehen Q für die Querkraft, b_0 für die Breite des Querschnitts und z für den Abstand des Schwerpunkts der Bewehrung vom Druckmittelpunkt (innerer Hebelarm) [56]. Bestandsbauten zeigen, dass meist zunächst die Längsbewehrungsseisen durch Aufbiegen angesetzt werden. Daher ist anzunehmen, dass in der Vergangenheit weniger Bügelbewehrung verwendet wurde als in der heutigen Norm gefordert. [167]

Bei Stützen, in der Norm bezeichnet als Säulen, beträgt die Mindestquerschnittsabmessung 20 cm oder 1/20 der Stützenlänge. Der Querschnitt der Längsbewehrung darf maximal 6 % des Betonquerschnitts betragen, falls der Beton eine Würfeldruckfestigkeit von größer als 160 kg/cm^2 erreicht. Andernfalls gilt ein Maximalbewehrungsgrad für die Längsbewehrung von 3 %. Der Mindestbewehrungsgrad ist abhängig vom Verhältnis der Stützenlänge l zur

kleinsten Querschnittsabmessung der Stütze h und beträgt 0,8 % bei $l/h \geq 10$ und 0,5 % bei $l/h = 5$. Dazwischen ist linear zu interpolieren. Die Längsbewehrung ist durch Bügel zu verbinden, wobei der Abstand der Bügel nicht größer sein darf als die kleinste Stützenquerschnittsabmessung und das Zwölfwache des Durchmessers der Längsbewehrung. [56, 167]

Die bauliche Durchbildung der Bewehrung in Form von Glattstahl wird mit Haken durchgeführt, wobei halbkreisförmige oder spitzwinklige Haken zu verwenden sind. Weiterhin darf bei quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen keine Erhöhung der Tragfähigkeit angesetzt werden. [56]

Im Referenzmodell erfolgt die Modellierung der Balken von Stütze zu Stütze, sodass sowohl die obere als auch die untere Biegezugbewehrung kontinuierlich verlegt wird. Aufgrund dieser Modellierung ist eine Anordnung der Bewehrung nur auf der Zugseite nicht möglich, da die Balken sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich verlaufen. Demzufolge kann die fehlende Zugkraftdeckung nicht direkt berücksichtigt werden. Eine solche Vorgehensweise wäre lediglich durch die Einführung von Zwischenpunkten und die Modellierung der Balken in einzelnen Abschnitten realisierbar. Aufgrund der fehlenden Vergleichbarkeit wird diese Vorgehensweise im Rahmen dieser Dissertation nicht umgesetzt und somit die Konstruktionsweise nicht verändert.

Im Folgenden werden die Bewehrungsgehalte für das Referenzgebäude nach DIN 1045 in der Fassung von 1937 bestimmt. Die Momente durchlaufender Balken sind nach den Regeln für frei drehbar gelagerte durchlaufende Träger zu ermitteln [56]. Bei der Ermittlung der Schnittgrößen am gelenkig gelagerten Durchlaufträger ergeben sich aus den Flächenlasten gemäß dem Referenzgebäude Momente von maximal 30 kNm. Mit den heutigen Berechnungsmethoden unter Berücksichtigung der angepassten Materialkennwerte ergibt sich eine sehr geringe erforderliche Bewehrung von $0,4 \text{ cm}^2$. Eine Mindestbewehrung wird nach DIN 1045-1937 nicht gefordert. Daher wird die Längsbewehrung in den Balken auf je 2 Stäbe mit 20 mm Durchmesser als obere und untere Bewehrung reduziert. Unter Berücksichtigung der Vertikalbelastung gemäß dem Referenzmodell, die gegenüber den Lasten aus 1943 als konservativ anzunehmen ist, resultiert eine maximale Querkraft im Balken von 43,16 kN. Hieraus ergibt sich bei einer Breite von 0,3 m und einem inneren Hebelarm von 0,414 m eine maximale Schubspannung von $0,35 \text{ N/mm}^2$. Diese Schubspannung ist kleiner als $0,4 \text{ N/mm}^2$, sodass nach DIN 1045-1937 keine Bügelbewehrung zur Aufnahme der Schubspannung gefordert ist. Jedoch ist das Zusammenwirken von Zug- und Druckgurt sicherzustellen. Es wird hier davon ausgegangen, dass lediglich eine geringe Anzahl an Bügeln eingebaut ist. Daher wird der Abstand der Bügel im Modell auf 500 mm vergrößert. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit aufgrund der Umschnürungswirkung wird nicht angenommen, da diese bei rechteckigen Bügeln nicht zulässig ist.

Die Stützen erfüllen die Mindestquerschnittsabmessungen von 20 cm. Die zulässige Gesamtbelastung P_{zul} für zentrischen Druck ergibt sich gemäß DIN 1045-1937 nach Gleichung (16) in §27 Abs. 2, wenn die Anforderungen der Tafel III Ziffer c erfüllt sind [56]. Diese ist nachfolgend in Gleichung III.10 dargestellt:

$$P_{zul} = 1/3 \cdot (K_b \cdot F_B + \sigma_s \cdot F_e) \quad (\text{III.10})$$

Darin ist K_b die Prismenfestigkeit des Stützenbetons nach 90 Tagen, für die die Würfeldruckfestigkeit bis maximal 180 kg/cm^2 angesetzt werden darf. F_B bezeichnet die Betonquerschnittsfläche, σ_s die Spannung im Stahl und F_e die Querschnittsfläche der Bewehrung. Die zulässige Gesamtlast wird in dieser Untersuchung mit der maximalen Normalkraft in den Stützen von 627 kN gleichgesetzt. Mit der Würfeldruckfestigkeit von 16 N/mm^2 , der Querschnittsfläche des Betons von $0,09 \text{ m}^2$ und der Spannung im Stahl von 353 N/mm^2 ergibt sich eine erforderliche Bewehrungsmenge von $12,25 \text{ cm}^2$. Daher werden für die Stützen vier Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm gewählt, was einer Menge von $12,6 \text{ cm}^2$ entspricht. Die Gleichung für den außermittigen Druck ergibt eine wesentlich geringere Bewehrungsmenge und ist daher nicht maßgebend. Der interpolierte Mindestbewehrungsgrad der Längsbewehrung beträgt $0,7 \%$ bei einem Verhältnis $l/h = 2,5/0,3 = 8,3$. Der vorhandene Längsbewehrungsgrad im Ausgangszustand beträgt $1,4 \%$, sodass sowohl Mindest- als auch Maximalbewehrungsgrad eingehalten sind. Die Anforderungen an die Maximalabstände der Bügel in den Stützen ergeben bei einem Durchmesser der Längsbewehrung von 20 mm einen maximalen Bügelabstand von 240 mm . Bei den Stützen darf ebenfalls keine Tragfähigkeitssteigerung durch die Umschnürungswirkung berücksichtigt werden.

Das Modell mit nach DIN 1045-1937 [56] angepasster Bewehrung wird sowohl im Ausgangszustand als auch nach 80 Jahren unter Korrosionseinwirkung untersucht. Dabei werden erneut jeweils vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) durchgeführt. Die zugehörigen Pushover-Kurven für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung sind in Abbildung III.27 dargestellt. Darin steht das +B für die angepasste Bewehrung. Die Abnahme der Gesamtschubkraft für das Gebäude mit der zusätzlich angepassten Bewehrung zwischen 0 und 80 Jahren, also ohne und mit Korrosion, beträgt circa 41% (1475 kN zu 875 kN). Dieser Wert liegt über der Abnahme von 28% (1698 kN zu 1219 kN), die sich bei einer Anpassung der Materialeigenschaften (ohne angepasste Bewehrung) ergibt. Im Ausgangszustand (0 Jahre) beträgt die Reduktion der Gesamtschubkraft durch die angepasste Bewehrung nach DIN 1045-1937 circa 13% (1698 kN zu 1475 kN). Nach 80 Jahren unter Berücksichtigung der Korrosion beträgt diese Reduktion der maximalen Gesamtschubkraft 28% (1219 kN zu 875 kN). Dies verdeutlicht die Relevanz

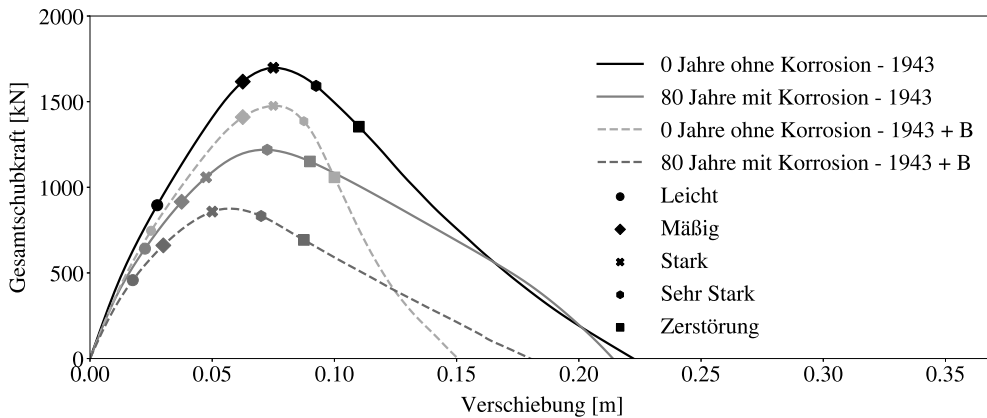


Abbildung III.27: Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für den untersuchten Stahlbetonskelettbau von 1943 ohne und mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und nach 80 Jahren

einer Berücksichtigung der Bewehrung gemäß der geltenden Norm, da diese einen Einfluss auf die Korrosionswirkung nimmt. Im Vergleich zum Neubau aus dem Jahr 2023 zeigt sich für das Gebäude aus dem Jahr 1943 mit angepasster Bewehrung und unter Korrosionseinfluss nach 80 Jahren eine Reduktion der Gesamtschubkraft von 64 %.

Die im Anhang A.1.6 dargestellte Tabelle A.10 zeigt für das Modell von 1943 mit angepasster Bewehrung nach 80 Jahren die Schrittzahlen, bei denen das jeweilige Kriterium für die verschiedenen Analysen überschritten wird. Die Schadensgrade treten tendenziell bei geringeren Verschiebungen auf, wenn die Korrosion betrachtet wird. Bei dem Vergleich zwischen ohne und mit angepasster Bewehrung ist dies nicht immer der Fall, da die Interaktion zwischen Bewehrung und Beton, die sich bei weniger Bewehrung ändert, einen Einfluss auf die Überschreitung der Schadenskriterien hat. Die Auswertung der Kriterien erlaubt die Erfassung des Einflusses der Materialkombinationen, da sie Aufschluss darüber gibt, wann welches Kriterium überschritten wird und welches Material maßgebend ist. Dadurch können Schwachstellen im System erkannt werden. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass sich die Form der Pushover-Kurven unter Korrosionseinfluss, unabhängig von der Anpassung der Bewehrung, in Richtung eines weniger steilen Lastabfalls verändert. Diese Aussagen für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung gelten analog für die weiteren durchgeführten Analysen.

Abbildung III.28 zeigt die mit dem bereits vorgestellten Verfahren ermittelten Fragilitätskurven für das Gebäude von 1943 mit zusätzlich angepasster Bewehrung im Ausgangszustand (*0 Jahre ohne Korrosion - 1943 + B*) und nach 80 Jahren unter Korrosionseinfluss (*80 Jahre mit Korrosion - 1943 + B*). Ergänzend sind zum Vergleich die Fragilitätskurven des Gebäudes aus dem

Jahr 2023 im Ausgangszustand (0 Jahre ohne Korrosion - 2023) enthalten. Die zugehörigen Verteilungsparameter sind in Tabelle III.17 enthalten.

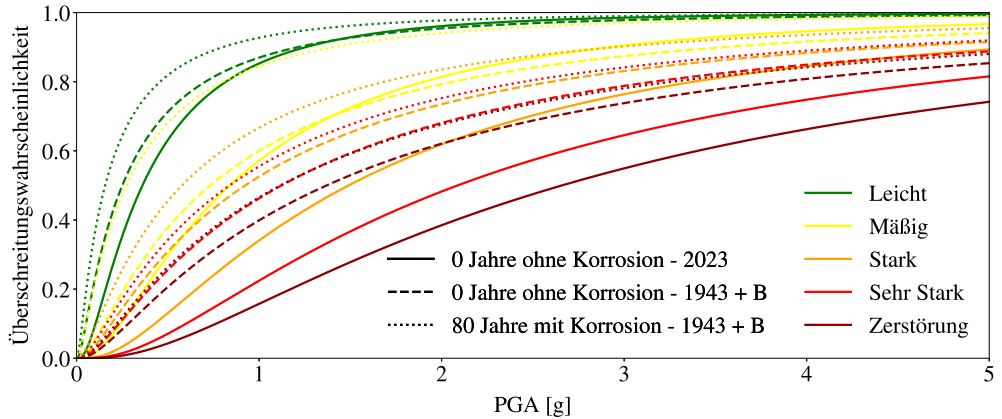


Abbildung III.28: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren sowie für das Gebäude aus 2023 im Ausgangszustand

Tabelle III.17: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus aus 1943 mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren sowie für das Gebäude aus 2023 im Ausgangszustand

| Alter [Jahre] - Baujahr | Parameter [log g] | Schadensgrade | | | | |
|----------------------------|--------------------|---------------|--------|--------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| 0 - 2023 | Erwartungswert | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,973 | | |
| 0 - 1943+B | Erwartungswert | -1,384 | -0,311 | -0,079 | 0,116 | 0,315 |
| | Standardabweichung | | | 1,230 | | |
| 80 - 1943+B | Erwartungswert | -1,855 | -1,293 | -0,549 | -0,176 | 0,110 |
| | Standardabweichung | | | 1,274 | | |

Es ist zu erkennen, dass bei Berücksichtigung der Korrosion die Anfälligkeit für alle Schadensgrade ansteigt, wobei der Unterschied je nach Schadensgrad variiert. Bei einer Beschleunigung von 1,0 g steigt die Überschreitungswahrscheinlichkeit unter reinem Korrosionseinfluss je nach Schadensgrad von 5,8 % bis 24,5 %. Im Vergleich zum Referenzgebäude von 2023 im Ausgangszustand erhöht sich die Anfälligkeit je nach Schadensgrad von 7,5 % bis 33 %, wobei die Differenz bei allen hohen Schadensgraden (ab *Stark*) über 30 % liegt. Der Einfluss der

zusätzlich angepassten Bewehrung gegenüber dem Modell mit lediglich angepassten Materialeigenschaften ist mit bis zu 6,4 % eher gering. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die aus den Pushover-Kurven abgeleiteten Kapazitätskurven signifikante Unterschiede aufweisen (siehe Abbildung III.27), während sich die Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade weniger unterscheiden. Die Verschiebungsgrenzwerte üben jedoch einen größeren Einfluss auf die resultierenden Fragilitätskurven aus.

Die dargestellte Anpassung des Referenzmodells zeigt die Relevanz einer präzisen Modellierung, welche sich an den spezifischen Gegebenheiten orientiert, bei der Entwicklung von Fragilitätskurven. Die Verwendung von für Neubauten entwickelten Fragilitätskurven für bestehende Bauwerke führt zu einer deutlichen Unterschätzung der Verletzbarkeit. Dies resultiert einerseits daraus, dass die Veränderungen durch Korrosion nicht berücksichtigt werden. Andererseits weisen die Materialeigenschaften sowie die Bewehrungsanordnung und der Bewehrungsgehalt je nach im Baujahr gültiger Norm eine hohe Variabilität auf. Der deutliche Einfluss von Korrosion, Materialeigenschaften und Bewehrung wurde in diesem Kapitel schrittweise aufgezeigt. Bei einem 80 Jahre alten Gebäude mit Baujahr 1943 kann dies zu einer Gesamtschubkraftreduktion von 64 % und einer Anfälligkeitssteigerung von bis zu 34 % gegenüber einem Neubau aus dem Jahr 2023 führen.

III.2.3 Referenzgebäude: Einfluss von Vorschädigungen

Wie bereits im letzten Abschnitt von Kapitel III.2.1.2 beschrieben, eignen sich für die Umsetzung mit dem entwickelten Ansatz und der nichtlinearen statischen Analyse in SeismoStruct [171] zwei Formen der Vorschädigungsmodellierung. Einerseits kann ein System modelliert werden, das je nach angenommenem Grad der Vorschädigung unterschiedlich stark vorab ausgelenkt wird. Andererseits kann das System einer Folge von Be- und Entlastungen unterzogen werden, wobei die bleibenden Verformungen und Schädigungen berücksichtigt werden. Im Folgenden wird das Referenzgebäude mit beiden Methoden vorgeschädigt und untersucht. Anschließend werden die zugehörigen Fragilitätskurven abgeleitet.

Methode: Schiefstellung

Die Vorschädigung in Form der Schiefstellung kann in SeismoStruct [171] modelliert werden, indem die Knoten vorab um eine bestimmte Strecke verschoben werden. Die Schiefstellung ist folglich bereits zu Beginn vorhanden. Dies impliziert, dass die Elemente im Ausgangszu-

stand eine Schiefstellung aufweisen, jedoch keine Vorverformungen oder Vorschädigungen auf Materialebene aufweisen. Auf Basis der Literatur [69, 70, 92, 126, 142] und eigener Untersuchungen werden die Vorschädigungsgrade auf Basis von ISD-Werten festgelegt. Diese betragen entsprechend der Schadensgrade 0,5 % für *Leicht*, 1 % für *Mäßig*, 2 % für *Stark*, 3 % für *Sehr Stark* und 4 % für *Zerstörung*. Die Lage des rechnerischen Schadensgrades *Zerstörung* zeigt, dass höhere Schiefstellungen als 4 % möglich sind, wobei dann eine Untersuchung der Nachbeben Tragfähigkeit nicht mehr sinnvoll ist. Durch Multiplikation mit der Stockwerkshöhe ergibt sich die Verschiebung pro Geschoss, die linear oder modal verteilt aufgebracht wird. Bei der linearen Verteilung erhöht sich die Verschiebung pro Geschoss vom Erdgeschoss bis zum obersten Geschoss um denselben Wert. Bei der modalen Verteilung erfolgt die Aufteilung entsprechend der Modalform, wobei der Maximalwert im obersten Geschoss identisch mit dem der linearen Verteilung ist. Für die Pushover-Analysen in x - und y -Richtung wird jeweils die lineare sowie die modale Vorschädigung in Form der Schiefstellung angesetzt. Anschließend werden die Horizontalkräfte gleichmäßig bzw. modal verteilt aufgebracht. Sämtliche Kombinationen von linearer/modaler Vorschädigung und gleichmäßiger/modaler Horizontallastverteilung werden analysiert. Im ungünstigsten Fall haben Hauptbeben (Schiefstellung) und Nachbeben (Horizontalkräfte) die gleiche Einwirkungsrichtung. Die größte Reduktion der Gesamtschubkraft wird erreicht, wenn die modale Vorschädigung und die gleichmäßig verteilten Horizontalkräfte in die gleiche Richtung wirken. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei der modalen Vorschädigung die maßgebende Verschiebung im untersten Geschoss am größten ist und die gleichmäßig verteilte Horizontallastverteilung wiederum einen höheren Absolutwert im untersten Geschoss hat. Dabei hat die modale Vorschädigung einen größeren Einfluss als die gleichmäßige Horizontallastverteilung. Der Einfluss steigt mit zunehmendem Vorschädigungsgrad. Entspricht die Vorschädigung bereits dem Schadensgrad *Zerstörung*, kann keine weitere Schädigung mehr aufgenommen werden, da das Bauwerk bereits als rechnerisch vollständig zerstört angenommen wird. In Abbildung A.13 im Anhang A.1.7 sind die Pushover-Kurven für die x -Richtung mit gleichmäßiger Horizontallastverteilung mit linearer sowie modaler Vorschädigung dargestellt. Ähnliche Ergebnisse ergeben sich für die Analysen in y -Richtung und mit modaler Horizontallastverteilung. Für die Ermittlung der Schadensgrade und der Fragilitätskurven werden nur die Endschadensgrade betrachtet, die höher sind als der Vorschädigungsgrad, da keine zwischenzeitliche Instandsetzung berücksichtigt wird. So werden bei einer Vorschädigung *Leicht* bei der weiteren Untersuchung die Schadensgrade *Mäßig*, *Stark*, *Sehr Stark* und *Zerstörung* betrachtet, bei der Vorschädigung *Sehr Stark* jedoch nur der Endschadensgrad *Zerstörung*. Die Bestimmung der Lage der Schadensgrade auf der Pushover-Kurve sowie der zugehörigen Verschiebungsgrenzwerte erfolgt für jeden Vorschädigungsgrad getrennt nach

dem im Kapitel III.1.2 beschriebenen Ansatz. Es lässt sich beobachten, dass bei Vorhandensein einer Vorschädigung die Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade bei geringeren Verschiebungen eintreten als im Modell ohne Vorschädigung. Bei zunehmender Vorschädigung liegen die Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade bei zunehmend geringeren Verschiebungen. Die Fragilitätskurven werden wie zuvor mit dem VMTK [127] entwickelt und sind in Abbildung A.14 im Anhang A.1.7 dargestellt. Durch die Vielzahl der verwendeten Beschleunigungszeitverläufe können sowohl schwächere als auch stärkere Nachbeben als das Hauptbeben abgebildet werden. Die Analyse der Fragilitätskurven ergibt, dass alle Vorschädigungen zu einer höheren Fragilität des Gebäudes führen als bei dem unbeschädigten Gebäude (siehe Tabelle A.11). In Übereinstimmung mit der Erwartung und den Verschiebungsgrenzwerten lässt sich eine steigende Überschreitungswahrscheinlichkeit für alle Schadensgrade mit zunehmendem Vorschädigungsgrad gegenüber dem Ausgangszustand ohne Vorschädigung feststellen. Die Unterschiede sind insbesondere bei einer *leichten* Vorschädigung gering, da sich die Pushover-Kurven und die Verschiebungsgrenzwerte nur wenig vom Ausgangszustand unterscheiden. Je höher der endgültige Schadensgrad, desto geringer ist beispielsweise der Einfluss der *leichten* Vorschädigung.

Der gewählte Ansatz und die Umsetzung in SeismoStruct sind geeignet, um den Einfluss der Vorschädigung auf die Pushover- bzw. Kapazitätskurven in Form einer Reduktion der maximalen Gesamtschubkraft aufzuzeigen. Es werden jedoch keine Vorverformungen oder Vordehnungen auf Elementebene berücksichtigt. Daher treten die Schadensgrade bei nicht signifikant geringeren Verschiebungen auf und weisen keine signifikanten Unterschiede zwischen den verschiedenen Vorschädigungsgraden auf. Folglich ist in den Fragilitätskurven eine Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeiten mit steigendem Vorschädigungsgrad erkennbar, jedoch insgesamt in einem geringen Maße. Der Ansatz kann somit die Auswirkungen der Vorschädigung nicht vollumfänglich abbilden.

Methode: Be- und Entlastung

Im Folgenden wird die zweite Form der Vorschädigungsmodellierung vorgestellt. Eine Folge von Be- und Entlastungen kann in SeismoStruct [171] mithilfe der verformungs- und kraftgesteuerten Belastung durchgeführt werden. Zuerst erfolgt eine verformungsbasierte schrittweise Belastung des Gebäudes bis zu der Verschiebung, die dem Vorschädigungsgrad zugeordnet ist. Diese Verschiebungswerte entsprechen den Werten für die Schiefstellung des vorherigen Ansatzes (0,5 % für *Leicht*, 1 % für *Mäßig*, 2 % für *Stark*, 3 % für *Sehr Stark* und 4 % für *Zerstörung*). Als Nächstes erfolgt die Entlastung kraftbasiert in einem Schritt unter Beibehaltung

einer irreversiblen Verformung. Zuletzt folgt eine erneute verformungsbasierte schrittweise Belastung bis zur gewünschten Endverschiebung.

Das Referenzgebäude wird in x - und y -Richtung sowie mit gleichmäßiger und modaler Horizontallastverteilung untersucht. Die Pushover-Kurven zeigen jeweils ähnliche Effekte, daher sind in Abbildung III.29 repräsentativ die Verläufe der Be- und Entlastungen für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung dargestellt.

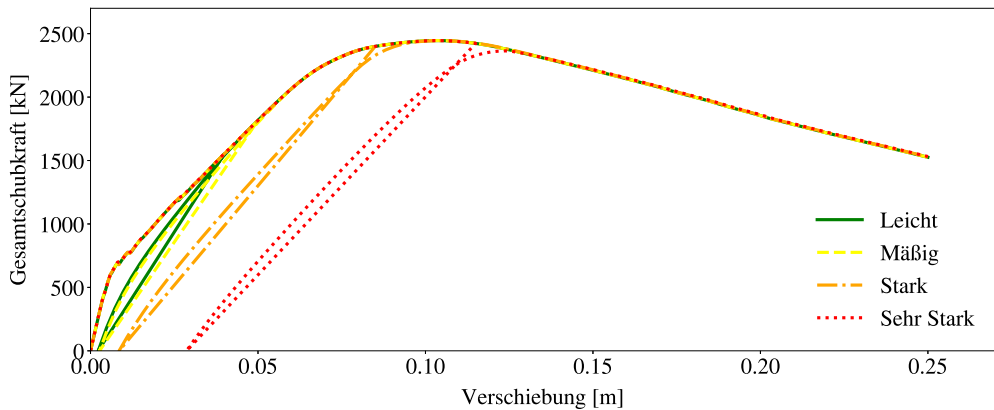


Abbildung III.29: Pushover-Kurven für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung mit Belastung bis zu unterschiedlichen Vorschädigungsgraden *Leicht* bis *Sehr Stark*, Entlastung und Wiederbelastung des untersuchten Stahlbetonskelettbaus (Methode: Be- und Entlastung)

Die Kraft-Verformungs-Kurve verläuft zunächst wie ohne Vorschädigung bis zu jener Verschiebung, die dem Vorschädigungsgrad zugeordnet ist. Danach erfolgt die Entlastung, wobei die irreversible Verschiebung mit steigendem Vorschädigungsgrad zunimmt. Darüber hinaus nehmen auch die erreichten Schadenskriterien zu, die nach der Entlastung verbleiben. Bei der Wiederbelastung folgt zunächst ein linearer Verlauf, der jedoch aufgrund des Steifigkeitsverlustes weniger steil ist als bei der Erstbelastung und nach dem Maximum dem ursprünglichen Verlauf des unbeschädigten Bauwerks folgt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die irreversiblen Verschiebungen und Schadenskriterien nach der Entlastung erhalten bleiben, aber keine direkte Veränderung der Materialeigenschaften stattgefunden hat. Dies bedeutet, dass keine direkte zyklische Materialdegradation vorliegt somit keine Ermüdungsreduktion enthalten ist. Die Auswertung der Schadensgrade erfolgt wie zuvor getrennt nach den jeweiligen Vorschädigungsgraden. Dabei ist zu beachten, dass nicht alle zugehörigen Schadensgrade bei einer geringeren globalen Verschiebung erreicht werden. Dies liegt daran, dass bereits eine irreversible Verschiebung mit zugehörigen Überschreitungen der Schadenskriterien vorhanden ist und die kraftbasierten Kriterien maßgebend werden können. Wird die irreversible Verschiebung

jedoch von der vorhandenen Verschiebung subtrahiert, so treten die Schadensgrade mit zunehmendem Vorschädigungsgrad bei geringeren Verschiebungen ein. Zur weiteren Ableitung der Fragilitätskurven ist die Bestimmung der Kapazitätskurven erforderlich. Dazu wird nur der zweite Belastungsast verwendet. Zusätzlich wird die irreversible Anfangsverschiebung von allen Verschiebungswerten sowie den Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade subtrahiert, sodass die Kurve auf den Startpunkt mit der Verschiebung Null verschoben wird. Die Entwicklung der Fragilitätskurven erfolgt mittels des VMTK [127] mit den gleichen Parametern wie beim Referenzgebäude. Abweichungen ergeben sich lediglich hinsichtlich der Kapazitätskurven sowie der Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade. Abbildung III.30 zeigt die entwickelten Fragilitätskurven und Tabelle III.18 die zugehörigen Verteilungsparameter. Es werden jeweils die Kurven bzw. Parameter dargestellt, bei denen der untersuchte endgültige Schadensgrad höher ist als der Vorschädigungsgrad.

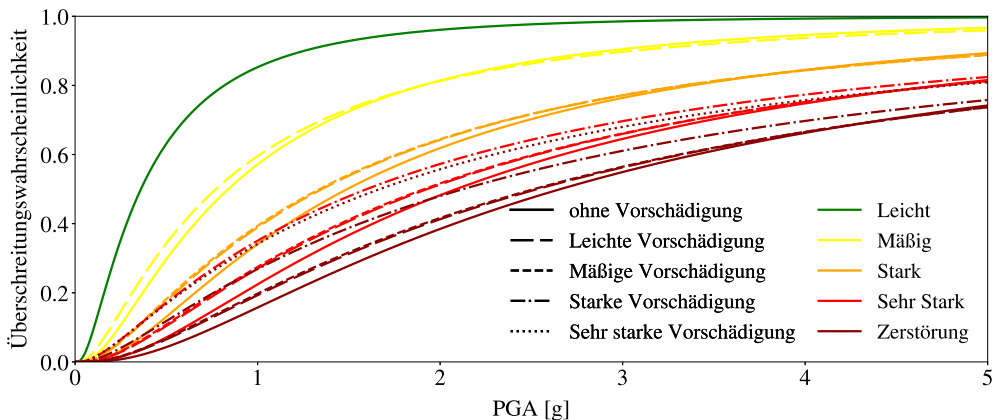


Abbildung III.30: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für Nachbeben in Abhängigkeit von *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung (Methode: Be- und Entlastung)

Bei allen Schadensgraden nimmt die Fragilität gegenüber dem Ausgangszustand ohne Vorschädigung zu und steigt mit zunehmendem Vorschädigungsgrad, was sich in der Verschiebung der Fragilitätskurven nach links und in der Abnahme der Erwartungswerte zeigt (siehe Tabelle III.18). Es ist erkennbar, dass bei dem Schadensgrad *Mäßig* die beiden Kurven nahe beieinander liegen, da die *leichte* Vorschädigung nur einen geringen Einfluss hat, da die Elemente größtenteils im elastischen Bereich bleiben. Dies trifft ebenfalls auf die übrigen Endschadensgrade zu, sodass die Differenz zwischen den Erwartungswerten ohne und mit *leichter* Vorschädigung gering ausfällt. Bei dem Endschadensgrad *Stark* ist ein deutlicher Unterschied zu ohne Vorschädigung sichtbar, die Vorschädigungsgrade *Leicht* und *Mäßig* haben jedoch einen

Tabelle III.18: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbeben in Abhängigkeit von *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung (Methode: Be- und Entlastung)

| Vorschädigung Parameter [log g] | | Endschadensgrade | | | | |
|---------------------------------|--------------------|------------------|--------|-------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| ohne | Erwartungswert | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,973 | | |
| Leicht | Erwartungswert | - | -0,295 | 0,302 | 0,657 | 0,929 |
| | Standardabweichung | | | 1,072 | | |
| Mäßig | Erwartungswert | - | - | 0,292 | 0,648 | 0,922 |
| | Standardabweichung | | | 1,085 | | |
| Stark | Erwartungswert | - | - | - | 0,469 | 0,754 |
| | Standardabweichung | | | 1,223 | | |
| Sehr Stark | Erwartungswert | - | - | - | - | 0,512 |
| | Standardabweichung | | | 1,253 | | |

ähnlichen Einfluss, was sich auch in den sehr ähnlichen Erwartungswerten (0,302 zu 0,292) zeigt. Dies ist auch bei dem Schadensgrad *Sehr Stark* der Fall, bei dem die Vorschädigungsgrade *Leicht* und *Mäßig* einen ähnlich geringen Einfluss haben, während der Vorschädigungsgrad *Stark* zu einer deutlichen Zunahme der Fragilität und Abnahme des Erwartungswertes führt. Für den Schadensgrad *Zerstörung* ist der Einfluss aller Vorschädigungsgrade erkennbar, insbesondere erneut bei den hohen Vorschädigungen. Für die endgültige rechnerische *Zerstörung* des Gebäudes haben niedrige Schäden eines vorherigen Erdbebens einen geringen Einfluss. Die beschriebenen Auswirkungen lassen sich darauf zurückführen, dass bei den Vorschädigungsgraden *Leicht* und *Mäßig* die irreversiblen Verschiebungen ähnlich sind. Dies führt zu ähnlichen Kapazitätskurven und Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade, was wiederum in ähnlichen Fragilitätskurven und Verteilungsparametern resultiert. Ab der Vorschädigung *Stark* ist eine deutliche Steigerung der Anfälligkeit zu erkennen, da sich die irreversible Verschiebung nach der Entlastung deutlich auswirkt. Weiterhin ist zu erkennen, dass der Einfluss der Vorschädigung umso größer ist, je näher der Vorschädigungsgrad und der Endschadensgrad beieinander liegen, das heißt eine *leichte* Vorschädigung ist für den Schadensgrad *Stark* kritischer als für den Schadensgrad *Zerstörung*.

Der Vergleich der beiden Methoden in Form der Abbildungen A.14 und III.30 sowie der Tabellen A.11 und III.18 zeigt, dass der Einfluss der Vorschädigung auf die Schadensgrade des

Nachbebens durch die Methode mit Be- und Entlastungen deutlicher abgebildet werden kann als durch die Schiefstellung. Tabelle III.19 zeigt den direkten Vergleich der beiden Methoden hinsichtlich der Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad *Zerstörung*, bei einer maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) von 1,0 g, vom Ausgangszustand zu *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung.

Tabelle III.19: Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad *Zerstörung* bei PGA = 1,0 g bei *ohne* bis *sehr starker* Vorschädigung: Vergleich der Methoden Schiefstellung und Be- und Entlastung

| Methode | Vorschädigung | | | | |
|--------------------|---------------|---------|---------|---------|------------|
| | ohne | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark |
| Schiefstellung | 15,73 % | 16,26 % | 17,10 % | 19,13 % | 21,78 % |
| Be- und Entlastung | | 19,30 % | 19,76 % | 26,87 % | 34,13 % |

Der Anstieg der Überschreitungswahrscheinlichkeit gegenüber dem Ausgangszustand ohne Vorschädigung nimmt mit steigendem Vorschädigungsgrad zu. Bei der Methode über die Schiefstellung liegt die Zunahme in einem Bereich von 0,5 % bis 6 %, bei der Methode der Be- und Entlastung ist diese mit 3,6 % bis 18,4 % deutlich höher.

In [91] wird der relative Unterschied in den Erwartungswerten ΔE über die folgende Formel III.11 berechnet:

$$\Delta E = (E_i - E_0)/E_0 \quad (\text{III.11})$$

E_0 ist der Erwartungswert für die Verteilung ohne Vorschädigung und E_i sind die Erwartungswerte für die jeweiligen Vorschädigungsgrade. Eine negatives ΔE bedeutet im Allgemeinen eine höhere Fragilität durch die Vorschädigung. Die Ergebnisse der Anwendung der Formel III.11 auf die Erwartungswerte für die beiden Methoden Schiefstellung und Be- und Entlastung sind in Tabelle III.20 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Änderung der Erwartungswerte bei der Methode der Be- und Entlastung deutlich höher ausfällt.

Tabelle III.20: Relative Änderung im Erwartungswert für den Schadensgrad *Zerstörung* bei *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung im Vergleich zu ohne Vorschädigung

| Methode | Vorschädigung | | | |
|--------------------|---------------|--------|---------|------------|
| | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark |
| Schiefstellung | –0,04 % | –0,5 % | –3,7 % | –7,0 % |
| Be- und Entlastung | –5,0 % | –5,7 % | –22,9 % | –47,6 % |

Im Folgenden wird eine Plausibilitätskontrolle mit Untersuchungen der Literatur durchgeführt. In [91] werden unterschiedliche Stahlbetonrahmensysteme (u. a. duktil und nicht-duktil, unterschiedliche Anzahl Geschosse) für verschiedene Schiefstellungen als Vorschädigungsgrade untersucht. Für ein vierstöckiges nichtduktilen Rahmengebäude liegen die Änderungen der Erwartungswerte für den höchsten untersuchten Schadensgrad *Complete* in einem Bereich von 0 % bis –49 % je nach Vorschädigungsgrad und Modellierungsansatz [91]. Für eine Schiefstellung von 2 % als Vorschädigung ergibt sich eine Änderung des Erwartungswertes des Schadensgrades *Complete* je nach Modellierungsansatz von –18 % bis –32 % [91]. Für ein vierstöckiges duktilen Rahmengebäude führt die Vorschädigung von 2 % zu einer Reduktion des Erwartungswertes um circa 20 % für den Endschadensgrad *Complete* [91]. Dies kann annähernd verglichen werden mit den eigenen Untersuchungen für den Vorschädigungsgrad *Stark*, der ebenfalls eine Schiefstellung von 2 % bzw. eine Vorbelastung bis zu dieser Schiefstellung berücksichtigt, und dem Endschadensgrad *Zerstörung*. Dann wird sichtbar, dass das Ergebnis der Methode Be- und Entlastung (–22,9 %) besser übereinstimmt als das Ergebnis der Methode der Schiefstellung (–3,7 %) (siehe Tabelle III.20). Ein Vergleich mit anderen Untersuchungen in der Literatur ist nicht möglich, da zumeist keine Fragilitätskurven entwickelt werden und somit kein Vergleich der Erwartungswerte und Überschreitungswahrscheinlichkeiten möglich ist.

In einem weiter gefassten Rahmen werden zusätzlich nachfolgende Untersuchungen betrachtet. Ruiz-Garcia und Aguilar [161] stellen fest, dass die untersuchten Stahlgebäudemodelle 17 % bzw. 12 % ihrer ursprünglichen Einsturzkapazität verlieren, wenn sie nach dem Hauptbeben eine bleibende Verschiebung von 2 % aufweisen. In den Untersuchungen von Raghunandan et al. [151] wird für ein viergeschossiges Stahlbetonrahmengebäude mit einer Vorschädigung entsprechend einem ISD-Wert von 0,04 eine Reduktion der Einsturztragfähigkeit von 34 % ermittelt. In den statischen nichtlinearen Berechnungen zur mittleren Resttragfähigkeit von Luco et al. [120] zeigt sich eine Reduktion der Spektralbeschleunigung von 2,77 g für den intakten Ausgangszustand auf 1,43 g bei einer Vorschädigung von 3,5 % Dachverschiebung.

Das entspricht einer Reduktion um 48 %. Diese Ergebnisse sind ähnlich zu den eigenen Untersuchungen für den Vorschädigungsgrad *Sehr Stark* mit 3 %-ISD und der zugehörigen Änderung des Erwartungswertes für den Endschadensgrad *Zerstörung* von 47,6 % für die Methode der Be- und Entlastung (siehe Tabelle III.20).

Die Untersuchungen in der Literatur zeigen, dass sich durch eine Vorschädigung die Fragilität deutlich erhöhen kann. Dieser Effekt kann mit dem eigenen Ansatz über die Methode der Be- und Entlastung abgebildet werden. Der entwickelte Ansatz ist jedoch nicht allumfassend. Es können keine direkten zyklischen Veränderungen auf Materialebene berücksichtigt werden, wodurch keine Ermüdungsreduktionen im Ansatz enthalten sind. Dies impliziert, dass Materialdegradationen, die durch eine Vielzahl vorangegangener Belastungszyklen verursacht wurden, nicht erfasst werden können. Folglich ist eine Anwendung nur für wenige Zyklen (Low-Cycle-Fatigue) und nur für Schwachbebenzonen mit geringeren Amplituden zielführend. Bei einer Vielzahl von Zyklen mit hohen Amplituden (Starkbeben) ist ein Versagen im Bereich der Schadensakkumulation möglich, was entsprechend abzubilden ist.

Der entwickelte multiskalare Ansatz erlaubt zudem die Abbildung einer Vorschädigung einzelner Elemente. In SeismoStruct [171] besteht die Möglichkeit, beispielsweise eine Stütze oder einen Balken mit geringerer oder ohne Resttragfähigkeit innerhalb eines Gebäudes zu untersuchen. Dazu kann das Gebäude bis zu einem bestimmten Vorschädigungsgrad vorbelastet werden. Elemente, die die Schadenskriterien überschreiten, werden identifiziert und mit reduzierten Tragfähigkeiten versehen. Dadurch ist es möglich, neben den Schadenskriterien auf Materialebene auch direkte Schädigungen auf Elementebene einzubringen. In Abhängigkeit von der Anzahl der beschädigten Elemente kann es zu einer Umlagerung auf umliegende Bauteile oder zu einem Lastabfall kommen.

III.2.4 Schlussfolgerungen aus der Berücksichtigung von Alterungsaspekten

Die vorangegangenen Kapitel präsentieren die Untersuchungen von Korrosion und Vorschädigung als Formen der Alterung. Die beschriebene schrittweise Anpassung des Referenzmodells hinsichtlich der Alterung in Form von Korrosion veranschaulicht die Relevanz einer präzisen Modellierung der vorhandenen Gegebenheiten bei der Entwicklung von Fragilitätskurven. Die Verwendung von für Neubauten entwickelten Fragilitätskurven für bestehende Bauwerke führt zu einer deutlichen Unterschätzung der Fragilität. Dies beruht einerseits darauf, dass der Korrosionsangriff nicht berücksichtigt wird. Andererseits unterscheiden sich die Materialeigenschaften sowie die Anordnung und Menge der Bewehrung je nach der im Baujahr gültigen

Norm. Der deutliche Einfluss von Korrosion, Materialeigenschaften und Bewehrung wird im Kapitel III.2.2 schrittweise aufgezeigt und kann bei einem 80 Jahre alten Gebäude aus dem Jahr 1943 zu einer Gesamtschubkraftminderung von 64 % und einer Zunahme der Fragilität von bis zu 34 % gegenüber einem Neubau aus dem Jahr 2023 führen. In der allgemeinen Betrachtung zeigt sich, dass bei unbeschädigten Gebäuden häufig die globalen kraftbasierten Kriterien ausschlaggebend sind. Unter Korrosionseinwirkung werden jedoch zunehmend die materialspezifischen Kriterien maßgebend, da sich durch die Korrosion Änderungen auf Materialebene ergeben.

Zur Untersuchung der Vorschädigung wurden zwei Methoden vorgestellt. Mit der Methode der Be- und Entlastung können die Auswirkungen der Vorschädigung auf die Endschadensgrade deutlicher abgebildet werden als mit der Methode der Schiefstellung, da die durch die Vorschädigung verursachten Vorverformungen oder Vordehnungen auf Elementebene berücksichtigt werden. Bei der Methode der Be- und Entlastung beträgt die Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit bei *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung 3,6 % bis 18,4 % gegenüber dem Ausgangszustand. Im Ansatz ist jedoch keine Reduktion der Materialeigenschaften aufgrund von Ermüdung enthalten, wie zuvor beschrieben.

Die Betrachtung der Konfidenzintervalle im Abschnitt *Statistische Auswertungen* in Kapitel III.1.2.3 zeigt, dass im 95%-Konfidenzintervall für die mittlere Fragilitätskurve nur eine geringe Zunahme bzw. Abnahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit vorliegt. Da die Anzahl n der verwendeten Beschleunigungszeitverläufe für alle Untersuchungen identisch ist, ändert sich für die Konfidenzintervalle der gealterten Gebäude gegenüber dem Referenzgebäude lediglich die Standardabweichung. Aufgrund der geringen Erhöhung sowie des großen Stichprobenumfangs ist ebenfalls mit kurzen Konfidenzintervallen zu rechnen. Folglich liegen die Fragilitätskurven unter Berücksichtigung der Alterungsaspekte außerhalb der Konfidenzgrenzen für die mittlere Fragilitätskurve des Referenzgebäudes.

Die beiden untersuchten Aspekte der Alterung können sowohl getrennt als auch kombiniert auftreten. So kann ein bereits gealtertes und korrodiertes Bauwerk durch ein Erdbeben vorgeschädigt und dann durch ein Nachbeben weiter oder endgültig beschädigt werden. Auch kann ein bereits vorgeschädigtes Gebäude durch Korrosion kontinuierlich weiter beschädigt werden. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass beide Aspekte der Alterung einzeln bereits zu signifikanten Fragilitätserhöhungen führen, wobei die Kombination beider Aspekte eine weitere Steigerung erwarten lässt.

Prototypische Anwendung zur Visualisierung der alterungsbedingten Zunahme der Fragilität

Im Folgenden wird eine Visualisierung des Einflusses der Alterungseffekte vorgestellt. Anhand eines repräsentativen Straßenzugs wird eine prototypische Anwendung der ermittelten Ergebnisse zur alterungsbedingten Zunahme der Fragilität grafisch dargestellt.

Dazu werden 50 Stahlbetongebäude unterschiedlichen Baujahres zu verschiedenen Zeitpunkten untersucht. Die Fragilität im Ausgangszustand ist abhängig vom Baujahr des Gebäudes und den damit verbundenen Materialeigenschaften. Die Zunahme der Fragilität infolge Korrosion ist wiederum abhängig vom untersuchten Gebäude und dem Beobachtungszeitpunkt. Die Untersuchungen werden alle 10 Jahre im Zeitraum von 1940 bis 2020 durchgeführt. Es werden die Werte aus den vorangegangenen Untersuchungen der Gebäude mit den Baujahren 1943, 1973 und 2023 verwendet und Zwischenwerte interpoliert. Dabei werden exemplarisch nur die Korrosionsauswirkungen und die variierenden Materialeigenschaften für die Bestandsgebäude herangezogen. Die Gebäude basieren somit alle auf dem Referenzgebäude und den entsprechenden zeitlichen Veränderungen. Einige Mauerwerksgebäude sind ebenfalls im Straßenzug enthalten, werden aber nicht untersucht. Jedes Gebäude erhält eine Hausnummer sowie ein Baujahr.

Hinsichtlich der PGA werden beispielhaft zwei Beschleunigungen gewählt. Einerseits 0,1 g als hoher Wert für die maximale Bodenbeschleunigung in Deutschland, der zwischen den Werten nach DIN 4149 [42] für eine Intensität größer als 7,5 und den hohen Beschleunigungswerten nach DIN EN 1998-1/NA [52] liegt. Andererseits wird 1,0 g als hoher Wert für die Bodenbeschleunigung in Starkbebengebieten gewählt.

Auf Basis der Fragilitätskurven hat jedes Gebäude eine Wahrscheinlichkeitsverteilung für die verschiedenen Schadensgrade in Abhängigkeit von der Beschleunigung. Die Summe der Wahrscheinlichkeiten aller Schadensgrade, einschließlich des Grades *Kein Schaden*, ergibt 100 %. Die Eintrittswahrscheinlichkeit für einen einzelnen Schadensgrad ergibt sich, indem die Überschreitungswahrscheinlichkeit für den nächsthöheren Schadensgrad subtrahiert wird. Das Ergebnis entspricht dem Abstand zwischen den beiden Kurven. Folglich kann nicht von einem eindeutigen Schadensgrad pro Gebäude ausgegangen werden, sondern es liegt eine Verteilung der Schadensgrade vor, bei der jeder Schadensgrad eine bestimmte Wahrscheinlichkeit aufweist. Diese Wahrscheinlichkeitsverteilung ändert sich im Laufe der Zeit unter Korrosionseinwirkung. Die zeitliche Entwicklung im Zeitraum 1940 bis 2020 ist in Abbildung III.31 für ein Gebäude aus dem Jahr 1940 bei einer Bodenbeschleunigung von 1,0 g als gestapeltes Säulendiagramm dargestellt.

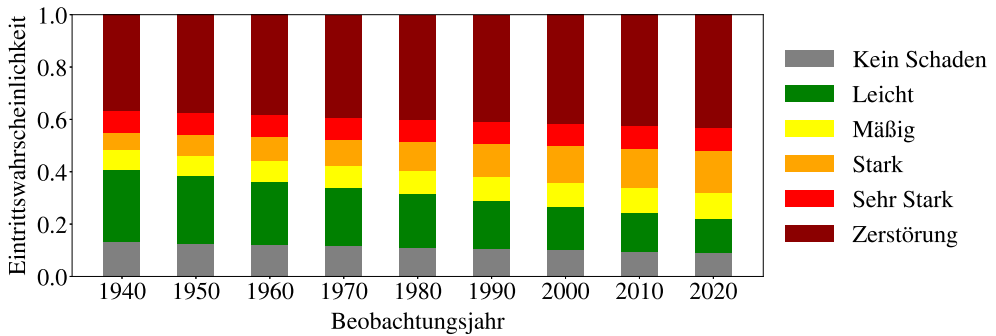


Abbildung III.31: Wahrscheinlichkeitsverteilung der Eintrittswahrscheinlichkeiten der Schadensgrade für ein Stahlbetongebäude mit Baujahr 1940 für die Beobachtungsjahre 1940 bis 2020 unter Korrosionseinwirkung ($\text{PGA} = 1,0 \text{ g}$)

Die linke Säule zeigt den Ausgangszustand des Gebäudes (Baujahr 1940) im Beobachtungsjahr 1940. Die farbigen Säulenabschnitte stellen die Verteilung der Schadensgrade für diesen Zustand dar. Die weiteren Säulen zeigen die Entwicklung in 10-Jahres-Schritten bis zum Beobachtungsjahr 2020. Dies bedeutet, dass das Gebäude älter wird und die Korrosionsauswirkungen zunehmen. Es ist erkennbar, dass im Laufe der Zeit die Eintrittswahrscheinlichkeit für *Kein Schaden* sowie den Schadensgrad *Leicht* geringer wird, während sie für die Schadensgrade *Mäßig* bis *Zerstörung* zunimmt. Das Gebäude wird somit korrosionsbedingt mit zunehmendem Alter anfälliger für hohe Schäden. Besonders ausgeprägt ist die Steigerung der Eintrittswahrscheinlichkeit zwischen 1940 und 2020 für den Schadensgrad *Stark* von 6 % auf 16 %.

Um diese Wahrscheinlichkeitsverteilung auf den konkreten Straßenzug anzuwenden, wird die Anzahl der Gebäude pro Schadensgrad proportional zu der Höhe des entsprechenden Balkens für das zugehörige Bau- und Beobachtungsjahr gewählt. Für jedes Baujahr wird die Verteilung der Schadensgrade in einem gegebenen Beobachtungsjahr in äquidistante Quantile unterteilt, wobei die Anzahl der Quantile der Anzahl der Gebäude mit dem jeweiligen Baujahr entspricht. Im Anschluss erfolgt eine zufällige Zuordnung der Gebäude aus dem jeweiligen Baujahr zu den Quantilen. Die Gebäude mit niedrigeren bzw. höheren Quantilen weisen tendenziell niedrigere bzw. höhere Schadensgrade auf. Diese kann so interpretiert werden, dass bei Gebäuden mit höheren Quantilen weitere Faktoren, die nicht in den Fragilitätskurven berücksichtigt sind, wie beispielsweise die Bodenbeschaffenheit oder die geringere Qualität der Ausführung, zu höheren Schadensgraden führen. Dies soll am folgenden Beispiel erläutert werden: Es wird angenommen, dass von den insgesamt 50 untersuchten Gebäuden zehn Gebäude das Baujahr 1940 haben. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung wird in zehn Quantile unterteilt und jedem Quantil wird zufällig eines der zehn Gebäude zugeordnet. Dies bedeutet, dass ein Gebäude, welches

einem höheren Quantil zugeordnet ist, tendenziell schadensanfälliger ist. Dies ist insbesondere für Gebäudeklassen relevant, da dort verschiedene Gebäude mit ähnlichen Eigenschaften in einer Klasse zusammengefasst werden. Wenn das Gebäude aus dem Jahr 1940 im Beobachtungsjahr 1940 eine Wahrscheinlichkeit von 30 % für einen *leichten Schaden* bei einer Bodenbeschleunigung von 0,1 g aufweist, werden entsprechend der Verteilung von zehn Gebäuden aus dem Jahr 1940 drei als *Leicht* klassifiziert und grün eingefärbt.

Abbildung III.32 zeigt den untersuchten Straßenzug bestehend aus der Hauptstraße sowie den Nebenstraßen 1 und 2. Es sind insgesamt 50 Stahlbetongebäude sowie fünf Mauerwerksgebäude (schraffiert) enthalten. Die Gebäude sind als Rechtecke mit unterschiedlichen Geometrien abgebildet und enthalten jeweils die Hausnummer sowie das Baujahr. Die in der Abbildung verwendeten Farben entsprechen der in der Legende aufgeführten Farbzuoordnung: Gebäude ohne Schäden sind grau dargestellt, während die Farben Grün bis Dunkelrot den Schadensgrad anzeigen. Noch nicht realisierte Gebäude sind weiß hinterlegt. Darüber hinaus sind in der rechten oberen Ecke das Beobachtungsjahr sowie die untersuchte Beschleunigung vermerkt.



Abbildung III.32: Straßenzug mit 50 Stahlbetongebäuden und fünf Mauerwerksgebäuden (schraffiert) zu den Beobachtungsjahren 1940, 1960, 1980 und 2020 und die zugehörigen Schadensgrade (PGA = 0,1 g)

Abbildung III.32 zeigt die Resultate der Beobachtungsjahre 1940, 1960, 1980 und 2020 für eine Beschleunigung von 0,1 g. In der Ausgangssituation des Jahres 1940 (oben links) sind 17 Gebäude mit Baujahr 1940 enthalten. Von diesen weisen 14 Gebäude *keinen Schaden* auf, während drei Gebäude einen *leichten Schaden* aufweisen. Die übrigen Gebäude sind weiß dargestellt, da sie im Jahr 1940 noch nicht vorhanden sind. Im Beobachtungsjahr 1960 (oben rechts) sind 33 Gebäude vorhanden. Ein Gebäude aus dem Jahr 1940 (Hauptstraße 14) wird zusätzlich *leicht beschädigt* und ein Gebäude (Hauptstraße 15), das 1940 den Schadensgrad *Leicht* aufwies, erreicht nun den Schadensgrad *Mäßig*. Zwei Gebäude aus dem Jahr 1950 weisen einen *leichten Schaden* auf. Im Beobachtungsjahr 1980 (unten links) wechselt das Gebäude aus dem Jahr 1940 (Hauptstraße 15) mit *mäßigem Schaden* zu *starkem Schaden*. Ein Gebäude aus dem Jahr 1960 (Nebenstraße 2, Hausnummer 6) weist ebenfalls *leichten Schaden* auf. Das nächste Zeitintervall beträgt 40 Jahre bis 2020. Im Beobachtungsjahr 2020 (unten rechts) sind alle 50 untersuchten Stahlbetongebäude vorhanden. Dabei wird sichtbar, dass sich der Schadensgrad zweier weiterer Gebäude aus dem Jahr 1940 erhöht: Hauptstraße 21 von *Kein Schaden* auf *Leicht* und Hauptstraße 8 von *Leicht* auf *Mäßig*. Außerdem wird ein zusätzliches Gebäude aus dem Jahr 1950 *leicht beschädigt* und das zuvor als *leicht beschädigt* eingestufte Gebäude (Hauptstraße 19) wechselt zu *mäßigem Schaden*. Ein Gebäude aus dem Jahr 1970 (Nebenstraße 2, Hausnummer 5) erreicht *leichten Schaden*. Es wird somit deutlich, dass die Gesamtfragilität des Straßenzugs im Laufe der Jahre zunimmt. Zudem ist erkennbar, dass ältere Gebäude anfälliger sind als neuere.

Abbildung III.33 zeigt die Untersuchung und Visualisierung des Straßenzugs für eine Beschleunigung von 1,0 g. Bereits im Beobachtungsjahr 1940 (oben links) werden aufgrund der hohen Beschleunigung alle Schadensgrade erreicht. Der höchste Schadensgrad, die *Zerstörung*, ist am häufigsten vertreten, was die linke Säule der Wahrscheinlichkeitsverteilung in Abbildung III.31 widerspiegelt. Im Beobachtungsjahr 1960 (oben rechts) sind die Schadensgrade für die Gebäude aus dem Jahr 1940 gestiegen. Auch die Gebäude aus den Jahren 1950 und 1960 weisen unterschiedlich starke Schäden auf, wobei diese tendenziell geringer sind als bei den Gebäuden aus dem Jahr 1940. Von den insgesamt 33 Gebäuden weisen lediglich drei Gebäude *keinen Schaden* auf. Auch im Beobachtungsjahr 1980 (unten links) ist eine Zunahme der Schadensgrade der bereits vorhandenen Gebäude zu verzeichnen und neue Gebäude weisen tendenziell geringere Schäden auf. Bis zum Beobachtungsjahr 2020 steigen die Schadensgrade weiter an und es sind alle Schadensgrade vertreten. Dabei weisen die älteren Gebäude tendenziell höhere Schadensgrade auf als die neueren Gebäude. Im Vergleich zur 10-mal geringeren Beschleunigung von 0,1 g (Abbildung III.32) ist insgesamt eine deutlich höhere Fragilität des Straßenzugs festzustellen. Zudem werden alle Schadensgrade erreicht, was ein differenzierteres Bild ergibt.



Abbildung III.33: Straßenzug mit 50 Stahlbetongebäuden und fünf Mauerwerksgebäuden (schraffiert) zu den Beobachtungsjahren 1940, 1960, 1980 und 2020 und die zugehörigen Schadensgrade (PGA = 1,0 g)

Aus der Visualisierung der Anfälligkeit des Straßenzugs anhand der Schadensgrade kann ein Fragilitätsindex abgeleitet werden. Für jedes Gebäude ohne Schaden wird ein Punkt vergeben. Die Schadensgrade sind mit aufsteigenden Punkten versehen, wobei *Leicht* 2 Punkten und *Zerstörung* 6 Punkten entspricht. Damit ist in der zeitlichen Veränderung des Index sowohl der Anstieg der vorhandenen Gebäude als auch die Zunahme der Fragilität enthalten. Abbildung III.34 zeigt den Anstieg der Gebäudeanzahl und des Fragilitätsindex für die Beschleunigungen PGA = 0,1 g und 1,0 g im Zeitraum von 1940 bis 2020. Es ist erkennbar, dass die Anzahl der Gebäude im Laufe der Zeit stetig, aber nicht gleichmäßig bis auf 50 ansteigt. Es gibt deutlich mehr Gebäude aus den Baujahren 1940 und 1950 als aus späteren Jahren. Der Verlauf des Fragilitätsindex für PGA = 0,1 g ähnelt dem der Anzahl der Gebäude, jedoch mit einem leicht stärkeren zeitlichen Anstieg. Dies zeigt sich daran, dass der Abstand zwischen den beiden Kurven im Jahr 2020 größer ist als im Jahr 1940. Dies bedeutet, dass nicht nur neue Gebäude hinzukommen, sondern auch die bestehenden Gebäude anfälliger werden und folglich eine höhere Anzahl an Schadenspunkten erreichen. Die Kurven flachen mit zunehmendem Beobachtungsjahr ab, da weniger Gebäude hinzukommen und die neueren Gebäude weniger

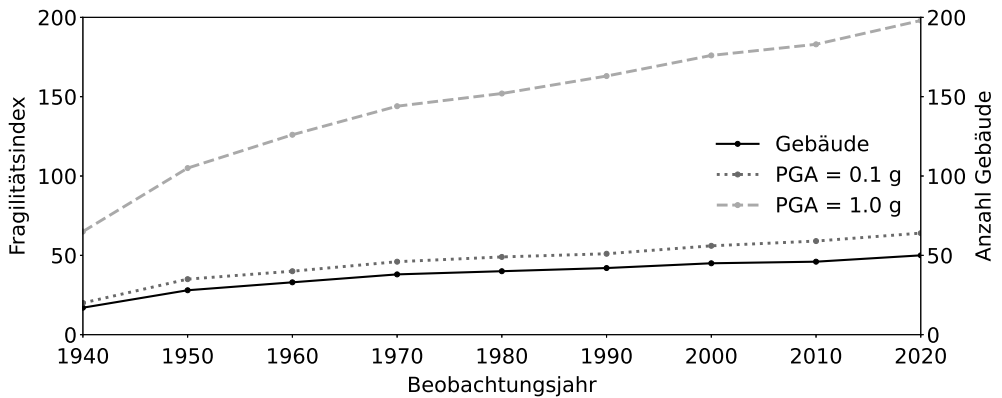


Abbildung III.34: Anzahl der Gebäude sowie Fragilitätsindex (PGA = 0,1 g und 1,0 g) für den Zeitraum von 1940 bis 2020 für den untersuchten Straßenzug

anfällig sind. Der Unterschied im Fragilitätsindex zwischen 0,1 g und 1,0 g ist signifikant, da die Gebäude bei einer höheren Beschleunigung deutlich schadensanfälliger sind. Auch beim Fragilitätsindex für 1,0 g ist ein Anstieg über die Zeit zu beobachten, da neue Gebäude hinzukommen und vorhandene Gebäude anfälliger werden. Der Anstieg von 1940 bis 2020 ist ausgeprägter als bei 0,1 g, da die Eintrittswahrscheinlichkeit für hohe Schadensgrade stärker zunimmt.

Wird der Fragilitätsindex durch die Anzahl der Gebäude geteilt, so ergibt sich ein mittlerer Schadensindex für die vorhandenen Gebäude. Diese Kurve zeigt nur einen sehr geringen Anstieg über die Zeit. Dies bedeutet, dass der Anstieg des Fragilitätsindex größtenteils auf die Zunahme der Gebäudeanzahl zurückzuführen ist. Zudem werden ältere Gebäude anfälliger, während neuere Gebäude weniger anfällig sind und den Anstieg teilweise ausgleichen. Dies wird sichtbar, wenn der Schadensindex pro Baujahr ausgewertet wird, anstatt eine Gesamtkurve zu ermitteln. Die Analyse der Schadensindex-Kurven über die Zeit zeigt, dass die Steigung dieser Kurven für ältere Gebäude deutlich höher ist als für jüngere Gebäude. Der Schadensindex variiert je nach Beobachtungsjahr und vorhandenen Gebäuden aufgrund des Verhältnisses zwischen älteren und neueren Gebäuden. In der Gesamttendenz steigt der Schadensindex jedoch mit der Zeit an. In diesem Kontext ist zudem zu berücksichtigen, dass der Anteil an Gebäuden, die zwischen 1940 und 1950 errichtet wurden, höher ist als der Anteil an neueren Gebäuden. Wenn es mehr neu errichtete Gebäude gäbe als alte Gebäude, die anfälliger für Schäden werden, so würde sich der Schadensindex verringern.

Die Darstellung anhand des Straßenzugs visualisiert den signifikanten Anstieg der Fragilität der untersuchten Gebäude, insbesondere bei den älteren Bestandsgebäuden. Die gezeigten Auswertungen basieren ausschließlich auf den Berechnungen zu den unterschiedlichen Materialeigenschaften der Bestandsgebäude und den Auswirkungen der Korrosion. Eine weitere Steigerung der Anfälligkeit ist zu erwarten, wenn die Bewehrung, wie zuvor exemplarisch für das Gebäude von 1943 gezeigt, angepasst wird. Dadurch erhöhen sich die erreichten Schadensgrade weiter. Weiterhin ist bei der Abbildung eines realen Straßenzugs zu berücksichtigen, dass verschiedene Gebäude(klassen) vorhanden sind, die unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Zudem ist auch die Anordnung der Gebäude zu beachten, da sich beispielsweise eine Reihenbebauung auf das Tragverhalten auswirkt und es zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Gebäude bei Beschädigung kommen kann.

Die gezeigte Darstellung anhand des Straßenzugs ist eine prototypische Anwendung. Sie visualisiert die ermittelten Ergebnisse zur alterungsbedingten Zunahme der Fragilität. Diese Ergebnisse können in bestehende Expositionsmodelle integriert und automatisiert werden, um Abschätzungen über die Entwicklung der Fragilität zu erhalten. Für eine umfassende Analyse sind Informationen zu den Gebäudeeigenschaften, einschließlich des Baujahres, sowie zu den Fragilitätskurven und ihrer zeitlichen Veränderung erforderlich. Im Rahmen des vorgestellten trans- und interdisziplinären Konzepts (Kapitel II.3) können diese Auswertungen in die initiale Schadensberechnung integriert werden. Hierbei wird für jedes Gebäude die dem Baujahr zugehörige Fragilitätskurve verwendet. Auch Prognosen und Szenarien, die das Gebiet zu verschiedenen Zeitpunkten in der Zukunft untersuchen, sind möglich.

Neben den Auswirkungen von Korrosion kann auch die Vorschädigung als zweiter untersuchter Aspekt der Alterung in die Anwendung integriert werden. Zu einem definierten Zeitpunkt kann ein Erdbeben angenommen und die entsprechenden Gebäude mit einer punktuellen Steigerung der Anfälligkeit durch die Vorschädigung versehen werden. In den darauffolgenden Zeiträumen steigt die Anfälligkeit kontinuierlich an. Weiterhin können auch Sanierungen berücksichtigt werden. Dazu wird für die sanierten Gebäude zu einem definierten Untersuchungszeitpunkt die Fragilität punktuell reduziert, sofern sich die Sanierung diesbezüglich auswirkt. Neben der altersbedingten Steigerung der Fragilität nimmt auch das Potenzial für ein Erdbeben zu, wenn über einen längeren Zeitraum kein Erdbeben eingetreten ist. Dies verdeutlicht, dass die zeitliche Veränderung der Fragilität von Gebäuden, Straßenzügen oder ganzen Gebieten nicht zu unterschätzen ist und bei der Bewertung durch die lokalen Behörden berücksichtigt werden sollte.

III.3 Zusammenfassung Fragilitätskurven

Im Kapitel III.1 wird zunächst der Stand der Forschung und anschließend der selbst entwickelte multiskalare Ansatz mit verschiedenen Schadenskriterien zur Entwicklung von Fragilitätskurven vorgestellt [102, 104]. Der Ansatz verwendet verschiedene numerische Kriterien auf unterschiedlichen Skalen, die beobachtete Schäden mit der seismischen Antwortkurve des Gebäudes verknüpfen, um die Lage von fünf Schadensgraden (*Leicht*, *Mäßig*, *Stark*, *Sehr Stark*, *Zerstörung*) auf der Antwortkurve des Gebäudes zu definieren. Diese Kriterien beinhalten Grenzwerte für materialspezifische (baustoff- und verformungsspezifisch) sowie globale (kraftbasiert) Merkmale auf Bauwerks-, Bauteil- und Materialebene zur Erfassung möglichst vieler verschiedener Schadensarten für Stahlbetonbauwerke auf Basis der entwickelten Schadenskataloge (Kapitel IV.1). Über Häufigkeit und räumliche Verteilung werden diese Schadenskriterien mit ihren definierten Grenzwerten den fünf Schadensgraden zugeordnet, wobei für jeden Schadensgrad vier bis fünf materialspezifische Kriterien und ein globales Kriterium untersucht werden. Die Position des Schadensgrades auf der Pushover-Kurve wird durch das Minimum der Verschiebungen definiert, das sich aus der Überprüfung der Grenzwerte der verschiedenen Kriterien auf unterschiedlichen Skalen ergibt. Die Ableitung der ISD-Grenzwerte und spektralen Verschiebungsgrenzwerte erfolgt aus den jeweiligen Positionen der Schadensgrade auf den Pushover-Kurven, sodass diese die unterschiedlichen Schadensmechanismen enthalten. Diese Werte bilden die Grundlage für die weitere Entwicklung von Fragilitätsfunktionen.

Die Anwendung des entwickelten Multiskalenansatzes wird am Beispiel eines repräsentativen viergeschossigen Stahlbetonskelettbaus als Referenzgebäude demonstriert. Die Ermittlung der Pushover-Kurven und der Schadensgrade erfolgt mit der Software SeismoStruct [171], die weitere Entwicklung der Fragilitätsfunktionen für das Intensitätsmaß PGA mithilfe des VMTK [127]. Sowohl für die ISD-Grenzwerte (siehe Tabelle III.7) und die spektralen Verschiebungsgrenzwerte (siehe Tabelle III.8) als auch für die abgeleiteten Fragilitätskurven (siehe Abbildung III.9) werden Plausibilitätskontrollen mit Untersuchungen in der Literatur durchgeführt. Diese zeigen, dass die selbst abgeleiteten Verschiebungswerte und die entwickelten Fragilitätsfunktionen sowohl grafisch als auch hinsichtlich der Verteilungsparameter im mittleren Bereich der Kurven aus der Literatur liegen.

Plausibilitätskontrollen mit Fragilitätskurven aus der Literatur zeigen, dass der entwickelte Ansatz auch für Mauerwerk (siehe Abbildung A.4) sowie Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen (siehe Abbildung III.13) zu aussagekräftigen Ergebnissen führt. Mauerwerksgebäude zeigen aufgrund des inhomogenen und spröden Materialverhaltens sowie des unterschiedlichen Tragverhaltens im Vergleich zu Stahlbetongebäuden deutlich höhere Schadensanfälligkeiten.

Die explizite Modellierung der Mauerwerksausfachungen führt bei allen Schadensgraden und Beschleunigungen zu einer höheren Fragilität des Referenzgebäudes als die indirekte Berücksichtigung der Ausfachungen über zusätzliches Gewicht (siehe Abbildung III.15). Darüber hinaus wird anhand gezeigter Beispiele für die Spektralbeschleunigung $S_a(T)$ ersichtlich, dass der entwickelte Ansatz ebenfalls für verschiedene Intensitätsmaße Verwendung finden kann, was die Anwendungsmöglichkeiten erweitert. Die statistische Auswertung verdeutlicht, dass das Konfidenzintervall für den Erwartungswert einer mittleren Fragilitätskurven selbst bei einem hohen Konfidenzniveau kurz ist, da eine Vielzahl von Analysen verwendet wird. Weiterhin ergeben sich bei einer Variation des Materials hinsichtlich höherer oder niedrigerer Materialeigenschaften nur geringfügige Änderungen gegenüber der Verwendung von lediglich mittleren Materialeigenschaften. Daher werden die weiteren Untersuchungen mit den Mittelwerten der Materialeigenschaften durchgeführt (siehe Kapitel III.1.2.3).

Der entwickelte Ansatz berücksichtigt mögliche Schadensmuster umfassender als bekannte Ansätze, die Verschiebungskriterien auf der Basis von Fließ- und Endverschiebungen der Bilinearisierung der Kraft-Verformungs-Kurve verwenden (z. B. [38, 126]). Die weitere Entwicklung der Fragilitätskurven kann mit beliebigen Methoden erfolgen, da die potenziellen Schadensmuster in den Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade enthalten sind. Der Ansatz ist anwendbar für die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen für einzelne Gebäude, allgemeine Gebäudeklassen, regionalspezifische Bauweisen, Material- und Systemeigenschaften sowie unterschiedliche Intensitätsmaße.

Im Kapitel III.2 wird der entwickelte Ansatz um die Berücksichtigung von Alterungsaspekten erweitert. Als Alterungsaspekte werden Korrosion und Vorschädigung betrachtet und sowohl der Stand der Forschung als auch die Umsetzung im eigenen Ansatz thematisiert.

Die Untersuchungen des Referenzgebäudes in 50 und 80 Jahren in der Zukunft (siehe Abbildung III.24) zeigen, dass mit dem eigenen Ansatz die Erweiterung um den Korrosionseinfluss auf Material-, Querschnitts- und Bauwerksebene umfassend möglich ist. Eine korrosionsbedingte Änderung der Pushover-Kurven und der daraus abgeleiteten Fragilitätskurven und Überschreitungswahrscheinlichkeiten kann deutlich abgebildet werden. Bei der Betrachtung von Bestandsgebäuden ergeben sich je nach Baujahr des Gebäudes und anzuwendender Norm unterschiedliche Ausgangsbedingungen unter anderem hinsichtlich Betondruck- und Stahlfestigkeit, Betondeckung und Verankerung. In diesem Zusammenhang werden Bestandsgebäude mit den Materialeigenschaften von 1973 und 1943 untersucht, sodass diese im Jahr 2023 50 Jahre bzw. 80 Jahre alt sind. Der Vergleich der korrosionsbedingt veränderten Pushover-Kurven und der Fragilitätskurven kann zu dem Referenzgebäude aus dem Jahr 2023 oder dem Bestands-

gebäude aus 1973/1943 ohne Korrosion hergestellt werden. Gegenüber einem Neubaus aus dem Jahr 2023 ergibt sich für das 80 Jahre alte Gebäude aus dem Jahr 1943 unter Korrosionseinfluss eine Reduktion der Gesamtschubkraft von 50 % und eine Steigerung der Anfälligkeit von 34 % für den Schadensgrad *Stark* bei einer Beschleunigung von 1,0 g. Der Vergleich zum Bestandsgebäude aus den Jahren 1973/1943 im unkorrodierten Ausgangszustand veranschaulicht den Einfluss der Korrosion. Es zeigt sich, dass der reine Korrosionsangriff in Bezug auf den Gesamtschubkraftverlust bei älteren Bauwerken kritischer ist als bei modernen. Beispielsweise beträgt die korrosionsbedingte Abnahme der maximalen Gesamtschubkraft nach 80 Jahren 13 % für das Bauwerk aus dem Jahr 2023 und 28 % für das Bauwerk aus dem Jahr 1943. Die Anfälligkeit für den Schadensgrad *Stark* bei einer Beschleunigung von 1,0 g nimmt korrosionsbedingt im Alter von 80 Jahren für das Gebäude aus dem Jahr 2023 um 25 % und für das Gebäude aus dem Jahr 1943 um 17 % zu. Der höhere Anstieg für das Gebäude mit Baujahr 2023 ist auf die größere Differenz der Verschiebungsgrenzwerte der Schadensgrade zwischen 0 und 80 Jahren für das Gebäude aus 2023 im Vergleich zum Gebäude aus 1943 zurückzuführen. Zusätzlich wird exemplarisch für das Gebäude aus dem Jahr 1943 die Bewehrung gemäß der gültigen Norm angepasst. Die Untersuchungen zeigen, dass durch die Berücksichtigung der angepassten Bewehrung und der Korrosion bei einer Beschleunigung von 1,0 g die Überschreitungswahrscheinlichkeit je nach Schadensgrad von 5,8 % bis 24,5 % gegenüber dem Ausgangszustand steigt (siehe Abbildung III.28). Der deutliche Einfluss von Korrosion, Materialeigenschaften und Bewehrung kann bei einem 80 Jahre alten Gebäude aus dem Jahr 1943 insgesamt zu einer Gesamtschubkraftminderung von bis zu 64 % und einer Fragilitätszunahme von bis zu 34 % gegenüber einem Neubau aus dem Jahr 2023 führen. Die schrittweise Anpassung des Referenzmodells hinsichtlich der Alterung in Form von Korrosion verdeutlicht die Relevanz einer präzisen Modellierung der vorhandenen Gegebenheiten für die Entwicklung von Fragilitätskurven. Die Verwendung von für Neubauten entwickelten Fragilitätskurven für bestehende Bauwerke führt zu einer deutlichen Unterschätzung der Fragilität.

Zur Untersuchung einer Vorschädigung des Referenzgebäudes werden zwei Methoden verwendet. Einerseits wird das System je nach angenommenem Grad der Vorschädigung unterschiedlich stark vorab ausgelenkt (Schiefstellung). Andererseits wird das System einer Folge von Be- und Entlastungen unterzogen, wobei die irreversiblen Verformungen und Schädigungen berücksichtigt werden. Der Vergleich der beiden Methoden (siehe Abbildungen A.14 und III.30) zeigt, dass der Einfluss der Vorschädigung auf die Schadensgrade des Nachbebens durch die Methode mit Be- und Entlastungen deutlicher abgebildet werden kann. Die Methode der Be- und Entlastung führt zu einer Zunahme der Überschreitungswahrscheinlichkeit gegenüber dem ungeschädigten Ausgangszustand, die je nach *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung zwischen

3,6 % und 18,4 % liegt. Im Rahmen des entwickelten Ansatzes erfolgt keine Berücksichtigung einer Reduktion der Materialeigenschaften aufgrund von Ermüdung, was zu einer weiteren Steigerung der Überschreitungswahrscheinlichkeit führen würde.

Die ermittelten Ergebnisse zur korrosionsbedingten Zunahme der Fragilität werden als prototypische Anwendung anhand eines repräsentativen Straßenzugs grafisch dargestellt (siehe Abbildungen III.32 und III.33). Diese Visualisierung zeigt, dass die zeitliche Veränderung der Fragilität von Gebäuden, Straßenzügen oder ganzen Gebieten nicht zu unterschätzen ist und bei der Bewertung durch die lokalen Behörden berücksichtigt werden sollte. Die beiden Aspekte der Alterung (Korrosion und Vorschädigung) können getrennt oder kombiniert auftreten. Es ist möglich, dass ein Bauwerk, das bereits korrodiert ist, durch ein Erdbeben vorgeschädigt wird und anschließend durch ein Nachbeben weiter geschädigt oder zerstört wird. Weiterhin kann ein bereits vorgeschädigtes Gebäude durch Korrosion kontinuierlich weiter geschädigt werden. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass beide Aspekte einzeln zu einer hohen Zunahme der Fragilität führen. Bei einer Kombination beider Aspekte ist eine weitere Steigerung zu erwarten. Dies kann in die gezeigte Anwendung integriert und bei Vorliegen einer hinreichenden Informationsbasis automatisiert werden.

Die präsentierten Beispiele, untersuchten Aspekte sowie Plausibilitätskontrollen anhand der Literatur demonstrieren die vielfältige Anwendbarkeit des entwickelten Multiskalenansatzes mit verschiedenen Schadenskriterien zur Erstellung von Fragilitätskurven. Die Anwendbarkeit ist für einzelne Gebäude und allgemeine Gebäudeklassen, für unterschiedliche Bauweisen, Tragsysteme, Materialien und Intensitätsmaße sowie für die Berücksichtigung von Alterungsaspekten gegeben. Die daraus resultierenden Ergebnisse sind aussagekräftig und von hoher Relevanz.

IV Schadenskataloge

IV.1 Schadenskataloge zur Klassifizierung von Erdbebenschäden

In diesem Kapitel werden Schadenskataloge als Methode zur Klassifizierung von Erdbebenschäden vorgestellt. Sie sind Teil des in Kapitel II.3 beschriebenen trans- und interdisziplinären Konzeptes zur Bewertung von Erdbebenschäden. Im Kapitel IV.1.1 wird der Stand der Forschung zu bestehenden Ansätzen zur Klassifizierung von Erdbebenschäden dargestellt. Die im Kapitel IV.1.2 vorgestellten eigenen Schadenskataloge basieren auf den Veröffentlichungen [100, 103] der Autorin.

IV.1.1 Ansätze zur Klassifizierung von Erdbebenschäden

Die schnelle Klassifizierung beschädigter und zerstörter Infrastruktur stellt eine wesentliche Voraussetzung für effektive Rettungsmaßnahmen im Katastrophenfall dar. Die schnelle und detaillierte Beurteilung der Standsicherheit von Gebäuden nach einem Erdbeben ist von großer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit. Dadurch kann verhindert werden, dass Menschen unsichere Gebäude betreten, und es können Gebäude identifiziert werden, die instandgesetzt werden müssen, um die langfristige Sicherheit der Bewohner zu gewährleisten [151]. Visuelle Inspektionen sind unerlässlich für eine schnelle Schadensbewertung. Die Auswertung von Daten, welche durch unbemannte Luftfahrzeuge (UAVs) erfasst werden, erlaubt eine zeitnahe Erstbeurteilung sowie eine detaillierte Schadensanalyse.

Im Allgemeinen werden für die Beurteilung von Erdbebenschäden vorwiegend Schadensskalen verwendet. Im Laufe der Zeit sind verschiedenartige Skalen [5, 10, 15, 60, 69, 77] entstanden, welche die Schäden in drei bis acht Schadensklassen unterteilen, wobei meist vier bis fünf Schadensgrade unterschieden werden (siehe Tabelle IV.1). Je höher die Anzahl der Schadensgrade ist, desto differenzierter kann die Klassifizierung erfolgen. Jedoch geht mit steigender Zahl an Schadensgraden einher, dass die Abgrenzung zwischen den einzelnen Klassen komplexer

ist, da die Merkmale eindeutig sein müssen. Diese Schadensskalen dienen als Grundlage für Beurteilungsformblätter [5, 15, 24, 60], die eine detaillierte und möglichst objektive Bewertung der Gebäudeschäden bei der Begehung durch Experten vor Ort ermöglichen. Eine Übersicht wichtiger Schadensskalen und Beurteilungsformblätter ist in Tabelle IV.1 enthalten.

Tabelle IV.1: Übersicht wichtiger Schadensskalen (S) und Beurteilungsformblätter (F)

| | Anagnos- topoulos / Moretti [5] | Baggio et al. (JRC) [15] | HAZUS Earth- quake Model [69] | EMS-98 [77] | FEMA 306 [10] | Di Pasquale / Orsini [60] | BABS [24] |
|------------------------------|--|--|---|--------------------------------|---|--|---|
| Kategorie | S/F | S/F | S | S | S | S/F | F |
| Elemente | tragend + nicht- tragend | tragend + nicht- tragend | tragend + nicht- tragend | tragend + nicht- tragend | tragend | tragend + nicht- tragend | tragend + nicht- tragend |
| Materia- lien | Stahlbeton, Mauer- werk | Stahlbeton, Mauer- werk | Stahlbeton, Mauer- werk, weitere Materia- lien | Stahlbeton, Mauer- werk | Stahlbeton, Mauer- werk | Mauerwerk | Stahlbeton, Mauer- werk, weitere Materia- lien |
| Anzahl Schadens- grade | 4 | 3 | 4 | 5 | 5 | 3-8 | 4 |
| Riss- breiten | konkrete Werte | konkrete Werte | qualitativ | qualitativ | konkrete Werte | konkrete Werte | - |
| Visuali- sierung | vorhanden | vorhanden | - | vorhanden | vorhanden | - | vorhanden |
| weitere Aspekte | - | Vorschlag Gesamt- beurteilung des Gebäudes | Unter- scheidung Trag- systeme | - | Unter- scheidung Belastungs- arten, Modifika- tionsfak- toren | Vergleich und Eva- luation verschie- dener Skalen | zahlreiche Erklä- rungen |

Die zugeordneten Schadensmerkmale variieren je nach Schadensskala. Es gibt erhebliche Unterschiede in der Qualität und Quantität der Angaben zu den Schadensmerkmalen sowie in

der Differenzierung zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen in den Schadensskalen und Beurteilungsformblättern. Darüber hinaus ist zu berücksichtigen, dass die Schadensskalen und Schadensmerkmale für verschiedene Kontinente bzw. Länder entwickelt wurden, sodass sie sich auf landestypische Bauweisen, Mängel und Schäden beziehen sowie unterschiedlich konservative Sichtweisen von Standsicherheit widerspiegeln. In [5, 10, 15, 60] sind konkrete Werte für Rissbreiten enthalten, die in Bezug auf die Abgrenzung der niedrigen Schadensgrade von Relevanz sind.

Neben den Schadensskalen und Beurteilungsformblättern dienen Schadensdokumentationen [64, 65], Normen und Richtlinien [8–11, 45] sowie experimentelle Untersuchungen [11, 93, 122] als Informationsquellen zur Klassifizierung von Erdbebenschäden. Schadensdokumentationen umfassen in unterschiedlicher Art und Weise sämtliche Materialien, Bauweisen und Länder und enthalten Beschreibungen sowie Fotos der Schäden. Der Übersichtlichkeit halber werden hier nur übergeordnete Quellen für Schadensdokumentationen genannt, wie beispielsweise die Housing Reports der World House Encyclopedia von EERI und IAEE [65], die Berichte des EERI [64] sowie spezielle Ausgaben des Journals Earthquake Spectra. Schweier und Markus [168] unterscheiden zehn Schadensklassen eingestürzter Gebäude für eine schnelle Schadensanalyse stark beschädigter und versagter Gebäude. Eine wesentliche Richtlinie hinsichtlich der Klassifizierung von Erdbebenschäden stellt unter anderem FEMA 306 [10] dar, welche bereits bei den Schadensskalen Erwähnung findet und als Hilfsmittel zur Beurteilung von Schäden herangezogen werden kann. Weiterhin finden sich allgemeine Informationen in ATC-13: Earthquake Damage Evaluation Data for California [8] und ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [9]. Für Europa enthält DIN EN 1998-3 [45] Hinweise zur Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden zur Auslegung gegen Erdbeben. FEMA 307 [11] bildet den technischen Hintergrund zu FEMA 306 [10] und enthält sowohl experimentelle als auch analytische Untersuchungen zu den Schäden. Darüber hinaus liegen zahlreiche experimentelle Untersuchungen zum Verhalten einzelner Bauteile unter Erdbebenbeanspruchung vor. Darin werden unter anderem die Schadensentwicklung und Verformungsfähigkeit der Bauteile bei zyklischer Belastung untersucht. Beispielhaft sei hier auf die Beiträge von Maeda und Kang [122] sowie Jiang et al. [93] verwiesen. Shiradhonkar und Sinha [173] schlagen einen numerischen Ansatz zur Abschätzung von Rissbreiten vor. Neben den bereits genannten Quellen existiert eine Vielzahl weiterer Aufzeichnungen und Daten, die spezifische Informationen zu den jeweiligen Erdbeben, den betroffenen Gebäuden sowie den entstandenen Schäden beinhalten.

Die genannten Informationen dienen als Grundlage für die Entwicklung der Schadenskataloge, die nachfolgend erläutert werden.

IV.1.2 Entwickelte Schadenskataloge

Die Bewertung und Klassifizierung der gesamten kritischen Infrastruktur ist sowohl aus gesellschaftlicher als auch aus wirtschaftlicher Sicht von Bedeutung. Bei der Entwicklung der Schadenskataloge im Rahmen dieser Dissertation liegt der Schwerpunkt auf Wohn- und Geschäftsgebäuden in Stahlbeton- und Mauerwerksbauweise, da diese einen Großteil der europäischen Infrastruktur ausmachen und häufig schwere Schäden erleiden. Für jene Gebäude werden ausführliche Schadenskataloge entwickelt, die auf einer Vielzahl von Informationen zur Bewertung der Schadensmerkmale basieren. Dazu zählen beispielsweise Schadensskalen, Beurteilungsformblätter, Schadensdokumentationen, Richtlinien und experimentelle Untersuchungen, die im Kapitel IV.1.1 erläutert sind. Im Folgenden werden Entwicklungsmethodik (Kapitel IV.1.2.1) sowie Aufbau und Struktur (Kapitel IV.1.2.2) der Schadenskataloge thematisiert. Im Kapitel IV.1.2.3 sind die Schadensgrade und Schadensmerkmale für Stahlbeton und Mauerwerk ausführlich dargestellt. Für eine internationale Anwendbarkeit werden zusätzlich Übersichten für Holz und Stahl ergänzt (Kapitel IV.1.2.4 bzw. Anhang A.2.4 und A.2.5).

IV.1.2.1 Entwicklungsmethodik

Ziel ist es, eine möglichst übersichtliche, umfassende, klare und eindeutige Darstellung der Erdbebenschäden für Gebäude aus Stahlbeton und Mauerwerk zu entwickeln. Für eine differenzierte Klassifizierung werden fünf konkrete Schadensgrade (und keine Schadensbereiche) gewählt und zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen unterschieden.

Die im Kapitel IV.1.1 vorgestellten Informationen dienen als Grundlage für die entwickelten Schadenskataloge. Die bestehenden Schadensskalen (siehe Tabelle IV.1) haben jeweils Vor- und Nachteile, die hier auszugsweise erläutert werden. Anagnostopoulos und Moretti [5] stellen in ihrem Beitrag sowohl für Stahlbeton als auch für Mauerwerk konkrete Rissbreiten und Beispielfotos für vier Schadensgrade vor. Diese vier Schadensgrade umfassen jedoch auch *None* und Bereiche für die hohen Schadensstufen, sodass keine fünf Schadensgrade unterschieden werden. Das *Field Manual for post-earthquake damage and assessment and short term countermeasures (AeDES)* von Baggio et al. [15] differenziert ebenfalls nur drei Bereiche für die Schadensgrade D1, D2–D3 und D4–D5 und nicht fünf konkrete Schadensgrade. Außerdem sind die Beschreibungen sehr umfangreich und es ist keine übersichtliche Darstellung der Risse und Schäden enthalten. Der Nachteil des HAZUS Earthquake Models [69] und der EMS-98 [77] sind die qualitativen Aussagen zu den Rissbreiten, die keine eindeutige Zuordnung bzw. Abgrenzung zulassen. FEMA 306 [10] beinhaltet Rissbreiten für verschiedene Belastungsarten,

wobei zu beachten ist, dass es sich um eine Richtlinie mit einem hohen Maß an Sicherheit handelt. Außerdem fehlt die Visualisierung vorhandener Schäden nach einem Erdbeben. Das Handbuch des Bevölkerungsschutzes der Schweiz [24] umfasst viele wichtige Informationen zur Tragstruktur und Verletzbarkeit des Gebäudes. Der Schaden wird allerdings auf Basis der EMS-98 in vier Schadensgrade unterteilt. Dies wird auf Bauteilebene durchgeführt, obwohl die EMS-98 eine qualitative Beschreibung des gesamten Gebäudes liefert. Damit sind keine Grenzwerte für Rissbreiten oder eindeutige Merkmale für einen Schadensgrad enthalten.

Dies zeigt, dass die Angaben in der Literatur stark variieren und teilweise nicht konkret und detailliert genug sind, um eine eindeutige Abgrenzung der fünf Schadensgrade zu erreichen. Daher werden die Schadensmerkmale der vorhandenen Schadensskalen den fünf definierten Schadensgraden neu zugeordnet und erweitert. Für jeden Schadensgrad werden sowohl globale Merkmale als auch materialspezifische Charakteristika für Stahlbeton und Mauerwerk beschrieben. Die Spannen der Kriterien werden so evaluiert, dass sie weder zu konservativ noch zu unsicher sind. Dabei ist unter anderem zu berücksichtigen, dass Normen und Richtlinien, welche die Standsicherheit gewährleisten müssen, ein höheres Maß an Sicherheit enthalten als Beurteilungsformblätter, die auf Basis vorangegangener Erdbeben entwickelt werden und somit das tatsächliche Bauwerksverhalten inklusive Reserven wie Überfestigkeiten berücksichtigen können. Eine Abgrenzung über Rissbreiten ist insbesondere für die niedrigen Schadensgrade erforderlich. Die in der Literatur angegebenen Bereiche der Rissbreiten [5, 10, 15, 60, 173] werden unter Berücksichtigung des Quellenhintergrundes und der zugehörigen Schadensklassen ausgewertet und konkrete Werte für die Rissbreiten festgelegt.

Die Schadenskataloge werden für die Bewertung auf Basis von UAV-Aufnahmen und die Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge in der automatischen und Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierung entwickelt. Nicht alle Informationen eignen sich für die Bewertung aus UAV-Aufnahmen, sodass hier Anpassungen vorgenommen werden, um eine eindeutige und von außen sichtbare Unterscheidung der Schadensgrade zu erzielen. Mit geeigneter Sensortechnik und angepasstem Abstand zum Gebäude können Risse ab einer Breite von etwa 1 mm erfasst werden, sodass sie in den aufgenommenen Daten sichtbar sind. Die Schadenskataloge können ebenso als Hilfestellung für die manuelle visuelle Beurteilung vor Ort dienen.

IV.1.2.2 Aufbau und Struktur

Die entwickelten Schadenskataloge unterscheiden für eine detaillierte Klassifizierung fünf Schadensgrade: (1) *Leichter Schaden* (Slight damage), (2) *Mäßiger Schaden* (Moderate dama-

ge), (3) *Starker Schaden* (Heavy damage), (4) *Sehr starker Schaden* (Extreme damage) und (5) *Zerstörung* (Destruction). Zu diesen Schadensgraden werden sowohl globale als auch materialspezifische Schadensmuster beschrieben. Für die materialspezifischen Schadensmerkmale liegt der Fokus auf Stahlbeton und Mauerwerk. Der Aufbau der Schadenskataloge ist für die niedrigen Schadensgrade (1)–(3) maßgeblich durch materialspezifische Merkmale gesteuert, während für die hohen Schadensgrade (4)–(5) das globale Verhalten des gesamten Gebäudes bestimmend ist (siehe Abbildung IV.1).

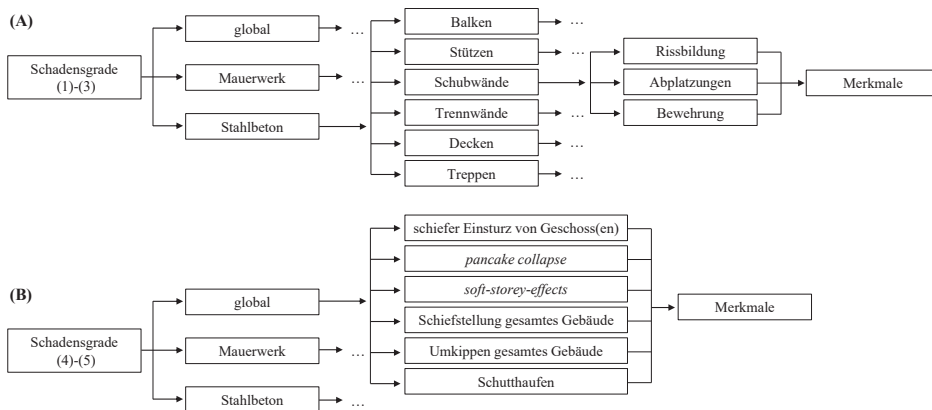


Abbildung IV.1: Aufbau der Schadenskataloge für (A) die niedrigen Schadensgrade (1)–(3) und (B) die hohen Schadensgrade (4)–(5)

Die Schadenskataloge enthalten für die niedrigen Schadensgrade (Abbildung IV.1 (A)) sowohl globale als auch materialspezifische Schadensmuster. Auf der nächsten Ebene des materialspezifischen Aspekts, exemplarisch dargestellt für Stahlbeton, wird zwischen verschiedenen tragenden Bauteilen und nichttragenden Trennwänden differenziert. Für jedes Element werden dann die möglichen Schadensmechanismen spezifiziert. In Abbildung IV.1 (A) sind exemplarisch die drei wichtigsten Kategorien der Schadensmechanismen für Schubwände, namentlich Rissbildung, Abplatzungen und Bewehrung, abgebildet. Merkmale hinsichtlich Größe, Verteilung und Ausmaß charakterisieren die Schäden entsprechend dem Schadensgrad. Dabei spielen Grenzwerte für die Rissbreiten in Bauteilen eine entscheidende Rolle, um die Schadensgrade eindeutig abgrenzen zu können. Bei den niedrigen Schadensgraden bezieht sich die materialspezifische Schadensgradklassifizierung auf einzelne Bauteile, sodass für die weitere Beurteilung der Auswirkungen dieses Schadensgrades die Relevanz des betroffenen Bauteils in Bezug auf die Gesamttragfähigkeit des Gebäudes zu berücksichtigen ist. Darüber hinaus

ist die Häufigkeit des auftretenden Schadensmerkmals bzw. des Schadensgrades in Relation zur Gesamtanzahl der entsprechenden Bauteile im Gebäude zu beachten, um eine umfassende Gesamtbeurteilung für das Gebäude vornehmen zu können.

Bei den hohen Schadensgraden (4)–(5) (Abbildung IV.1 (B)) steht das globale Tragverhalten im Vordergrund. Daher wird für die globalen Schadensmechanismen nicht mehr auf Elementebene klassifiziert, sondern direkt das gesamte Gebäude betrachtet. Für den Schadensgrad *Sehr Stark* spielen zusätzlich die *sehr starken* materialspezifischen Schäden eine Rolle, bei der *Zerstörung* hingegen ist das Material irrelevant.

Die vollständigen Schadenskataloge sind in tabellarischer Form aufgebaut und enthalten neben den Grenzwerten und Beschreibungen auch zahlreiche schematische Abbildungen und Beispielfotos, welche die Beschreibungen veranschaulichen. Dies ermöglicht eine objektive und eindeutige Klassifizierung. Die tabellarischen Übersichten sind im Anhang in Kapitel A.2 zu finden. Im Folgenden werden Auszüge aus den Schadenskatalogen vorgestellt.

IV.1.2.3 Schadensgrade und –merkmale für Stahlbeton und Mauerwerk

Im Folgenden werden die globalen sowie materialspezifischen Schadensmerkmale entsprechend den fünf Schadensgraden getrennt für Stahlbeton und Mauerwerk beschrieben. Bei den niedrigen Schadensgraden (1)–(3) wird zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen unterschieden. Für Stahlbeton werden die tragenden Bauteile in Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche und Decken unterteilt. Bei den hier betrachteten Mauerwerkswohngebäuden sind die tragenden und aussteifenden Elemente im Wesentlichen die Wände. Bei historischen Bauten können zusätzlich unter anderem Gewölbedecken und Kuppeln aus Mauerwerk bestehen, die hier nicht weiter thematisiert werden. Die globale Beurteilung des Gebäudes umfasst allgemeingültige Merkmale, Schäden an Dächern und Schornsteinen sowie Grenzen der Schiefstellung. Sehr geringe Schäden an nichttragenden Bauteilen und normativ zulässige Risse in tragenden Bauteilen werden nicht als Schaden berücksichtigt.

(1) Leichter Schaden

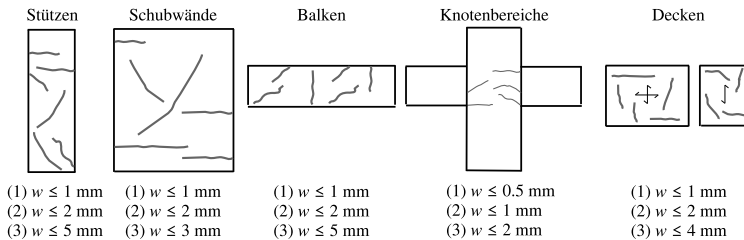
Auf globaler Ebene bedeutet ein *leichter Schaden*, dass keine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit vorliegt und kein standsicherheitsrelevanter bzw. tragfähigkeitsmindernder Schaden an tragenden Elementen eingetreten ist. An nichttragenden Elementen ist ein *leichter Schaden* möglich, aber es besteht keine Gefährdung der Menschen durch herabfallende Bauteile. Die Dachkonstruktion ist intakt und auf weniger als 10 % der Dachfläche kann es zu losen Dachzie-

geln kommen, wobei sich der prozentuale Wert in Anlehnung an [15] ergibt. Die Grenzwerte der Schiefstellung des Gebäudes bzw. der Geschosse und Bauteile werden gemäß [15, 26, 69, 126] zu 0,2 % für Stahlbeton und 0,1 % für Mauerwerk empfohlen. Die visuelle Bestimmung der Stockwerksverschiebungen erweist sich als herausfordernd, aber die Schiefstellung ist eine wichtige Komponente der automatisierten Auswertung von UAV-Aufnahmen.

Die materialspezifischen Schadensmerkmale für Stahlbeton sind für die tragenden und nichttragenden Bauteile in Abbildung IV.2 für die Schadensgrade (1)–(3) beschrieben und schematisch dargestellt.

Tragende Bauteile

- Rissbreiten w und repräsentative Rissbilder



- (1) Geringfügige, lokale Betonabplatzungen
- (2) / (3) Großflächige Betonabplatzungen
- (2) Lokal freigelegte Bewehrung
- (3) Freigelegte und beschädigte Bewehrung
- (3) Separation horizontaler von vertikalen Bauteilen

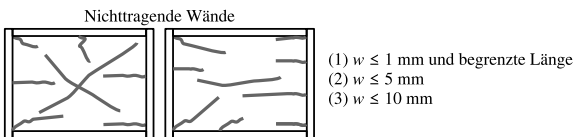
(1) **Leichter Schaden**

(2) **Mäßiger Schaden**

(3) **Starker Schaden**

Nichttragende Bauteile

- Rissbreiten w



- (1) Leichte Separation von der Tragstruktur möglich
- (1) Geringfügige, lokale Betonabplatzungen
- (2) Separation von der Tragstruktur ≤ 2 mm
- (2) Großflächige Betonabplatzungen
- (2) / (3) Druckversagen lokal in den Eckbereichen
- (3) Separation von der Tragstruktur ≤ 5 mm
- (3) Druckversagen in den Eckbereichen
- (3) Teilversagen möglich

Abbildung IV.2: Schadensmerkmale des (1) *leichten*, (2) *mäßigen* und (3) *starken* Schadens für tragende und nichttragende Stahlbetonbauteile

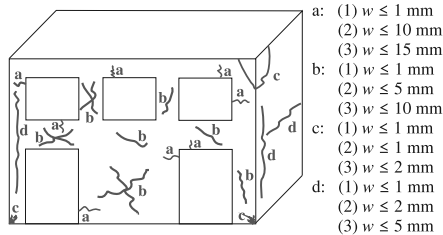
Ein wichtiger Aspekt sind die verschiedenen Rissarten und Rissverläufe mit den vorgeschlagenen Rissbreiten w in den unterschiedlichen Bauteilen. Bei einem *leichten Schaden* ((1) in Abbildung IV.2) können in Balken und Stützen Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse bis zu einer Rissbreite von 1 mm auftreten, wobei vertikale Risse in den Stützen nicht zulässig

sind. Die diagonalen und horizontalen Risse in den Schubwänden besitzen eine Rissbreite bis 1 mm, die Risse in Stahlbetonknotenbereichen bis zu 0,5 mm. Die Rissbreite 1 mm gilt auch für die Decken parallel und senkrecht zur Spannrichtung und die nichttragenden Wände. Die Rissbreiten orientieren sich an den Werten der Literatur (u. a. [5, 15]) und berücksichtigen die unterschiedlichen Funktionen der Bauteile. Zudem können geringfügige lokale Betonabplatzungen auftreten.

In Abbildung IV.3 sind die Schadensmerkmale für die Schadensgrade (1)–(3) für tragende sowie nichttragende Bauteile von Mauerwerksgebäuden enthalten.

Tragende Bauteile

- Rissbreiten w und repräsentative Rissbilder



(1) Leichter Schaden

(2) Mäßiger Schaden

(3) Starker Schaden

- (1) Lokales Herabfallen von kleinen Teilen losen Gips/Putzes
- (2) Lokale Abplatzungen
- (2)/(3) Herabfallen von großen Teilen losen Gips/Putzes
- (3) großflächige Abplatzungen
- (3) Druckversagen der Ziegel an den Wanddecken
- (3) Lokale Abplatzungen / Versagen der Außenschale bei zweischaligem Mauerwerk

Nichttragende Bauteile

- (1) Risse bis max. 2 mm
- (1) Lokale Abplatzungen auf begrenzter Fläche
- (2) Risse bis max. 10 mm
- (2) / (3) Großflächige Abplatzungen
- (2) Schäden an nichttragenden Elementen
- (3) Risse bis max. 15 mm
- (3) Lokales Materialversagen
- (3) Teileinsturz möglich

Abbildung IV.3: Schadensmerkmale des (1) *leichten*, (2) *mäßigen* und (3) *starken* Schadens für tragende und nichttragende Mauerwerksbauteile

Die Rissart *a* beschreibt die horizontalen und vertikalen Risse ausgehend von Tür- und Fensteröffnungen, die maximal eine Rissbreite von 1 mm aufweisen. Diese Rissbreite ist ebenfalls gültig für die Rissart *b*, diagonale Risse auf den Wandflächen, die Rissart *c*, Formung von Keilen an Wanddecken, und die Rissart *d*, Risse an den Verbindungsstellen von orthogonalen Elementen, wie Wand-Wand-Verbindungen oder Wand-Decken-Verbindungen. Die Rissbreiten sind aus der Literatur (u. a. [15, 60]) abgeleitet und berücksichtigen die unterschiedlichen Auswirkungen verschiedener Rissarten. Die Risse in den nichttragenden Bauteilen können eine Breite von bis zu 2 mm aufweisen. Die Erschütterungen können lokal zum Herabfallen von

kleinen Teilen losen Putzes bzw. lokalen Abplatzungen führen.

In Abbildung IV.4 sind reale Schadensbilder dargestellt, die eine *leichte* Bauwerks- bzw. Bauteilschädigung veranschaulichen. In Abbildung IV.4 (A) [55] ist ein *leichter* globaler Schaden in Form des Lösens einiger Ziegel dargestellt. Abbildung IV.4 (B) [134] zeigt einen feinen diagonalen Riss im Stahlbetonbalken und Abbildung IV.4 (C) [IMB] einen vertikalen Riss in einer Mauerwerkswand ausgehend von einer Fensteröffnung.

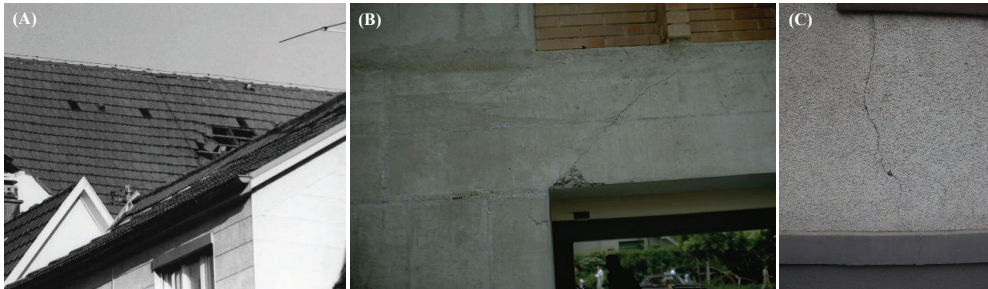


Abbildung IV.4: Beispielfotos *leichter Schäden* – global (A) [55], Stahlbeton (B) [134] und Mauerwerk (C) [IMB]

(2) Mäßiger Schaden

Global betrachtet äußert sich ein *mäßiger Schaden* in einer geringen Beeinträchtigung der Tragfähigkeit durch Schäden an tragenden oder aussteifenden Elementen. Es besteht die Gefahr, dass nichttragende Bauteile herabfallen. Die Hauptträger können sich innerhalb der Dachkonstruktion um bis zu 5 mm verschieben und die Nebenträger können lokal beschädigt sein. Das Ablösen, Gleiten und Herabfallen von Ziegeln beschränkt sich auf weniger als 20 % der Dachfläche [15] und Schornsteine weisen Risse und Schäden auf. Die vorgeschlagene Schiefstellung liegt im Bereich von bis zu 0,6 % für Stahlbeton und 0,3 % für Mauerwerk [15, 26, 69, 126]. Die Merkmale für einen *mäßigen* Schaden an Stahlbeton sind in Abbildung IV.2 mit (2) enthalten. Im Vergleich zum *leichten* Schaden unterscheiden sich hier im Wesentlichen die Rissbreiten und die Ausmaße der Abplatzungen. In den tragenden Stahlbetonbauteilen sind die Risse allgemein auf eine Breite von 2 mm begrenzt, in den kritischen Knotenbereichen auf 1 mm [5, 15]. Die Betonabplatzungen können großflächig ausfallen, wodurch lokal die Bewehrung freigelegt ist. Zudem können in den nichttragenden Bauteilen größere Schäden auftreten als in den tragenden oder aussteifenden Elementen. Die Rissbreiten der nichttragenden Bauteile erreichen maximal 5 mm und es ist eine Separation von der Tragstruktur von bis zu 2 mm möglich. Zudem kann es zu lokalem Druckversagen des Materials in den Eckbereichen kommen.

Bei den Mauerwerkswänden (Abbildung IV.3 (2)) steigen ebenfalls die Rissbreiten im Vergleich zum *leichten* Schaden an und unterscheiden sich je nach Rissart [15, 60]. Risse im Bereich von Öffnungen weisen maximale Rissbreitenwerte von 10 mm auf. Der gleiche Wert wird ebenfalls für nichttragende Elemente angesetzt. Lokale Abplatzungen und großflächiges Herabfallen des Putzes treten sowohl bei tragenden als auch nichttragenden Bauteilen auf, wobei letztere auch beschädigt sein können.

Repräsentative Schadensbilder für einen *mäßigen* Schaden sind in Abbildung IV.5 zusammengestellt. Abbildung IV.5 (A) [5] zeigt Risse und Betonabplatzungen einer Stahlbetonschubwand und Abbildung IV.5 (B) [5] freigelegte Bewehrung einer Stahlbetonstütze. Der *mäßige* Schaden eines Mauerwerksgebäudes ist in Abbildung IV.5 (C) [55] dargestellt.

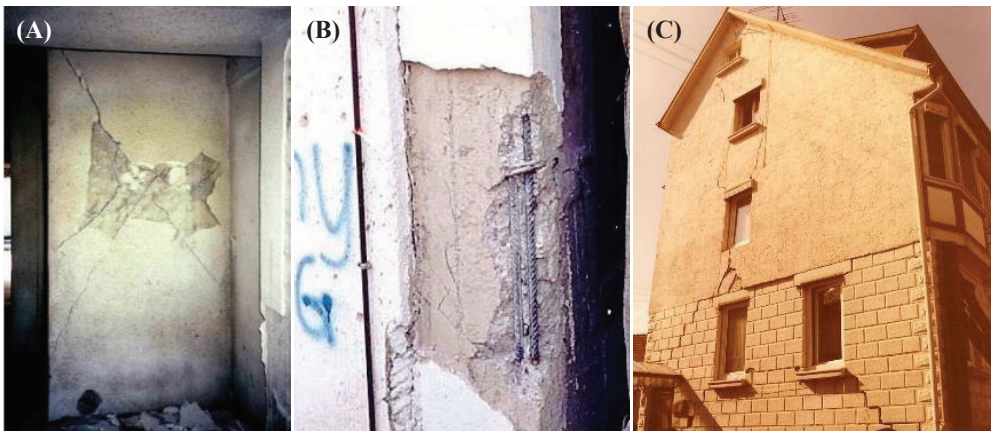


Abbildung IV.5: Beispielfotos *mäßiger* Schäden – Stahlbeton (A, B) [5] und Mauerwerk (C) [55]

(3) Starker Schaden

Bei einem *starken* Schaden liegt eine erhebliche Beeinträchtigung der Tragfähigkeit des Gebäudes vor, allerdings besteht noch keine sichtbare Gefahr des Teileinsturzes der Tragstruktur. An nichttragenden Elementen treten *starke* Schäden bis zum Teilversagen ein, sodass die Gefährdung der Menschen durch herabfallende Bauteile stark ausgeprägt ist. Zudem sind Schiefstellungen und Lotabweichungen deutlich sichtbar und liegen im Bereich von 0,5–1,0 % [15, 26, 69, 126]. Verschiebungen der Hauptträger innerhalb der Dachkonstruktion betragen bis zu 20 mm und die Nebenträger sind stark beschädigt [60]. Auf großen Teilen der Dachfläche fehlen die Ziegel und die Rissbildung in den Schornsteinen reicht bis zum Ein- bzw. Absturz.

Für den materialbezogenen *starken* Schaden spielen weiterhin die Rissbreiten eine Rolle, die

für Stahlbeton in Abbildung IV.2 mit (3) dargestellt sind. Die Risse sind deutlich sichtbar und betragen für Stahlbetonbalken und Stützen orthogonal und diagonal zur Elementachse bis zu 5 mm. Bei den Stützen sind bei diesem Schadensgrad auch vertikale Risse zulässig, die eine Tragfähigkeitsminderung herbeiführen [15]. Für Schubwände, Knotenbereiche bzw. Decken gelten jeweils geringere Grenzwerte der Rissbreite w von 3 mm, 2 mm bzw. 4 mm. Die freigelegte Bewehrung kann zusätzlich in den Randbereichen beschädigt sein, was beispielsweise durch ein geringes Ausknicken oder starke Verformungen sichtbar wird [10]. Bei den nichttragenden Bauteilen steigen Rissbreite und Separationsweite gegenüber dem *mäßigen* Schaden an und es ist ein Teilversagen möglich.

Die Rissbreiten in den Mauerwerkswänden (Abbildung IV.3 (3)) steigen bis auf $w = 15$ mm für Rissart *a* und neben den Abplatzungen ist ein Druckversagen des Mauerwerks in den Eckbereichen sowie ein Versagen der Außenschale bei zweischaligem Mauerwerk möglich. Bei den nichttragenden Elementen reichen die Schäden von 15 mm breiten Rissen über das lokale Materialversagen bis hin zum Teilversagen.

Abbildung IV.6 illustriert *starke* Schäden an Stahlbeton und Mauerwerk durch repräsentative Fotos. Abbildung IV.6 (A) [64] zeigt eine ausgeprägte Rissbildung mit großen Rissbreiten sowie Betonabplatzungen an einer Stahlbetonstütze. Abbildung IV.6 (B) [55] veranschaulicht Rissbreiten in einer Mauerwerkswand, die als *stark* einzustufen sind. In Abbildung IV.6 (C) [55] ist das Versagen einer nichttragenden Mauerwerksgiebelwand dargestellt.

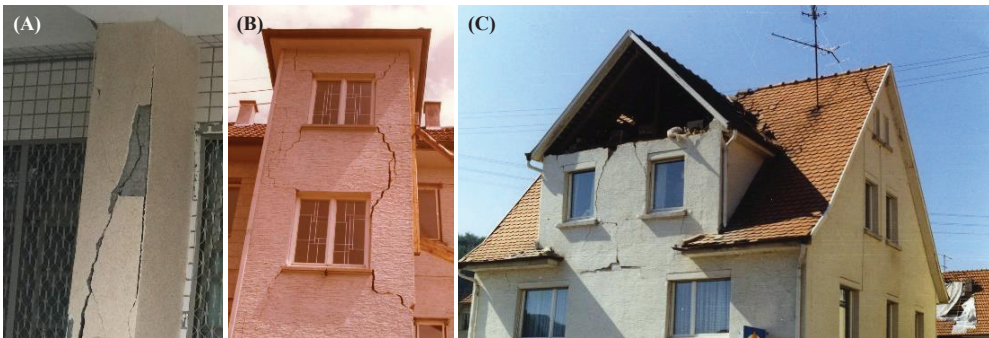


Abbildung IV.6: Beispielfotos *starker* Schäden – Stahlbeton (A) [64] und Mauerwerk (B,C) [55]

(4) Sehr starker Schaden

Hinsichtlich *sehr starker* Schäden spielt das Gesamtgebäude eine große Rolle [5, 15, 77, 168]. Dennoch sind weiterhin materialspezifische Schadensmuster zu berücksichtigen, wobei

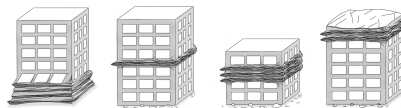
aufgrund der starken Ausprägung keine Unterscheidung mehr in tragende und nichttragende Bauteile erforderlich ist. Die vorgeschlagenen globalen Schadensmuster sind in Abbildung IV.7 visualisiert. Bei diesem Schadensgrad sind ein oder mehrere Geschosse des Gebäudes betroffen. Ein Teileinsturz der oberen Geschosse resultiert in einer schiefen Ebene oder einem Schutthaufen auf dem darunterliegenden Gebäudeteil. Bei einem sogenannten *pancake collapse* liegt ein Einsturz von einem oder mehreren Geschossen mit horizontal geschichteten Decken vor. Schiefstellungen resultieren häufig aus einem weichen Geschoss (*soft-storey*), da sich die Verschiebung des Gebäudes aufgrund der geringen Aussteifung bzw. Steifigkeit auf ein Geschoss konzentriert. Ein weiteres mögliches Schadensmuster ist das Umkippen des oberen Teils des Gebäudes, der sich vom unteren Teil gelöst hat. Bei Schiefstellungen über die gesamte Gebäudehöhe, kann es zu einem Zusammenstoß mit benachbarten Gebäuden (*pounding*) und zugehörigen Schäden kommen.

Globale Schadensmuster

- Einsturz von einem oder mehreren oberen Geschosse → schiefe Ebene oder Schutthaufen



- *pancake collapse*: Einsturz von einem oder mehreren Geschossen



- Schiefstellung des gesamten Gebäudes
- Umkippen des oberen Teils des Gebäudes



- Schiefstellung von weichen Geschossen (*soft-storey*)
- Zusammenstoß und Zerstörung benachbarter Gebäude(-teile) (*pounding*)

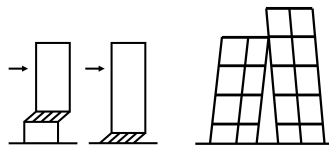


Abbildung IV.7: Globale Schadensmerkmale des *sehr starken Schadens* (4)

Zu den materialspezifischen Schadensmerkmalen für *sehr starke Schäden* an Stahlbetongebäuden zählen der Zerfall des Betonkerns, das Knicken und der Bruch der Bewehrung sowie allgemein das Versagen von tragenden Elementen und Verbindungen bis hin zum Teileinsturz. Zusätzlich treten sehr starke bleibende Verschiebungen (größer als bei (3)) und Lotabweichungen sowie Trennungen von tragenden oder aussteifenden Elementen auf. Gründungselemente

können durch erhebliche Bodenbewegungen versagen. Bei den Mauerwerkswänden reichen die Schäden von breiten, durchlaufenden Rissen bis hin zum partiellen oder kompletten Einsturz. Zudem weisen Wände größere Schiefstellungen als bei (3) auf oder kippen vollständig um. An Anschlussbereichen zu Gebäudeecken entstehen sichtbare Spalte. Bei bewehrtem Mauerwerk knickt die Wandbewehrung aus.

Abbildung IV.8 zeigt drei verschiedene Ausprägungen des *sehr starken Schadens*. In Abbildung IV.8 (A) [134] ist ein *pancake collapse* der oberen Geschosse abgebildet. Das Foto in Abbildung IV.8 (B) [134] zeigt eine versagte Stahlbetonstütze und das Beispiel in Abbildung IV.8 (C) [55] eingestürzte Mauerwerkswände.



Abbildung IV.8: Beispielfotos *sehr starker Schäden* – global (A) [134], Stahlbeton (B) [134] und Mauerwerk (C) [55]

(5) Zerstörung

Der höchste Schadensgrad, die *Zerstörung*, betrifft immer das gesamte Gebäude, sodass ausschließlich globale Schadensmuster relevant sind (siehe Abbildung IV.9). Hierbei ist das Gebäude größtenteils eingestürzt, sodass im Wesentlichen nur noch der Schutt oder die einzelnen Ebenen erkennbar sind. Der Einsturz kann dabei auf unterschiedliche Art und Weise geschehen. Einerseits durch Schiefstellung oder vollständigen *pancake collapse* mit Versagen der vertikalen Tragstruktur und horizontaler Schichtung. Andererseits kann der Einsturz in einem Schutthaufen resultieren, der teilweise erkennbare Deckenplatten bzw. vertikale Elemente enthalten kann. Weiterhin kann das Gebäude auch ohne Versagen der Tragstruktur aufgrund von Bodenbewegungen als Gesamtes umkippen.

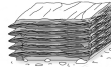
In Abbildung IV.10 sind repräsentative Schadensbilder für den Schadensgrad *Zerstörung* dargestellt. Abbildung IV.10 (A) [134] zeigt einen *pancake collapse* des gesamten Gebäudes. In Abbildung IV.10 (B) [134] resultierte das vollständige Versagen in einem Schutthau-

Globale Schadensmuster

- Versagen gesamtes Gebäude schief zu einer Seite über den Grundriss hinaus



- „pancake collapse“: Einsturz aller Geschosse



- Schutthaufen komplett



- Schutthaufen mit teilweise erkennbaren Deckenplatten oder vertikal stehenden Elementen



- Umkippen des gesamten Gebäudes

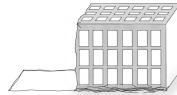


Abbildung IV.9: Globale Schadensmerkmale der Zerstörung (5)

fen. Das Umkippen des gesamten Gebäudes aufgrund von Bodenbewegungen ist in Abbildung IV.10 (C) [134] gezeigt.



Abbildung IV.10: Beispielfotos für die Zerstörung – global (A,B,C) [134]

Mithilfe der vorgestellten Grenzwerte, Merkmale, schematischen Abbildungen und Beispielfotos in den Abbildungen IV.2 bis IV.10 kann eine Klassifizierung der Erdbebenschäden in die fünf Schadensgrade vorgenommen werden. Die tabellarischen Übersichten der Schadenskataloge enthalten weitere schematische Abbildungen und Beispielfotos und sind im Anhang dargestellt (siehe Kapitel A.2.2 und A.2.3).

IV.1.2.4 Schadensmerkmale für Holz und Stahl

Gebäude in Stahl- und Holzbauweise erleiden aufgrund ihrer materialbedingten Duktilität bei gleicher Intensität meist geringere Schäden als Stahlbeton- und Mauerwerksgebäude. Zudem konzentrieren sich die Schäden oftmals auf die Verbindungen verschiedener Bauteile, wobei die Knotenbereiche häufig von außen schwer erkennbar sind. Dies führt zu seltener vorhandenen und weniger detaillierten Beschreibungen der entstandenen Schäden vorangegangener Erdbeben. Für eine internationale Anwendbarkeit wurden zusätzlich tabellarische Übersichten für Holz und Stahl erstellt, die im Anhang A.2.4 und A.2.5 dargestellt sind. Zusätzlich zu den enthaltenen materialspezifischen Merkmalen für die fünf Schadensgrade sind auch die globalen Merkmale (siehe Anhang A.2.1) anwendbar.

IV.2 Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge

Anhand der in den Schadenskatalogen (siehe Kapitel IV.1) beschriebenen quantitativen und qualitativen Merkmale soll eine objektive Beurteilung der Erdbebenschäden erfolgen, um eine möglichst genaue Einstufung in die Schadensgrade zu erzielen. Die Schadenskataloge dienen somit als Grundlage und Handlungshilfe zur Schadensklassifizierung. Zu jedem Schadensgrad sind verschiedene mögliche Schadensmuster aufgeführt. Es ist jedoch nicht notwendig, dass alle Schadensmerkmale gleichzeitig auftreten. Bereits ein eindeutiges Schadensmerkmal führt zur Charakterisierung und damit zur Festlegung des Schadensgrades. Wird beispielsweise die Rissbreite von 1 mm des *leichten Schadens* überschritten, so liegt ein *mäßiger Schaden* vor, auch wenn keine freiliegende Bewehrung oder großflächige Putzabplatzungen sichtbar sind. Unter Berücksichtigung der Bedeutung des Bauteils für die Gesamttragfähigkeit sowie der Häufigkeit seines Auftretens lässt sich von der Schadensgradklassifizierung des einzelnen Bauteils auf die Gesamtbeurteilung des Gebäudes schließen.

Die entwickelten Schadenskataloge dienen der Detektion und Klassifizierung von Erdbebenschäden anhand von UAV-Aufnahmen zur Unterstützung von Rettungsmaßnahmen (siehe Kapitel II.3 und IV.1.2). Es werden sowohl automatische als auch auf Crowdsourcing basierende Verfahren eingesetzt. Der Klassifikator und die freiwilligen Helfer benötigen Kenntnisse über die mit jedem Schadensgrad verbundenen Schadensmerkmale, die in den Schadenskatalogen enthalten sind (siehe Abbildung II.4). Der Schwerpunkt liegt auf der schnellen Beurteilung eines Gebäudes von außen. Durch die interdisziplinäre Kombination von geoinformatischen und ingenieurwissenschaftlichen Methoden kann eine zeitnahe und zuverlässige Schadensbewertung erzielt werden. [105]

Die Umsetzung der Schadenskataloge mit den automatischen und Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierungsmethoden wurde in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) [106, 108, 109, 195, 197] entwickelt. Die folgenden Kapitel basieren auf den Veröffentlichungen [100, 103, 105] der Autorin sowie dem Schlussbericht des Forschungsprojekts [197] und der Veröffentlichung von Zahs et al. [196], an denen die Autorin dieser Dissertation jeweils als Co-Autorin mitgewirkt hat.

IV.2.1 Automatische Schadensklassifizierung

Für eine effektive Planung von Rettungs- und Sanierungsmaßnahmen ist eine zeitnahe Bewertung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben von großer Bedeutung [114, 137, 165]. Traditionelle bildbasierte Ansätze zur detaillierten Schadensbeurteilung werden zunehmend durch Methoden ergänzt, die Schäden direkt aus 3D-Punktwolken ableiten. Die daraus gewonnenen 3D-Informationen sind erforderlich, um Schäden an tragenden Bauteilen, die nicht am Dach auftreten und nur aus der Seitenansicht erkennbar sind, wie beispielsweise Schäden an Stützen, detailliert zu bestimmen. Im Zusammenhang mit Erdbeben hat sich neben dem flugzeuggestützten Laserscanning auch die UAV-gestützte Photogrammetrie zur Erfassung von Punktwolken etabliert. Dies ist insbesondere in schwer zugänglichen Gebieten und für Aufnahmen aus verschiedenen Perspektiven von Vorteil. Eine automatische Schadensbeurteilung auf Basis der Analyse von 3D-Punktwolken kann innerhalb weniger Stunden schnelle und objektive Informationen über die Schadenslage liefern [184]. [197]

Im Folgenden wird der Forschungsstand zu Ansätzen zur automatischen Schadensklassifizierung auf Basis von 3D-Punktwolken dargelegt (Kapitel IV.2.1.1). Zudem wird der in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg entwickelte Ansatz zur automatischen Klassifizierung der Schadensgrade auf Basis der entwickelten Schadenskataloge (siehe Kapitel IV.1.2) vorgestellt (Kapitel IV.2.1.2). Der Fokus liegt dabei auf der Umsetzung bzw. Anwendung der Schadenskataloge.

IV.2.1.1 Ansätze zur automatischen Schadensklassifizierung

Die Vielfalt an möglichen Gebäudeschäden sowie deren unterschiedliche Ausprägungen machen eine differenzierte Betrachtung verschiedener Schadensgrade erforderlich, um einen effizienten Einsatz und eine zielgerichtete Verteilung von Ressourcen zu gewährleisten. Diese Differenzierung unterstützt außerdem die Beurteilung der Standsicherheit von Gebäuden sowie der erforderlichen Sanierungsmaßnahmen. Die Klassifikation von Schäden, die über die binäre Schadenserkenkung (Schaden versus kein Schaden) hinausgeht, stellt jedoch eine anspruchsvolle Aufgabe dar. Die Vielfalt möglicher Schadensmuster ist groß und die Übertragbarkeit von Methoden, die für einen spezifischen Untersuchungsstandort entwickelt werden, auf andere geographische Regionen ist begrenzt [184]. Ebenso ist die Übertragbarkeit auf Punktwolken unterschiedlicher Aufnahmeverfahren, insbesondere für Ansätze des maschinellen Lernens, nur eingeschränkt möglich [96]. [196, 197]

In den letzten Jahren hat die zunehmende Verfügbarkeit von UAV-gestützten Daten neue Mög-

lichkeiten zur Beurteilung von Gebäudeschäden eröffnet. UAV-gestützte Erfassungsstrategien ermöglichen es, auch in schwer zugänglichen Bereichen, hochaufgelöste 3D-Aufnahmen des betroffenen Gebiets zu erhalten. Punktwolken aus UAV-gestützten Laserscannern oder Photogrammetrie werden in überschaubaren Zeiträumen (wenige Stunden) bereitgestellt und umfassen 3D-Daten von Stadtteilen und ganzen Städten. Auf diese Weise ist es möglich, Veränderungen auf der Ebene einzelner Gebäudeteile zu erkennen. [196, 197]

Die Bewertung von Gebäudeschäden erfolgt in der Regel mithilfe von Punktwolken, die ausschließlich nach einem Erdbebenereignis aufgenommen werden, das heißt mit monotemporalen Ansätzen [97, 184]. Bei diesen Ansätzen fehlen Informationen über die Gebäude vor dem Ereignis. Um beispielsweise fehlende Elemente eines Gebäudes anhand der Punktwolke nach dem Ereignis zu identifizieren, können Annahmen über die Gebäudeform vor dem Ereignis getroffen werden. Dies kann jedoch zu Fehlklassifikationen führen, wenn die Annahmen nicht zutreffen, was die Anwendbarkeit monotemporaler Ansätze einschränkt [185]. Mit zunehmender Verfügbarkeit multitemporaler Punktwolken (Zustand vor und nach einem Schadensereignis) ist es möglich, Änderungsinformationen zur Schadensermittlung direkt aus den Daten abzuleiten [54]. Somit müssen keine Annahmen über den Ausgangszustand eines Bauwerks getroffen werden, was ein Vorteil gegenüber monotemporalen Ansätzen ist und zu genaueren Ergebnissen führt.

Die Entwicklung von 3D-Methoden zur Schadensbewertung schreitet mit zunehmender Verfügbarkeit von 3D-Stadtmodellen und flächendeckenden Punktwolken (z. B. durch flugzeuggestütztes Laserscanning) voran [54, 191]. In aktuellen multitemporalen Ansätzen wird ein Datensatz vor dem Ereignis direkt mit einem Datensatz nach dem Ereignis verglichen, wobei verschiedene Arten von Merkmalen extrahiert werden, beispielsweise Änderungen geometrischer oder radiometrischer Eigenschaften von Objekten [12, 71, 182] sowie histogrammbasierte Beschreibungen [159].

Für die binäre Klassifikation sind heute *Deep-Learning-Ansätze* (mehrschichtiges, tiefes Lernen) Stand der Forschung [54, 150, 154, 190]. Bei diesen binären Ansätzen wird zwischen beschädigten und nicht beschädigten Gebäuden oder zwischen zwei Schadensgraden mit sehr unterschiedlichen Schadensmerkmalen unterschieden. Sowohl die Vielfalt der Schadensmerkmale (von Rissbreiten im Millimeterbereich und geringen Abplatzungen bis hin zu Teilversagen von Bauteilen und vollständigem Einsturz) als auch die Übertragung der trainierten Algorithmen auf ungesehene Daten und andere geographische Regionen mit anderen Gebäudeeigenschaften und Schadensmerkmalen stellen jedoch eine Herausforderung für alle Klassifizierungsansätze dar [86, 154, 165, 184].

Eine Voraussetzung für die Anwendung einer auf maschinellem Lernen basierenden Scha-

densklassifizierung ist die Verfügbarkeit einer ausreichenden Menge von Trainingsdaten, die den gesamten Bereich der zu erwartenden Schäden abdecken. Im Rahmen des *Labelings*, das heißt der Beschriftung oder Annotation, wird für jede Datenprobe angegeben, zu welcher Klasse sie gehört. Eine unzureichende und nicht ausreichend generische Repräsentation der zu erwartenden Schäden in den Trainingsdaten kann zu einer Verschlechterung der Klassifikationsergebnisse führen, wenn das Modell auf einen unbekannten Datensatz oder eine andere geographische Region angewendet wird [133, 184]. Die Verfügbarkeit geeigneter und in ausreichender Menge vorhandener realer Trainingsdaten bleibt daher eine zentrale Herausforderung bei der Entwicklung von Verfahren zur automatischen Schadensklassifikation [96, 133]. Einerseits decken reale Trainingsdaten in der Regel nicht das gesamte Spektrum der zu erwartenden Schadensmuster im zu klassifizierenden Datensatz ab. Andererseits wird die Übertragung trainierter Modelle auf neue Eingangsdaten und andere geographische Regionen durch unzureichend geeignete Trainingsdaten erschwert. Insbesondere wenn unterschiedliche Schadensgrade klassifiziert werden sollen, sind die Trainingsdatenanforderungen moderner Ansätze des maschinellen Lernens mit realen Daten nur schwer zu erfüllen [3, 199]. In der Praxis können daraus resultierende Fehlklassifikationen dazu führen, dass beschädigte Gebäude nicht erkannt werden, was die Rettungsmaßnahmen erschwert. Darüber hinaus stehen vor einem Erdbeben häufig keine regionsspezifischen realen Trainingsdaten zur Verfügung. Dies hat zur Konsequenz, dass die zeitaufwändige manuelle Annotation der Punktwolken des betroffenen Gebiets sowie das Training des Modells erst nach dem Ereignis erfolgen können. Sofern lediglich unzureichend beschriftete reale Daten zur Verfügung stehen, kann das Training der Klassifikationsalgorithmen und damit die zeitnahe Bestimmung von Schäden von simulierten Daten profitieren [54]. Die Gewinnung realistischer simulierter 3D-Punktwolken durch virtuelles Laserscanning eröffnet neue Möglichkeiten zur automatischen Generierung einer großen Anzahl von Trainingsdaten [75, 82, 139, 188]. Die Generierung solcher simulierter Trainingsdaten kann bereits vor einem Erdbebenereignis erfolgen, sodass die vortrainierten Klassifikatoren im Schadensfall ohne Zeitverlust direkt zur Klassifikation realer Datensätze eingesetzt werden können. Die adäquate Modellierung der Schadensmuster in den Gebäuden stellt einen entscheidenden Faktor bei der Darstellung der Schäden in den simulierten Punktwolken dar. Die Integration von Expertenwissen im Bereich des Erdbebeningenieurwesens in den Prozess der Trainingsdatenerstellung gewährleistet, dass die erwarteten Schadensmuster adäquat abgebildet werden und Schadensmerkmale in der Klassifizierung verwendet werden, die auch auf andere geographische Gebiete übertragbar sind. Die Ableitung gebäudespezifischer, generischer Merkmale, die in Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren erkannt werden können, ermöglicht eine geographische sowie eine datenbezogene Übertragbarkeit. Selbst wenn die Klassifikationsge-

naugigkeit geringer ist als mit realen Trainingsdaten, kann das Training auf rein simulierten Trainingsdaten in zeitkritischen Situationen, wie beispielsweise bei einem Erdbeben, einen Vorteil bieten. Verfahren zur Schadensbewertung mit simulierten Laserscanning-Punktwolken als Trainingsdaten müssen mit den unterschiedlichen Aufnahmeverfahren der für Training und Anwendung verwendeten Punktwolken umgehen. Die Punktwolken eines vom Erdbeben betroffenen Gebiets werden aufgrund der geringeren Kosten und der größeren Verfügbarkeit der Messgeräte, beispielsweise im Vergleich zu UAV-gestütztem Laserscanning, in der Regel durch photogrammetrische Verfahren aus Bildern gewonnen. Die mittels unterschiedlicher Aufnahmeverfahren generierten Punktwolken weisen unter anderem Unterschiede hinsichtlich ihrer Dichte, Auflösung sowie Messfehler auf. Dies resultiert in einer divergierenden Repräsentation der aufgenommenen Objekte, aus der die Schadensmuster abgeleitet werden. [196, 197]

Ein Ansatz zur Klassifizierung mehrerer Schadensgraden, der sowohl geographisch als auch in Bezug auf das Aufnahmeverfahren und die Eigenschaften der für Training und Auswertung verwendeten Punktwolken übertragbar ist, hat das Potenzial, die Schadensklassifizierung im Rahmen der Erdbebenbewältigung wesentlich zu unterstützen.

IV.2.1.2 Entwickelter automatischer Ansatz zur Anwendung der Schadenskataloge

Im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) [106, 108, 109, 195, 197] wurde in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg ein änderungsbasierter Ansatz zur automatischen Schadensklassifikation in multitemporalen Punktwolken entwickelt. Dieser leitet gebäudespezifische Schäden auf Basis von Änderungen eines Gebäudes vor und nach einem Erdbebenereignis automatisch ab. Die untersuchten Schäden basieren auf den entwickelten Schadenskatalogen (Kapitel IV.1.2). Der änderungsbasierte Ansatz ermöglicht somit die Anwendung der Schadenskataloge für eine automatische Schadensklassifikation. Er stellt eine Erweiterung bestehender Methoden zur detaillierten Klassifizierung verschiedener Schadensgrade an Gebäuden dar. Der Ansatz ist insbesondere für Anwendungen von Bedeutung, bei denen zeitnahe Schadensinformationen benötigt werden und keine ausreichenden Trainingsdaten vor und nach einem Erdbebenereignis zur Verfügung stehen. Weiterführende Informationen finden sich in [196]. Bei der Methodenentwicklung werden sowohl die unzureichende Verfügbarkeit von realen Trainingsdaten vor einem Erdbeben als auch die fehlende geographische und datenbezogene Übertragbarkeit adressiert. In dem entwickelten Ansatz [196] wird ein Verfahren des maschinellen Lernens, ein *Random-Forest*-Klassifikator (Zufallswald), zur Schadensklassifikation

verwendet [22]. Es handelt sich um ein überwachtes Lernverfahren, das die Ergebnisse einer Vielzahl von Entscheidungsbäumen nutzt, um bestmögliche Entscheidungen oder Vorhersagen zu treffen. Die Entscheidungsbäume werden unkorreliert nach dem Zufallsprinzip erstellt und treffen jeweils einzelne Entscheidungen. Der Algorithmus liefert aus der Menge der Einzelentscheidungen eine endgültige Entscheidung, was hier der Einordnung in die Klasse, also der Bestimmung des Schadensgrades, entspricht [22]. Das verwendete Modell wird vorab mit Daten aus virtuellem Laserscanning (VLS) trainiert, sodass es trotz unzureichender vorab verfügbarer realer Trainingsdaten direkt nach dem Erdbeben zur Schadensbestimmung in realen Punktwolken-Datensätzen eingesetzt werden kann. Virtuelles Laserscanning (VLS) stellt ein Werkzeug zur Erstellung simulierter Punktwolkendaten dar, wie sie von einem LiDAR-Sensor erfasst würden [188]. Die Schadensklassifikation integriert die typischen Schadensmuster für einzelne Schadensgrade aus den Schadenskatalogen (siehe Kapitel IV.1.2), indem die verschiedenen Schadensmuster möglichst vollständig in den simulierten Trainingsdaten berücksichtigt werden. [196, 197]

Die Methode wird unter Berücksichtigung folgender Aspekte entwickelt: Die Schäden werden pro Gebäude anhand der Änderung geometrischer objektspezifischer Merkmale zwischen zwei Punktwolken, welche den Zustand vor und nach dem Erdbeben darstellen, klassifiziert. Die Veränderungen werden somit direkt aus den multitemporalen Punktwolken abgeleitet und sind unabhängig von Annahmen zum Zustand vor dem Erdbeben. Mithilfe des virtuellen Laserscannings werden auf Basis modellierter 3D-Szenen simulierte Trainingsdaten generiert. Das Ergebnis sind automatisch beschriftete gebäude- und schadensspezifische Trainingsdaten mit realistischen Punktwolkeneigenschaften. Dadurch werden Punktwolken unterschiedlicher Aufnahmeverfahren für das Training (Laserscanning) und die Anwendung (Photogrammetrie) des Modells des maschinellen Lernens eingesetzt. Das Expertenwissen aus dem Erdbebeningenieurwesen wird in den Prozess der Trainingsdatengenerierung integriert. Dazu werden in den synthetischen 3D-Szenen alle Schadensmuster modelliert, die im realen Datensatz zu erwarten sind. Die möglichen Schadensmuster für die verschiedenen Schadensgrade ergeben sich aus den entwickelten Schadenskatalogen für die unterschiedlichen Materialien (siehe Kapitel IV.1.2). Virtuelle Trainingsdaten mit generischen Schadensmustern ermöglichen einen geographischen und datenbezogenen Transfer. [196, 197]

Abbildung IV.11 zeigt eine Übersicht über die Schritte des entwickelten Ansatzes zur Klassifizierung von Gebäudeschäden in photogrammetrischen realen Punktwolken auf Basis eines Modells des maschinellen Lernens, welches mithilfe von simulierten Laserscanning-Punktwolken trainiert wird. Im ersten Schritt werden simulierte Trainingsdaten durch virtuelles Laserscanning in der Open-Source-Software HELIOS++ (Heidelberg LiDAR Operations Simula-

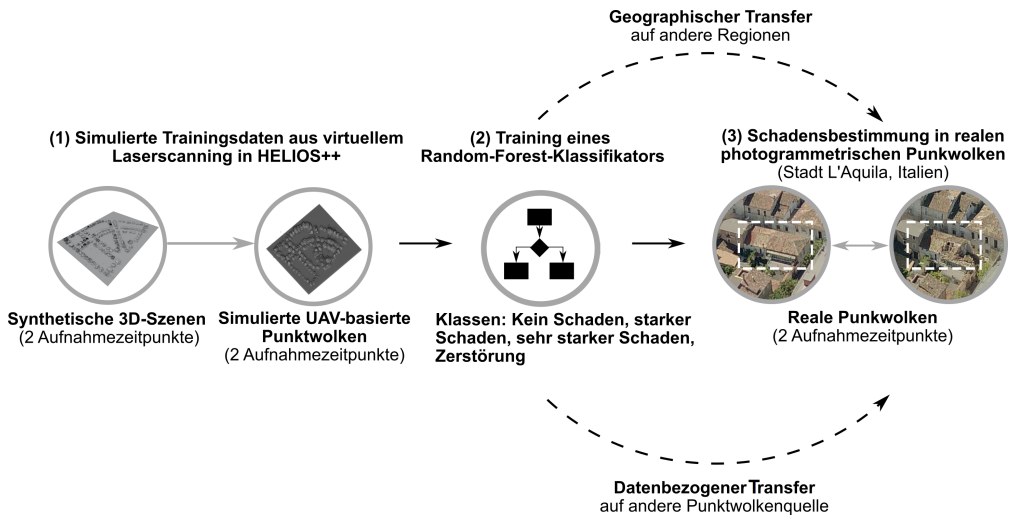


Abbildung IV.11: Schritte des automatischen Ansatzes zur Klassifizierung von Gebäudeschäden in photogrammetrischen realen Punktwolken auf Basis eines Modells des maschinellen Lernens, welches mithilfe von simulierten Laserscanning-Punktwolken trainiert wird [196, 197]

tor ++) [188] generiert. Dazu werden synthetische 3D-Szenen für den Zustand vor und nach dem Erdbeben modelliert. Vor dem Erdbeben befinden sich die Gebäude in einem intakten Zustand. Nach dem Erdbeben werden mögliche Schadensmuster in den Gebäuden entsprechend des untersuchten Schadensgrades modelliert. Somit liegen die 3D-Szenen für zwei Aufnahmezeitpunkte, vor und nach dem Erdbeben, vor. Für diese 3D-Szenen werden simulierte UAV-basierte Punktwolken mittels virtuellem Laserscanning in HELIOS++ [188] generiert. Die erzeugten Punktwolken werden in HELIOS++ automatisch annotiert. Indem die Punktwolken für beide Aufnahmezeitpunkte generiert werden, stehen multitemporale Punktwolken als Trainingsdaten zur Verfügung. Im zweiten Schritt wird ein *Random-Forest*-Klassifikator für die Klassifizierung in unterschiedliche Schadensgrade trainiert. Die Klassifikation erfolgt in Anlehnung an die entwickelten Schadenskataloge (siehe Kapitel IV.1.2). Dabei werden vier Klassen bzw. Schadensgrade unterschieden: *Kein Schaden*, *Starker Schaden*, *Sehr starker Schaden* und *Zerstörung*. *Leichter* und *mäßiger Schaden* werden nicht berücksichtigt, da die geometrische Darstellung ihrer repräsentativen Schadensmuster, wie Rissbreiten im Millimeterbereich und geringe lokale Abplatzungen, eine höhere geometrische Auflösung in den Punktwolken erfordert, als eine typische UAV-basierte Aufnahme nach einem Erdbeben erwarten lässt. Im dritten Schritt wird mithilfe des trainierten Klassifikators die Schadensklassifizierung in realen photogrammetrischen Punktwolken durchgeführt. Bei dem nachfolgend beschriebenen Beispiel handelt es sich um reale Punktwolken der italienischen Stadt L'Aquila vor und nach dem Erdbeben im April

2009. Der entwickelte Ansatz ermöglicht zwei Arten der Übertragbarkeit (Abbildung IV.11). Einerseits einen geographischen Transfer auf andere Regionen, da der Klassifikator mithilfe von virtuellen Trainingsdaten (VLS) mit generischen Schadensmustern trainiert und anschließend auf regionsspezifische reale Punktwolken angewendet wird. Andererseits handelt es sich um einen datenbezogenen Transfer, da die Trainingsdaten aus dem Laserscanning stammen, während die Anwendungsdaten aus der Photogrammetrie abgeleitet werden. [196, 197]

Der entwickelte Ansatz zur änderungsbasierten Schadensbestimmung wird anhand eines realen Datensatzes multitemporaler photogrammetrischer Punktwolken der Stadt L'Aquila evaluiert. Die verwendeten Daten stellen einen Teilausschnitt des L'Aquila-Datensatzes dar, welcher manuell und expertenbasiert gelabelt wurde. Das Ziel dieser Untersuchung besteht darin zu prüfen, ob der Klassifikator, der auf simulierten Laserscanning-Punktwolken trainiert wird, erfolgreich für die Detektion von Gebäudeschäden (binär) und für die detaillierte Klassifikation unterschiedlicher Schadensgrade aus den Schadenskatalogen (siehe Kapitel IV.1.2) eingesetzt werden kann. Eine ausführliche Beschreibung des Ansatzes findet sich in [196]. [196, 197]

Um die Bedeutung der regionsspezifischen Trainingsdaten zu untersuchen, werden zwei Arten von virtuellen 3D-Szenen im Zustand vor und nach dem Ereignis erzeugt. Eine regionsspezifische Szene für L'Aquila mit den entsprechenden Charakteristiken für Gebäudetypen, Materialien und Schäden sowie eine generische Szene für kleine bis mittelgroße europäische Städte mit unterschiedlichen Gebäudetypen (vom Einfamilienhaus bis zum großen Mehrfamilienhaus), Materialien (Mauerwerk und Stahlbeton) und Anordnungen (enge oder lockere Bebauung) sowie entsprechend vielfältigen Schadensmustern. Die Modellierung der Schäden an den Gebäuden für die Schadensgrade *Stark*, *Sehr Stark* und *Zerstörung* basiert auf den entwickelten Schadenskatalogen (Kapitel IV.1.2). Die von außen sichtbaren Schäden werden als geometrische Eigenschaften manuell in den beschädigten Gebäuden modelliert. Für den Schadensgrad *Stark* zählen dazu die Separation von tragenden Bauteilen, großflächige Abplatzungen, partieller Einsturz von nichttragenden Bauteilen, starke Beschädigungen des Dachs und große Rissbreiten. Der Schadensgrad *Sehr Stark* umfasst die Schiefstellung und den Einsturz eines oder mehrerer Geschosse, den *pancake collapse* sowie das teilweise Umkippen des Gebäudes. Für den Schadensgrad *Zerstörung* wird der Einsturz des gesamten Gebäudes auf unterschiedliche Art und Weise, der Schutthaufen und das Umkippen des gesamten Gebäudes untersucht. Abbildung IV.12 zeigt die 3D-Szenen und Beispiele für die modellierten Schäden der vier untersuchten Schadensgrade. [196]

Die Klassifizierung basiert auf geometrischen Änderungsmerkmalen in den Punktwolken, die aus der Differenz zwischen dem Merkmalswert eines Punkts vor dem Ereignis und dem Merk-

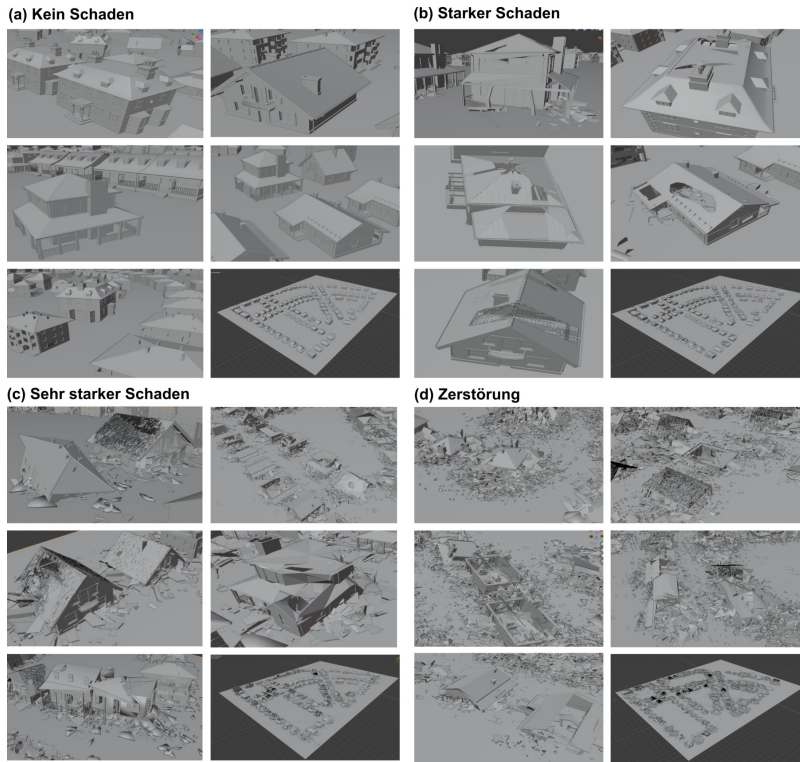


Abbildung IV.12: 3D-Szenen und Beispiele modellierter Schäden für die vier untersuchten Schadensgrade zur Generierung von Trainingsdaten für den automatischen Klassifizierungsansatz [196, 197]

malswert des nächstgelegenen Punkts nach dem Ereignis berechnet werden. Dazu gehören unter anderem Krümmung, Ebenheit, Oberflächenvariation, Rauheit und Vertikalität. Für die Klassifikation werden jedoch nur objektspezifische Merkmale verwendet, die als robust gegenüber den Eigenschaften der beiden Punktwolkentypen angesehen werden. Für weitere Informationen wird auf Zahs et al. [196] verwiesen. Es werden vier Klassifikatoren trainiert, um die Eignung verschiedener Trainingsdatensätze zu untersuchen. Die Klassifikatoren werden auf Basis von (1) generischen VLS-Punktwolken, (2) regionsspezifischen VLS-Punktwolken, (3) generischen VLS-Punktwolken und realen regionsspezifischen photogrammetrischen Punktwolken sowie auf (4) realen regionsspezifischen photogrammetrischen Punktwolken trainiert. Die realen photogrammetrischen Punktwolken basieren auf den Datensätzen von L'Aquila vor dem Erdbeben (30.08.2008) und nach dem Erdbeben (29.04.2009) im April 2009. Es wird unter anderem untersucht, wie sich nicht regionsspezifische Trainingsdaten auf die Klassifikationsgenauigkeit auswirken, um die Übertragbarkeit zwischen geographischen Regionen zu bewerten. Da die

Schäden manuell in den 3D-Gebäudemodellen modelliert werden, profitiert der entwickelte Ansatz davon, dass *Random-Forest*-Klassifikatoren einen geringeren Bedarf an Trainingsdaten haben als *Deep-Learning-Modelle* [22]. [196]

Zur Bewertung der Eignung des Ansatzes werden verschiedene Metriken für die Klassifikation der unterschiedlichen Schadensgrade und eine Gesamtgenauigkeit für die Unterscheidung zwischen beschädigten und unbeschädigten Gebäuden verwendet: *Precision*, *Recall*, *F1-Score* und *Overall accuracy*. Die *Overall accuracy* (Gesamtgenauigkeit) gibt den Anteil der korrekten Vorhersagen eines Modells an. Die *Precision* (Präzision) gibt das Verhältnis der wahren positiven Ergebnisse an, die vom Modell korrekt vorhergesagt werden. Der *Recall* (Sensitivität) zeigt, wie gut das Modell positive Ergebnisse identifizieren kann. Der *F1-Score* (F-Maß) kombiniert *Recall* und *Precision*, da er ein harmonisches Mittel der beiden Metriken ist. [114, 165, 196]

Bei der Anwendung auf den Evaluierungsdatensatz mit den realen photogrammetrischen Punktwolken liefern alle Klassifikatoren hohe Klassifikationsgenauigkeiten für die unterschiedlichen Schadensgrade (Gesamtgenauigkeit: 91,2 % – 96,8 %, F1-Score: 73,2 % – 94,6 %). Die genauen Werte für alle Metriken finden sich in Zahs et al. [196]. Verwechslungen zwischen den Klassen treten bei allen Klassifikatoren hauptsächlich zwischen benachbarten Schadensgraden auf. Nur wenige unbeschädigte Gebäude werden von allen Klassifikatoren als stark beschädigt oder umgekehrt eingestuft, das heißt signifikant unterschiedliche Schadensgrade werden nicht erkannt. Die Ursache hierfür kann darin liegen, dass die Schäden nicht deutlich genug als geometrische Veränderung in den Punktwolken erkennbar sind, oder dass sie verdeckt sind und somit nicht eindeutig von keinem Schaden zu differenzieren sind. Die automatische Klassifikation unterscheidet sich somit von Experten, welche die Merkmale visuell wahrnehmen können. Die Verwendung generischer simulierter Trainingsdaten führt zu guten Klassifizierungsergebnissen für alle Schadensgrade mit einer Gesamtgenauigkeit zwischen 92,0 % und 95,1 %. Die Verwendung regionsspezifischer simulierter Trainingsdaten anstelle generischer simulierter Trainingsdaten zeigt keine Verbesserung. Auch die Verwendung realer Trainingsdaten verbessert die Klassifikationsgenauigkeit nur geringfügig (Gesamtgenauigkeit: < +2 %, F1-Score: < +3 %). Bei der binären Unterscheidung von beschädigten und unbeschädigten Gebäuden erreicht der VLS-Klassifikator eine Gesamtgenauigkeit von 95 %. Bei Verwendung realer regionsspezifischer Trainingsdaten ist die Gesamtgenauigkeit nur geringfügig höher (< +2 %). Die Ergebnisse zeigen, dass der Klassifikator, der ausschließlich auf generischen simulierten Daten trainiert wird, hohe Klassifikationsgenauigkeiten erreicht und somit eine hohe Übertragbarkeit auf unbekannte Regionen aufweist. Für die vorliegende Klassifikationsaufgabe ist der Vorteil der Verwendung regionsspezifischer Trainingsdaten gering. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich die betrachteten Schadensmuster für verschiedene Gebäudetypen und Konstruktionsarten

nicht wesentlich unterscheiden. Die auf Basis des generischen simulierten Trainingsdatensatzes gelernten Veränderungsmerkmale können daher für die Schadensbewertung in Datensätzen mit unterschiedlichen Standortmerkmalen und Aufnahmeverfahren verwendet werden. Dieses Ergebnis ist wichtig für die Durchführung von Rettungsmaßnahmen, da beschädigte Gebäude mit hoher Wahrscheinlichkeit erkannt und den Schadensgraden korrekt zugeordnet werden können. [196, 197]

Die hohen Klassifikationsgenauigkeiten zeigen einerseits die Anwendbarkeit und Übertragbarkeit der Methode auf Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren, die zum Training (VLS) und zur Anwendung (reale Photogrammetrie) des Modells für die Schadensbewertung verwendet werden. Dies wird durch die Verwendung einer Reihe generischer objektspezifischer Änderungsmerkmale, die Schadensmuster sowohl in den simulierten Laserscanning-Punktwolken als auch in den realen Punktwolken charakterisieren, ermöglicht. VLS erzeugt somit realistische, beschriftete Trainingsdaten für die jeweilige Klassifizierungsaufgabe. Andererseits zeigen die Ergebnisse eine geographische Übertragbarkeit eines überwachten Modells des maschinellen Lernens, das ausschließlich auf simulierten Trainingsdaten trainiert wird, auf einen ungesesehenen realen Datensatz mit spezifischen Standortmerkmalen. Die Integration der verschiedenen möglichen Schadensmuster spielt dabei eine wichtige Rolle. Die Schadenskataloge enthalten generische Schadensmerkmale, die materialspezifisch sind, aber für viele Gebäudearten gelten. Außerdem erfüllen die Schadenskataloge die Voraussetzung, dass eindeutige, von außen sichtbare Schadensmuster für jeden Schadensgrad definiert werden, damit der Klassifikator die Merkmale unterscheiden kann. Die Schadenskataloge bieten somit eine geeignete Grundlage für die Generierung von generischen, simulierten Trainingsdaten. Die entwickelte Methode ist ein geeigneter Ansatz für eine zeitnahe Schadensbewertung im Rahmen der Erdbebenbewältigung. In der praktischen Anwendung kann ein wertvoller Zeitgewinn für Rettungsmaßnahmen nach einem Erdbebenereignis erzielt werden, da entsprechende Klassifikatoren vorab trainiert werden können. Sobald erste Daten aus UAV-Flügen verfügbar sind, können die Klassifikatoren ohne zeitliche Verzögerung zur Schadensbestimmung eingesetzt werden.

Die Auswertung der Methode zeigt, dass die Schadenskataloge erfolgreich umgesetzt und angewendet werden, um mit dem automatischen, änderungsbasierten Ansatz mit hoher Genauigkeit zwischen beschädigten und unbeschädigten Gebäuden zu unterscheiden sowie hohe Schadensgrade zu klassifizieren. Die Schadenskataloge dienen folglich als Schnittstelle zwischen ingenieurwissenschaftlichem Wissen und automatischen Algorithmen zur 3D-Datenanalyse.

IV.2.2 Crowdsourcing-basierte Schadensklassifizierung

Die Detektion zerstörter Gebäude auf Basis von Luft- und Satellitenbildern stellt eine weit verbreitete Crowdsourcing-Aufgabe dar. Daten von beschädigten und zerstörten Gebäuden wurden bereits mehrfach nach Naturkatastrophen von tausenden Freiwilligen erhoben und für das Katastrophenmanagement genutzt [18, 62, 95, 149, 187]. Der Umgang mit der Heterogenität nutzergenerierter Geodaten hinsichtlich Qualität und Detaillierungsgrad stellt jedoch eine Herausforderung dar. Im Folgenden wird der Stand der Forschung zu Ansätzen zur Crowdsourcing-basierten Schadensklassifikation dargelegt (Kapitel IV.2.2.1) und die in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg entwickelte Anwendung (Crowdmap-Webservice [80]) vorgestellt, welche auf Basis der entwickelten Schadenskataloge (siehe Kapitel IV.1.2) eine Crowdsourcing-basierte Schadensklassifizierung ermöglicht (Kapitel IV.2.2.2). Der Fokus liegt dabei auf der Umsetzung bzw. Anwendung der Schadenskataloge.

IV.2.2.1 Ansätze zur Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierung

Nach einem Erdbeben kann eine signifikante Anzahl von Gebäuden beschädigt oder zerstört sein. Aufgrund der geringen Anzahl an Experten, die vor Ort verfügbar sind, um die Schäden zu begutachten, kann es Wochen bis Monate dauern, bis die Beurteilung der Gebäude abgeschlossen ist. Aus diesem Grund wurden bereits in der Vergangenheit nach Erdbeben Crowdsourcing-Methoden eingesetzt, bei denen viele Freiwillige die wenigen Experten unterstützen [18, 95, 149]. Der Begriff *Crowdsourcing* wird erstmals im Jahr 2006 von Howe [85] verwendet und definiert eine Geschäftstätigkeit, bei der eine Tätigkeit an die Menschenmenge ausgelagert wird [169]. Im heutigen Sinne handelt es sich um eine Art von partizipativer Online-Aktivität, bei der eine heterogene Gruppe von Personen eine freiwillige Aufgabe unterschiedlicher Komplexität übernimmt [169].

Crowdsourcing-Kampagnen sind mit drei miteinander verknüpften Herausforderungen verbunden, die gleichzeitig die Schritte für eine erfolgreiche Umsetzung darstellen [18]: (1) Die Zerlegung der Gesamtaufgabe in einzelne Komponenten (*Micro-Tasks*, Mikroaufgaben), (2) die Organisation und Motivation einer großen Gruppe zur Mitarbeit und (3) die Kombination und Aggregation der möglicherweise qualitativ unterschiedlichen Antworten zu einer Gesamtlösung (Konsens). Im ersten Schritt sollte eine große Gesamtaufgabe in kleine, überschaubare Mikroaufgaben zerlegt werden, sodass der Nutzer diese in kurzer Zeit, beispielsweise innerhalb von Sekunden [81], lösen kann und dennoch das Gefühl hat, einen sinnvollen Beitrag zu leisten.

Zweitens sollte die Crowdsourcing-Anwendung ansprechend und leicht verständlich sein, um eine große Anzahl von Nutzern anzusprechen und sie zu ermutigen, präzise Beiträge zu leisten. Im letzten Schritt, nachdem die Beiträge der Nutzer gesammelt wurden, ist es wichtig, die Qualität der Beiträge zu unterscheiden und sie zu einer endgültigen, zuverlässigen Lösung zu kombinieren. Dabei können einfache Methoden wie die Mittelwertbildung, aber auch komplexe statistische Verfahren zum Einsatz kommen. Die Heterogenität der nutzergenerierten Geodaten in Bezug auf Qualität und Detaillierungsgrad stellt eine Schwierigkeit dar. Die Anforderungen an die Datenqualität sind in Abhängigkeit vom Verwendungszweck zu definieren und müssen anwendungsspezifisch bewertet werden [131]. Es existieren Ansätze zur intrinsischen Qualitätsbewertung [6, 19, 170], bei denen die Maße aus den Daten selbst gewonnen werden und die Datenqualität eines Datensatzes anhand der Elemente innerhalb des Datensatzes bewertet wird. Diese Ansätze sind jedoch noch nicht hinreichend erforscht und nicht für den Einsatz in einem realen Katastrophenszenario implementiert. Referenzdatensätze für eine extrinsische Qualitätsanalyse sind insbesondere im Katastrophenfall in der Regel stark eingeschränkt verfügbar. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sowohl die zur Verfügung stehende Zeit als auch die Ressourcen für die Sammlung und Aufbereitung der Daten begrenzt sind sowie die Qualität der Daten zunächst geprüft werden muss. Eine weitere Herausforderung besteht in der Ausbildung und Unterstützung der Freiwilligen, sodass sie in der Lage sind, komplexere Aufgaben zu lösen. Die Bereitstellung adäquater Schulungsmaterialien ist hierfür unabdingbar. [18, 197]

Im Kontext der Klassifizierung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben kann die menschliche Fähigkeit zur visuellen Interpretation von Schäden als Grundlage für eine bildbasierte Schadensbewertung herangezogen werden. Die zunehmende Verfügbarkeit von UAV-Aufnahmen in höherer Auflösung (siehe Kapitel IV.2.1.1) erlaubt zudem detaillierte Auswertungen geringerer Schäden. Bei hochauflösenden Aufnahmen lassen sich mit Zoomfunktion Rissbreiten ab 1 mm erkennen. Die Einbindung freiwilliger Nutzer ermöglicht die Erledigung zahlreicher Aufgaben durch eine große Gruppe in kurzer Zeit. Weiterhin ist bei einer Online-Anwendung keine physische Präsenz der Freiwilligen vor Ort erforderlich, wie dies bei einer Begehung durch Experten der Fall ist. Dies resultiert in räumlichen und zeitlichen Vorteilen.

Darüber hinaus können Crowdsourcing-Ansätze automatische Ansätze sinnvoll ergänzen. Automatische Ansätze können schnelle und objektive Ergebnisse liefern, sind jedoch aufgrund der geometrischen Auflösung der Aufnahmen und Punktwolken meist nicht in der Lage, geringe Schäden zu erkennen und zu klassifizieren (siehe Kapitel IV.2.1.2). Bei einer hinreichenden Bildqualität ist der Mensch jedoch sehr gut in der Lage, feine Risse visuell zu erkennen und zu klassifizieren. Zudem können nutzergenerierte Daten zur Validierung und zum Training von automatischen Klassifikationsverfahren herangezogen werden. [197]

IV.2.2.2 Entwickelter Crowdmap-Webservice zur Umsetzung der Schadenskataloge

Im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI [106, 108, 109, 195, 197] wurden in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg die genannten Herausforderungen untersucht und ein webbasierter Crowdsourcing-Ansatz (Crowdmap-Webservice [80]) zur bildbasierten Detektion und Klassifizierung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben entwickelt. Da Mikroaufgaben gelöst werden, wird die Anwendung bzw. Klassifizierung auch als *Micro-Mapping* bezeichnet.

Die Schadensanalyse basiert auf UAV-Übersichtsaufnahmen und detaillierten UAV-Bilddaten des betroffenen Gebiets sowie den Kriterien für die Unterscheidung mehrerer Schadensgrade, die in den Schadenskatalogen (siehe Kapitel IV.1.2) enthalten sind. Die Übersichtsaufnahmen weisen eine große räumliche Abdeckung und eine mittlere bis niedrige räumliche Auflösung auf, während die Detailaufnahmen eine geringere räumliche Abdeckung und eine hohe räumliche Auflösung aufweisen. Die Schadenskataloge dienen als Grundlage für ein aufschlussreiches Tutorial und die Gestaltung der Klassifizierungsaufgaben. Es werden Methodiken zur binären Schadensdetektion und zur mehrklassigen Schadensgradbewertung entwickelt. Der webbasierte Ansatz ist somit für verschiedene Aufgabentypen und Schäden anwendbar.

In Übereinstimmung mit dem mehrstufigen Prozess der Datenerfassung und Schadensbewertung (siehe Kapitel II.3) erfolgt die Ermittlung von Schäden im Crowdmap-Webservice anhand von zwei Aufgabentypen: (1) Schadensdetektion (Schaden/kein Schaden) auf Basis von UAV-Übersichtsaufnahmen und (2) detaillierte Schadensklassifikation in fünf Schadensgrade (*Leicht*, *Mäßig*, *Stark*, *Sehr Stark*, *Zerstörung*) auf Basis von UAV-Detailaufnahmen. Zu einem Gebäude können mehrere Aufnahmen vorliegen, die separat und unabhängig voneinander in verschiedenen Micro-Mapping-Aufgaben bewertet werden. Jede Aufgabe wird von mehreren (mindestens drei) Nutzern bearbeitet, um ein möglichst aussagekräftiges Ergebnis zu erzielen. [105, 197]

Zur Unterstützung und als Entscheidungsgrundlage für die Anwender der Micro-Mapping-Methodik wird ein umfangreiches Tutorial [108] entwickelt, das die für die Schadensklassifizierung relevanten Schadensgrade und Schadensmuster anhand von Beschreibungen und Beispielbildern verständlich aufbereitet und strukturiert. Dadurch sollen die Teilnehmenden bei der Schadensbestimmung unterstützt werden. Zunächst wird eine Übersicht zur Einordnung vorliegender Schäden gegeben, um allen Nutzern mit unterschiedlichen Vorkenntnissen einen Überblick zu verschaffen. Im folgenden Abschnitt werden die Details beschrieben, die sich auf die verschiedenen Schadensmuster und Schadensausprägungen je nach Material beziehen. Der letzte Teil beinhaltet detaillierte Informationen über Rissbreiten und deren Nutzung als unter-

stützende Information für die Schadensklassifizierung. Insbesondere zur Abschätzung geringer Rissbreiten können die Beispielbilder zum Vergleich herangezogen werden. Die Struktur und Konzeption des Tutorials geht auf die Herausforderung ein, eine Entscheidungsgrundlage für kleine und einfache Aufgaben für alle Nutzer mit unterschiedlichem Vorwissen bereitzustellen und gleichzeitig eine genaue und korrekte Schadensklassifikation aus Sicht des Erdbebeningenieurwesens zu gewährleisten. Das Tutorial kann sowohl als Trainingsmaterial vor der eigentlichen Schadensbeurteilung als auch während der Schadensklassifizierung als Hilfestellung für konkrete Aufgaben verwendet werden. [105, 197]

Die Anwendung des entwickelten Crowdmap-Webservice wurde in regelmäßigen Workshops mit verschiedenen Nutzergruppen mit unterschiedlichen Hintergründen und Expertisen im Bereich Katastrophenhilfe und Erdbebenbewältigung getestet, beispielsweise mit dem Deutschen Roten Kreuz, dem Technischen Hilfswerk, der Integrierten Leitstelle und lokalen Behörden. Darüber hinaus erfolgte eine Evaluation des Crowdmap-Webservices und des Tutorials mithilfe einer fragebogenbasierten Methode zur Evaluierung partizipativer Methoden nach Ballatore et al. [17]. Durch regelmäßiges Feedback wurden der webbasierte Ansatz, die Benutzeroberfläche und das Tutorial iterativ optimiert und an die Bedürfnisse der Nutzer angepasst. [105, 197]

In den durchgeführten Workshops werden sowohl die binäre Schadensdetektion als auch die Klassifikation in die verschiedenen Schadensgrade mittels des Crowdmap-Webservice getestet. Abbildung IV.13 zeigt die Benutzeroberfläche des Crowdmap-Webservice [80]: links die binäre Schadensdetektion und rechts die Klassifikation in verschiedene Schadensgrade.

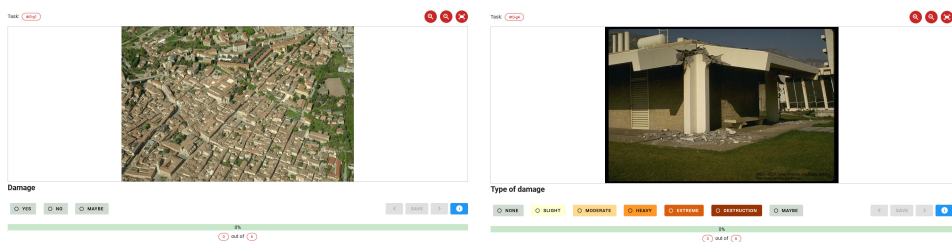


Abbildung IV.13: Benutzeroberfläche des Crowdmap-Webservice [80]: links die binäre Schadensdetektion und rechts die Klassifikation in verschiedene Schadensgrade [197]

Bei der binären Schadensdetektion wird die Aufgabe gestellt, ob ein Schaden vorhanden ist. Die Antwortmöglichkeiten umfassen die Optionen *Yes*, *No* und *Maybe* (Abbildung IV.13 links). Das zu beurteilende ÜbersichtsBild wird angezeigt und es besteht die Möglichkeit, hineinzuzoomen. Zusätzlich wird der Fortschritt der bearbeiteten Aufgaben in Prozent und Anzahl angezeigt. Die Auswertung der Ergebnisse der binären Klassifikation zeigt im Allgemeinen,

dass die Antworten unterschiedlich differenziert ausfallen und die Antwortmöglichkeit *Maybe* nur selten verwendet wird. Die Genauigkeit der binären Schadensbewertung wird anhand eines Experten-Referenzdatensatzes evaluiert. Es zeigt sich, dass starke Schäden in der Regel von allen Nutzern erkannt werden. Bei sehr hohen Übersichtsflügen, das heißt bei einer geringeren räumlichen Auflösung der UAV-Bilder, können trotz Zoomfunktion vorhandene Schäden nicht immer erkannt werden. Dies gilt insbesondere für Schäden, die nur in kleinen Ausschnitten des dargestellten Bildes oder nur an Teilen eines Gebäudes auftreten, beispielsweise an Fassaden oder Dächern. Bei der Interpretation der Ergebnisse der binären Schadensdetektion durch die Micro-Mapping-Anwendung ist zu beachten, dass Schäden auch dann vorhanden sein können, wenn sie vom Anwender nicht erkannt werden. In solchen Fällen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass das vorhandene Schadensausmaß eher gering ist. Die Ergebnisse dieses Aufgabentyps erlauben eine erste Einschätzung der Schäden in Gebieten, in denen eine großflächige Verteilung hoher Schadensgrade vorliegt. [105, 197]

Bei der Klassifizierung der verschiedenen Schadensgrade werden detaillierte UAV-Schadensaufnahmen einzelner Gebäude gezeigt und die Aufgabe gestellt, den Schadensgrad zu bestimmen. Dabei werden die fünf Schadensgrade der Schadenskataloge durch die Antwortmöglichkeiten *None*, also kein Schaden, und *Maybe* ergänzt (Abbildung IV.13 rechts). Auch hier stehen Zoomfunktion und Fortschrittsanzeige zur Verfügung. Die Ergebnisse dieses Aufgabentyps werden ebenfalls mithilfe eines Expertenreferenzdatensatzes ausgewertet. Die Evaluierung zeigt, dass insbesondere bei einer geringen Anzahl von Nutzern, die sich über den vorherrschenden Schadensgrad einig sind, der Schadensgrad dennoch falsch sein kann. Darüber hinaus können Einzelergebnisse auch bei geringer Übereinstimmung richtig sein. Daher ist eine Auswertung auf Basis der Übereinstimmung der Einzelantworten hier nicht zielführend. In solchen Fällen ist es sinnvoller, die Antwort mit der höchsten Wahrscheinlichkeit und die Streuung der Antworten zu berücksichtigen. Die Ergebnisse der Tests zeigen, dass häufig benachbarte Schadensgrade gewählt werden, also ein Schadensgrad, der entweder unterhalb oder oberhalb des korrekten Schadensgrades liegt. Dadurch kann eine Tendenz oder ein Bereich der Schädigung angegeben werden. Außerdem streuen die Antworten deutlich, wenn die Fotos nicht eindeutig sind und verschiedene Schadensgrade enthalten. Daher ist auch hier die Streuung eine gute zusätzliche Auswertungsvariante. Nachfolgend sind Klassifikationsergebnisse für die einzelnen Schadensgrade dargestellt. Insgesamt zeigen die Schadensgrade *Leicht* und *Zerstörung* einen hohen Anteil richtiger Antworten (79 % über 15 Fotos, 92 % über 12 Fotos), wohingegen die mittleren Schadensgrade stärker streuen (51 % – 62 % richtige Antworten über jeweils 15 Fotos). Der Schadensgrad *Leicht* wird in den meisten Fällen richtig eingestuft (79 % über 15 Fotos). Fehlklassifizierungen resultieren überwiegend aus einer falschen Zuordnung zum nächsthöhe-

ren Schadensgrad *Mäßig* und selten zu höheren Schadensgraden. In Abbildung IV.14 (A) [64] ist ein Foto für den Schadensgrad *Leicht* dargestellt, der überwiegend als *Mäßig* klassifiziert wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Größe der Risse und Abplatzungen schwer abzuschätzen ist, da die gesamte Fassade abgebildet ist. Diese Fehlklassifizierung in den Schadensgrad *Mäßig* kann für viele Anwendungsfälle als akzeptabel angesehen werden, da es eine konservativere Bewertung des Schadens darstellt. Auch für Experten, insbesondere aber für Freiwillige, ist es schwierig, anhand von Einzelbildern zu beurteilen, ob bestimmte Rissgrößen und Rissmuster sowie Abplatzungen noch einen *leichten Schaden* charakterisieren.



Abbildung IV.14: Beispielfotos für schwer zu lösende Klassifizierungsaufgaben im Crowdmap-Webservice [80]: (A) *Leichter Schaden* [64], (B) *mäßiger Schaden* [134], (C) *starker Schaden* [134], (D) *sehr starker Schaden* [134] und (E) *Zerstörung* [134]

Bei Bildern des Schadensgrades *Mäßig* werden oftmals mehr als 50 % der Bilder richtig klassifiziert (62 % richtige Antworten über 15 Fotos). Fehlklassifizierungen treten in Form einer Einstufung in einen höheren (*Stark*) oder niedrigeren (*Leicht*) Schadensgrad je nach Foto auf. Die für eine korrekte Klassifizierung relevanten Rissbreiten werden häufig unterschätzt, wenn sie im Bild mit der gesamten Gebäudefassade dargestellt werden. So werden Risse visuell erkannt, aber nicht immer richtig dem Schadensgrad *Mäßig* zugeordnet. Dies ist beispielsweise in Abbildung IV.14 (B) [134] zu sehen, wo der Schadensgrad meist als *Leicht* eingestuft wird. Der Schadensgrad *Stark* ist am schwierigsten (51 % richtige Antworten über 15 Fotos) und wird oftmals in die benachbarten Schadensgrade *Mäßig* und *Sehr Stark* fehlsklassifiziert. Die Schäden werden dabei häufiger unterschätzt als überschätzt. Dies ist ebenfalls auf die Unterschätzung der Rissbreiten zurückzuführen, die nicht als kritisch genug angesehen werden, um den Schadensgrad *Stark* auszuweisen. Weiterhin erweist sich die Einschätzung von Schäden an nichttragenden Bauteilen sowie deren Abgrenzung zu tragenden Bauteilen für die Freiwilligen trotz des bereitgestellten Tutorials als herausfordernd. In Abbildung IV.14 (C) [134] wird die freigelegte und ausgeknickte Bewehrung nicht erkannt, sodass aufgrund der Risse und Abplatzungen die Klassifizierung in Richtung *Mäßig* tendiert. Bei dem Schadensgrad *Sehr Stark* (59 % richtige Antworten über 15 Fotos) dominiert bei den Fehlsklassifizierungen die Tendenz zur Unterschätzung des Schadens, bei der Schäden fälschlicherweise als *Stark* oder *Mäßig* klassifiziert werden. Es wird davon ausgegangen, dass Schäden nicht als *Sehr Stark* klassifiziert werden, da ihre Bedeutung für die Tragfähigkeit von Anwendern ohne bauingenieurtechnische Kenntnisse nicht erkannt wird (siehe Abbildung IV.14 (D) [134]). Der Schadensgrad *Zerstörung* wird überwiegend richtig klassifiziert (92 % richtige Antworten über 12 Fotos). Wenige Fehlsklassifizierungen treten auf, wenn noch Gebäudeteile im Bild erkennbar sind oder das Bild nicht eindeutig ist. Abbildung IV.14 (E) [134] zeigt beispielsweise ein komplett umgekipptes Gebäude, das nicht immer als solches identifiziert wird und somit die Antworten deutlich streuen. Zusammenfassend lässt sich sagen, dass niedrige Schadensgrade (*Leicht*) und hohe Schadensgrade (*Zerstörung*) von allen Nutzergruppen mit hoher Genauigkeit klassifiziert werden. Schwierigkeiten bei der korrekten Klassifizierung treten bei mittleren Schadensgrade auf, was auf das Erkennen und Interpretieren von Rissgrößen und Schadensmustern, wie in den gezeigten Bildern in Abbildung IV.14, zurückzuführen ist. Da jedoch meist benachbarte Schadensgrade gewählt werden, lässt sich für diese Schadensgrade ein Schadensbereich ableiten, der sich als hilfreiche Information für die Einsatzkräfte erwiesen hat. [197]

Die gebäudespezifischen Schadensgrade werden aus den Einzelbild-Schadensbewertungen und den unterschiedlichen Aufnahmen pro Gebäude abgeleitet. Jede Micro-Mapping-Aufgabe wird von mehreren (mindestens drei) Nutzern bewertet und die Schadensgrade aller Bilder eines

Gebäudes werden aggregiert. Daraus ergeben sich Wahrscheinlichkeiten für die verschiedenen Schadensgrade. Die ursprüngliche Idee, pro Gebäude nur einen Schadensgrad auszugeben, wird aufgrund von Nutzerrückmeldungen dahingehend angepasst, dass stattdessen die Wahrscheinlichkeiten für jeden Schadensgrad pro Gebäude ausgegeben werden. Dadurch steht Anwendern und Entscheidungsträgern je nach Anwendungszweck eine umfassendere Informationsgrundlage zur Verfügung. [197]

Die Evaluierung des Tutorials zeigt, dass die enthaltenen Informationen für die Klassifizierung sehr hilfreich sind und die Konzeption ihren Zweck erfüllt. Allerdings muss für die vorherige Schulung der Anwender anhand des Tutorials viel Zeit eingeplant werden, damit die Inhalte vor der Bearbeitung der Micro-Mapping-Aufgaben verinnerlicht werden können. Wird das Tutorial während der eigentlichen Bearbeitung nicht genutzt, zeigt sich, dass einige Nutzer den Schadensgrad der im Tutorial enthaltenen Bilder falsch einschätzen, obwohl in den Tutorial-Beispielen der richtige Schadensgrad angegeben ist. Dies verdeutlicht, wie wichtig die Nutzung des Tutorials ist. [197]

Die Ergebnisse mehrerer Workshops zeigen zudem, dass Nutzer mit ingenieurwissenschaftlichem Vorwissen und fachlichem Hintergrund im Bereich Crowdsourcing weniger Schwierigkeiten mit den einzuordnenden Schadensmustern (z. B. Rissbreiten) haben. Vorab-Workshops können genutzt werden, um bestimmte Nutzergruppen mit dem Tutorial und der Anwendung vertraut zu machen. Damit stehen im Schadensfall bereits Nutzergruppen mit Vorkenntnissen zur Verfügung, deren Bewertung bei nicht eindeutigen Schadensbewertungen stärker gewichtet oder als Referenz herangezogen werden kann. Wie der Austausch mit Anwendern aus dem Bereich des Katastrophenschutzes gezeigt hat, verfügen diese teilweise bereits über bestehende Netzwerke von Freiwilligen, die vorab in Workshops mit der Crowdmap-Anwendung geschult und im Schadensfall schnell mobilisiert werden können.

Während der entwickelte automatische Ansatz zur Schadensklassifizierung (siehe Kapitel IV.2.1.2) eine objektive und schnelle Analyse einer großen Anzahl von UAV-Daten ermöglicht, kann die Fähigkeit des Menschen, Details in den Daten visuell zu interpretieren, zur Validierung der automatischen Klassifizierung und als alternative oder komplementäre Methode genutzt werden, wenn der automatische Ansatz einen hohen Grad an Unsicherheit aufweist. Somit kann der entwickelte Crowdmap-Webservice als ergänzende Methode zur Bewertung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben dienen, insbesondere für Gebäude mit geringen Schäden.

Der Crowdmap-Webservice [80] wird vom Heidelberg Institute for Geoinformation Technology (HeiGIT) als Service bereitgestellt und gepflegt, sodass eine nachhaltige und langfristige Nutzung und Weiterentwicklung sichergestellt wird. Die webbasierte Anwendung ermöglicht

die Sammlung, Organisation und Nachbearbeitung einer großen Menge von UAV-Bildern in ihrer Datenbank, auch durch nicht fachkundige Nutzer.

Die Ergebnisse der Aufgaben zur Schadensdetektion und -klassifikation sowie der Fragebögen und das positive Feedback zur Nutzbarkeit des Crowdmap-Webservice durch Anwender im Katastrophenschutz zeigen, dass die entwickelte Anwendung für die visuelle Interpretation von UAV-Bildern durch freiwillige Helfer im Erdbebenfall gut geeignet ist. Der entwickelte Crowdmap-Webservice wird als einfaches und benutzerfreundliches Tool betrachtet. Die Nutzer benötigen lediglich einen Laptop oder ein Smartphone und müssen sich einmalig registrieren. Somit kann eine große Anzahl von Nutzern parallel sowie zeitlich und räumlich ungebunden an der Schadensbewertung in schnellen und einfach zu lösenden Aufgaben teilnehmen. Der Aufgabentyp der binären Schadensdetektion ermöglicht eine überblicksartige Bestimmung hoher Schadensgrade. Im Aufgabentyp der detaillierten Schadensklassifizierung von fünf Schadensgraden werden niedrige und hohe Schadensgrade zuverlässig bestimmt. Schwierigkeiten bestehen bei der Bestimmung mittlerer Schadensgrade, wobei auch hier Tendenzen abgeleitet werden, sodass ein für die Einsatzkräfte hilfreicher Schadensbereich ausgewiesen werden kann. Dies wird insbesondere durch die enge Verknüpfung der interaktiven Micro-Mapping-Anwendung mit den Schadenskriterien aus den entwickelten Schadenskatalogen (Kapitel IV.1.2) in Form des Tutorials erreicht. Die Ergebnisse zeigen eine erfolgreiche Anwendung der entwickelten Schadenskataloge, indem die Inhalte wie beschrieben in den Klassifizierungsaufgaben und dem Tutorial implementiert werden.

IV.2.3 Anwendbarkeit und Grenzen der Schadenskataloge

Wie in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben, können die entwickelten Schadenskataloge (Kapitel IV.1.2) sowohl für die manuelle Beurteilung durch die Begehung von Experten vor Ort verwendet werden als auch die Grundlage für die Anwendung innovativer Methoden bilden. Bei der Anwendung können verschiedene Herausforderungen auftreten. Die Baustoffe und das Tragwerk sind häufig von außen nicht erkennbar, wobei im Schadensfall die Sichtbarkeit teilweise erleichtert wird. Diese Informationen sind jedoch für eine korrekte Schadensbeurteilung im Allgemeinen und insbesondere bei geringen Schadensgraden unerlässlich. Selbst wenn die Informationen vorliegen, können Putze, Wärmedämmverbundsysteme und Fassaden die Schäden an der eigentlichen Tragstruktur verdecken. Daher werden insbesondere bei den niedrigen Schadensgraden die an der Oberfläche sichtbaren Risse und Abplatzungen als Schadenszeichen verwendet, wobei die Bewertung so gewählt wird, dass sie der tatsächlichen Beeinträchtigung

des Tragwerks entspricht. Die Unterscheidung von tragenden und nichttragenden Elementen und damit die korrekte Klassifizierung der entsprechenden Schäden stellt sowohl für Freiwillige als auch für Ansätze des maschinellen Lernens eine Herausforderung dar. Weiterhin sollte die zu bewertende Struktur möglichst aus verschiedenen Perspektiven, sowohl von außen als auch von innen, betrachtet werden, da insbesondere kleine Schäden nicht immer offensichtlich erkennbar sind. Wenn das Gebäude bei UAV-Befliegungen nur von außen aufgenommen wird, kann ein *leichter* Schaden nicht ausgeschlossen werden. Außerdem müssen Risse und Schäden, die bereits vor dem Erdbeben vorhanden waren, berücksichtigt werden. Bei der Beurteilung nach dem Erdbeben werden diese klassifiziert, unabhängig davon, ob sie bereits vorher in diesem oder einem geringeren Ausmaß vorhanden waren, da der aktuelle Zustand nach dem Erdbeben für die Rettungsmaßnahmen und die Standsicherheit beurteilt wird. Führt beispielsweise ein bereits vorhandener Riss zu einer Einstufung in den Schadensgrad *Leicht*, bedeutet dies nicht, dass die Tragfähigkeit des Gebäudes beeinträchtigt ist, Sanierungsmaßnahmen erforderlich sind oder der Eigentümer ein Nutzungsverbot befürchten muss. Hat das Erdbeben jedoch zu einem Wachstum der Rissbreite oder zu einer Vergrößerung des Schadens geführt, wird unabhängig von der Schadensursache die richtige Klassifizierung vorgenommen, um weitere Maßnahmen entsprechend einzuleiten. Bei unsicherer Klassifizierung ist jeweils der konservativere Schadensgrad zu wählen. Es ist jedoch zunächst notwendig, nach Lösungen zu suchen, um eine möglichst realistische Klassifikation zu erreichen. Dies ist insbesondere wichtig, um eine langfristig zu konservative Bewertung des Bauwerks zu vermeiden. Nach einer ersten Beurteilung kann es beispielsweise sinnvoll sein, Verkleidungen oder nichttragende Bauteile zu entfernen, um die tragenden Strukturen freizulegen und sichtbar zu machen. [103]

Die Grenzen der Anwendbarkeit zeigen sich somit insbesondere in Fällen, in denen das Material des Tragwerks von außen nicht erkennbar ist und in denen die Schäden aufgrund der Auflösung der Aufnahmen oder der Fassadenverkleidung des Tragwerks nicht sichtbar sind.

Die zuvor beschriebenen Ergebnisse zeigen eine erfolgreiche Anwendung der Schadenskataloge in der automatischen (Kapitel IV.2.1.2) und Crowdsourcing-basierten (Kapitel IV.2.2.2) Schadensbestimmung sowohl für die binäre Schadensdetektion als auch für die mehrklassige Schadensgradklassifikation.

Die Schadenskataloge, aus denen generische Schadensmuster für ein Training mit simulierten Trainingsdaten abgeleitet werden, bilden die Basis für einen änderungsbasierten Ansatz zur automatischen Schadensklassifizierung in multitemporalen Punktwolken. Der in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg entwickelte Ansatz ermöglicht sowohl einen geographischen Transfer auf andere Regionen als auch eine Verwendung

von Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren zum Training und zur Anwendung. Durch ein mögliches Vorab-Training ergibt sich ein großer Zeitvorteil beim Eintreten des Erdbebens. Der automatische Ansatz ist vor allem für größere, geometrisch deutlich sichtbare Schäden anwendbar, während bei kleineren Schäden, wie beispielsweise Rissen, eine hohe räumliche Auflösung der Punktwolken erforderlich ist und Veränderungen nur schwer zu identifizieren sind.

Die entwickelten Schadenskataloge stellen weiterhin die Grundlage für die in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg entwickelte Anwendung zur Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierung (Crowdmap-Webservice [80]) für die visuelle Interpretation von UAV-Bildern durch Freiwillige dar. Aus den Schadenskatalogen werden die Klassifikationsaufgaben und das Tutorial abgeleitet. Durch die ortsunabhängige Mitarbeit vieler Freiwilliger kann eine deutliche Entlastung der Experten und eine Zeitersparnis erreicht werden. Selbst mit Schulungsmaterialien und Vorab-Schulungen können jedoch nicht alle Fälle von Freiwilligen ohne Hintergrundwissen über Tragstrukturen gelöst werden. Im Sinne des trans- und interdisziplinären Ansatzes (Kapitel II.3) besteht die Möglichkeit, die beiden vorgestellten Methoden zu kombinieren. Gebäude, die in der automatischen Schadensklassifizierung mit hoher Unsicherheit klassifiziert werden, können im Micro-Mapping zusätzlich visuell durch Nutzer mit unterschiedlichem fachlichen Hintergrund und Vorwissen beurteilt werden. Für Gebäude, die weder automatisch noch visuell mit ausreichender Sicherheit klassifiziert werden können, erfolgt eine Weiterleitung zur manuellen Bewertung (im Webservice oder vor Ort) an Experten. Der mehrstufige Bewertungsprozess ermöglicht eine deutliche Reduktion der Anzahl der Bilder und Gebäude, die von Experten begutachtet werden müssen. Dies ermöglicht eine zeitnahe Schadensbeurteilung. Die Kombination und komplementäre Nutzung von Crowdsourcing-basierten Ansätzen mit automatischen Ansätzen zur Schadensbestimmung für Validierungs- oder Trainingszwecke stellt einen wertvollen methodischen Beitrag in diesem Forschungsfeld dar. [197]

Es besteht eine Kompatibilität der Schadenskataloge und der Fragilitätskurven. Die Verwendung der gleichen Schadensgrade sowie die jeweilige Differenzierung anhand globaler und materialspezifischer Kriterien stellen eine wesentliche Gemeinsamkeit dar. Infolgedessen können die beiden Methoden komplementär verwendet werden, sich gegenseitig ergänzen und zur Evaluierung sowie zum Vergleich dienen.

Die vorgestellten Methoden lassen sich auf andere Materialien, Regionen sowie Naturkatastrophen, wie beispielsweise Hochwasser, übertragen. Darüber hinaus ist eine Erweiterung auf andere Infrastrukturen, wie beispielsweise Brücken, sowie auf andere Aufgabentypen,

angepasst je nach Anwendungszweck, möglich. Eine Anpassung der Schadenskriterien und Schadensmuster in den Schadenskatalogen ist hierfür erforderlich. Für die Bewertung anderer Naturkatastrophen ist entsprechendes Expertenwissen notwendig, da abweichende Schadensmuster auftreten können. Das Konzept des Schadenskatalogs sowie der Methoden ist jedoch generell übertragbar.

Die angepassten Schadenskataloge dienen der Ableitung generischer Schadensmerkmale, welche zur Generierung geeigneter simulierter Trainingsdaten verwendet werden, die für die Klassifikation mit dem automatischen änderungsbasierten Ansatz erforderlich sind. Weiterhin besteht die Möglichkeit, die Klassifizierung nicht nur auf Gebäudeebene, sondern auch auf mehrere Teile eines Gebäudes anzuwenden. Ein großer Gebäudekomplex kann beispielsweise mehrere unterschiedliche Schadensgrade aufweisen.

Die Implementierung des Crowdmap-Webservice in nachhaltige Softwareprojekte ermöglicht eine Weiterentwicklung. Der Webservice kann gleichermaßen für andere Schäden, Infrastrukturen oder Naturkatastrophen genutzt werden. Hierfür ist eine Anpassung des Tutorials und der Beispielaufnahmen notwendig, da sich die Schäden unterscheiden können. Zudem kann der Crowdmap-Webservice auch für andere Aufgabentypen eingesetzt werden. Dazu müssen die Aufgabenstellung, die Antwortmöglichkeiten, das Training und das Schulungsmaterial entsprechend angepasst werden. Der Webservice wird bereits zur Detektion von Permafrostböden oder Straßenbelägen sowie zur Kartierung von Gebäuden und Strommasten verwendet [80].

Dies zeigt, dass die Integration ingenieurwissenschaftlichen Wissens in die Entwicklung innovativer Methoden, wie automatische Algorithmen zur 3D-Datenanalyse oder Crowdsourcing-basierte Klassifikation, zu einem breiten Anwendungsspektrum führt. Dadurch können sowohl Menschenleben gerettet als auch wertvolle personelle und materielle Ressourcen eingespart werden.

IV.3 Zusammenfassung Schadenskataloge

Kapitel IV.1 beginnt mit der Darstellung des Stands der Forschung zu bestehenden Ansätzen zur Klassifizierung von Erdbebenschäden. Anschließend werden die selbst entwickelten Schadenskataloge vorgestellt [103, 106]. Das Ziel der Schadenskataloge ist es, eine möglichst übersichtliche, umfassende, klare und eindeutige Darstellung der Erdbebenschäden für Gebäude zu entwickeln. Für eine differenzierte Klassifizierung werden fünf konkrete Schadensgrade verwendet und zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen unterschieden.

Die Schadenskataloge werden auf Basis verschiedener Informationen zur Bewertung von Schadensmerkmalen entwickelt. Dazu gehören Schadensskalen, Beurteilungsformblätter, Schadensdokumentationen, Richtlinien und experimentelle Untersuchungen. Für eine detaillierte Klassifizierung werden fünf Schadensgrade unterschieden: (1) *Leichter Schaden* (Slight damage), (2) *Mäßiger Schaden* (Moderate damage), (3) *Starker Schaden* (Heavy damage), (4) *Sehr starker Schaden* (Extreme damage) und (5) *Zerstörung* (Destruction). Zu diesen Schadensgraden werden globale sowie materialspezifische Schadensmuster beschrieben. Für die materialspezifischen Schadensmerkmale liegt der Fokus auf Stahlbeton und Mauerwerk. Die Schadenskataloge sind für niedrige Schadensgrade hauptsächlich durch materialspezifische Merkmale bestimmt, während für hohe Schadensgrade das globale Verhalten des gesamten Gebäudes ausschlaggebend ist (siehe Abbildung IV.1). Die globalen und materialspezifischen Kriterien für Mauerwerk und Stahlbeton sind in Kapitel IV.1.2.3 beschrieben. Die globale Beurteilung des Gebäudes umfasst allgemeingültige Merkmale, Schäden an Dächern und Schornsteinen sowie Grenzen der Schiefstellung. Für die materialspezifischen Merkmale werden die tragenden Bauteile bei Stahlbeton in Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche und Decken unterteilt. Bei Mauerwerkswohngebäuden sind die tragenden und aussteifenden Elemente im Wesentlichen die Wände. Die Rissbreiten sind insbesondere bei niedrigen Schadensgraden wichtig für die Abgrenzung der Schadensgrade. Die entsprechende Zuordnung ist in den Abbildungen IV.2 und IV.3 dargestellt. Bei den hohen Schadensgraden betreffen die Schadensmuster das gesamte Gebäude (siehe Abbildungen IV.7 und IV.9). Die Abbildungen IV.4 bis IV.10 enthalten Beispielbilder für jeden Schadensgrad. Mithilfe der vorgestellten Grenzwerte, Merkmale, schematischen Abbildungen und Beispielfotos kann die Klassifizierung von Erdbebenschäden in die fünf Schadensgrade vorgenommen werden. Die tabellarischen Übersichten der Schadenskataloge enthalten weitere schematische Abbildungen und Beispielfotos und sind im Anhang A.2.2 und A.2.3 dargestellt. Für eine internationale Anwendbarkeit wurden zusätzlich tabellarische Übersichten für Holz und Stahl erstellt. Diese sind im Anhang A.2.4 und A.2.5 zu finden. Zu-

sätzlich zu den enthaltenen materialspezifischen Merkmalen für die fünf Schadensgrade sind auch die globalen Merkmale (Anhang A.2.1) anwendbar.

Die Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge mit den automatischen und Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierungsmethoden (Kapitel IV.2) wurde in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI (Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen) [106, 108, 109, 195, 197] entwickelt.

Einerseits wurde ein Ansatz zur automatischen Schadensklassifikation in multitemporalen Punktwolken entwickelt. Der Ansatz leitet automatisch gebäudespezifische Schäden ab, welche sich auf Basis von Unterschieden im Zustand eines Gebäudes vor und nach einem Erdbebeneignis ergeben. Die untersuchten Schäden basieren auf den entwickelten Schadenskatalogen. Im Rahmen der Methodenentwicklung werden sowohl die unzureichende Verfügbarkeit von realen Trainingsdaten vor einem Erdbeben als auch die fehlende geographische und datenbezogene Übertragbarkeit adressiert. In dem entwickelten Ansatz [196] wird ein Verfahren des maschinellen Lernens, ein *Random-Forest*-Klassifikator, zur Schadensbewertung (binär und mehrklassig) eingesetzt. Das verwendete Modell wird vorab mit Daten aus dem virtuellen Laserscanning (VLS) trainiert, sodass es trotz unzureichender vorab verfügbarer realer Trainingsdaten direkt nach dem Erdbeben zur Schadensklassifizierung in realen Punktwolkendatensätzen eingesetzt werden kann. Die Schadensklassifikation integriert die typischen Schadensmuster der einzelnen Schadensgrade aus den Schadenskatalogen, indem die möglichen Schadensmuster möglichst vollständig in den simulierten Trainingsdaten berücksichtigt werden. Vier verschiedene Klassifikatoren werden mit unterschiedlichen Trainingsdatensätzen trainiert und auf reale photogrammetrische Daten angewendet. Die hohen Klassifikationsgenauigkeiten zeigen die Anwendbarkeit und Übertragbarkeit der Methode auf Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren, die zum Training (VLS) und zur Anwendung (reale Photogrammetrie) des Modells für die Schadensbewertung verwendet werden. Dies wird durch die Verwendung einer Reihe generischer objektspezifischer Änderungsmerkmale ermöglicht. Diese charakterisieren die Schadensmuster sowohl in den simulierten Laserscanning-Punktwolken als auch in den realen Punktwolken. Die Ergebnisse zeigen darüber hinaus, dass ein überwachtes Modell des maschinellen Lernens geographisch übertragbar ist. Die Integration aller möglichen Schadensmuster in die virtuellen Trainingsdaten stellt dabei einen entscheidenden Faktor dar. Die Schadenskataloge enthalten generische Schadensmerkmale, die materialspezifisch sind, aber für viele Gebäudearten gelten. Außerdem erfüllen die Schadenskataloge die Voraussetzung, dass eindeutige, von außen sichtbare Schadensmuster für jeden Schadensgrad

definiert werden, damit der Klassifikator die Merkmale unterscheiden kann. Die Schadenskataloge stellen somit eine geeignete Grundlage zur Generierung von generischen simulierten Trainingsdaten dar. Die entwickelte Methodik erweist sich als geeignet für eine zeitnahe Schadensbewertung im Kontext der Erdbebenbewältigung. In der praktischen Anwendung kann ein wertvoller Zeitgewinn für Rettungsmaßnahmen nach einem Erdbebenereignis erzielt werden, da entsprechende Klassifikatoren vorab trainiert werden können. Die Schadensbewertung kann somit unmittelbar nach Verfügbarkeit der ersten Daten aus UAV-Flügen erfolgen.

Andererseits wurde ein webbasierter Crowdsourcing-Ansatz (Crowdmap-Webservice [80]) zur bildbasierten Detektion und Klassifizierung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben entwickelt. Die Schadensanalyse basiert auf UAV-Übersichtsbildern und detaillierten UAV-Bildern des betroffenen Gebiets sowie den Kriterien zur Bewertung mehrerer Schadensgrade, die in den Schadenskatalogen enthalten sind. Die Schadenskataloge dienen als Grundlage für ein instruktives Tutorial und die Gestaltung der Klassifizierungsaufgaben. Es werden Methoden zur binären Schadensdetektion und zur mehrklassigen Schadensgradbestimmung (fünf Schadensgrade) entwickelt. Der webbasierte Ansatz erlaubt somit die Anwendung auf unterschiedliche Aufgabentypen und Schadensbilder. Die Ergebnisse der Aufgaben zur Schadensdetektion und Schadensklassifikation sowie der Fragebögen und das positive Feedback zur Nutzbarkeit des Crowdmap-Webservice durch Anwender im Katastrophenschutz zeigen, dass die entwickelte Anwendung für die visuelle Interpretation von UAV-Bildern durch freiwillige Helfer im Erdbebenfall geeignet ist. Eine große Anzahl von Nutzern kann gleichzeitig und räumlich unabhängig an der Schadensbewertung in schnellen und einfach zu lösenden Aufgaben teilnehmen. Der Aufgabentyp der binären Schadensdetektion erlaubt eine überblicksartige Bestimmung hoher Schadensgrade. Im Aufgabentyp der detaillierten Schadensklassifizierung von fünf Schadensgraden erfolgt eine zuverlässige Bestimmung niedriger und hoher Schadensgrade. Die Bestimmung mittlerer Schadensgrade erweist sich als anspruchsvoll, wobei auch hier für die Einsatzkräfte hilfreiche Schadensbereiche ausgewiesen werden können. Dies wird insbesondere durch die enge Verknüpfung der interaktiven Micro-Mapping-Anwendung mit den Schadenskriterien aus den entwickelten Schadenskatalogen in Form des Tutorials gewährleistet.

Die zuvor beschriebenen Ergebnisse zeigen eine erfolgreiche Umsetzung und Anwendung der Schadenskataloge in der automatischen (Kapitel IV.2.1.2) und Crowdsourcing-basierten (Kapitel IV.2.2.2) Schadensbestimmung sowohl für die binäre Schadensdetektion als auch für die mehrklassige Schadensgradklassifikation. In Anlehnung an den trans- und interdisziplinären Ansatz (Kapitel II.3) besteht die Möglichkeit, die beiden vorgestellten Methoden zu kombinieren. Gebäude, deren automatische Schadensklassifizierung mit hoher Ungewissheit einhergeht, können im Micro-Mapping zusätzlich visuell durch Nutzer mit unterschiedlichem fachlichen

Hintergrund und Vorwissen evaluiert werden. Gebäude, bei deren Klassifikation weder die automatische noch die visuelle Methode eine ausreichende Sicherheit gewährleistet, werden zur manuellen Bewertung (im Webservice oder vor Ort) an Experten weitergeleitet. Der mehrstufige Bewertungsprozess ermöglicht eine deutliche Reduktion der Anzahl an Bildern und Gebäuden, die von Experten begutachtet werden müssen, was zu einer zeitnahen Einschätzung der Schäden führt. Die Kombination von Crowdsourcing-basierten und automatischen Ansätzen zur Schadensbestimmung stellt einen wertvollen methodischen Beitrag in diesem Forschungsfeld dar.

Die Grenzen der Anwendbarkeit zeigen sich insbesondere in Fällen, in denen das Material des Tragwerks von außen nicht erkennbar ist, sowie in Situationen, in denen die Schäden aufgrund der Auflösung der Aufnahmen oder der Fassadenverkleidung des Tragwerks nicht sichtbar sind. Der automatische Ansatz eignet sich insbesondere für größere, geometrisch deutlich sichtbare Schäden. Bei kleineren Schäden, wie beispielsweise Rissen, ist eine hohe räumliche Auflösung der Punktwolken erforderlich, um Veränderungen identifizieren zu können. Die Anwendung des Crowdmap-Webservice zeigt, dass auch mit Schulungsmaterialien und Vorab-Schulungen komplexe Schadensklassifikationen nicht von Freiwilligen ohne ingenieurwissenschaftliches Hintergrundwissen über Tragstrukturen gelöst werden können.

Sowohl das Konzept der Schadenskataloge als auch die beiden vorgestellten Ansätze sind auf andere Materialien, Regionen, Klassifikationsaufgaben und Naturkatastrophen übertragbar. Um dies zu erreichen, müssen die Schadenskriterien und Schadensmuster in den Schadenskatalogen angepasst werden. Dadurch können geeignete simulierte Trainingsdaten für die automatische Klassifikation sowie ein aussagekräftiges Tutorial für die Crowdsourcing-basierte Klassifikation abgeleitet werden. Darüber hinaus ist eine Erweiterung auf andere Infrastrukturen, wie beispielsweise Brücken, und andere Aufgabentypen je nach Anwendungszweck möglich.

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass die Integration von ingenieurwissenschaftlichem Wissen in die Entwicklung innovativer Methoden, wie automatische Algorithmen zur 3D-Datenanalyse oder Crowdsourcing-basierte Klassifikation, hilfreiche Anwendungen in der Katastrophenhilfe ermöglicht. Dies führt nicht nur zu einer Reduktion der benötigten personellen und materiellen Ressourcen, sondern auch zu einer Vermeidung von Todesfällen.

V Zusammenfassung und Ausblick

V.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Dissertation befasst sich mit der Untersuchung der Fragilität sowie der Klassifizierung von Schäden im Erdbebenfall unter Verwendung von luftgestützten Aufnahmen. Erdbeben können in ökonomischer sowie sozialer Hinsicht zu starken und vielfältigen Schäden führen. Daher ist es von entscheidender Bedeutung, sowohl die potenziellen Schäden vor dem Erdbeben abzuschätzen als auch die tatsächlich entstandenen Schäden nach dem Erdbeben zu klassifizieren. Erdbebenschäden werden bisher üblicherweise von erfahrenen Ingenieuren vor Ort manuell bewertet, was mit einem erheblichen Zeit- und Personalaufwand einhergeht. Allerdings sind schnelle Informationen für Rettungs- und Evakuierungsmaßnahmen unerlässlich. Bestehende Ansätze zur Erfassung und Beurteilung von Erdbebenschäden konzentrieren sich häufig auf einzelne Schadensbewertungsmethoden, ohne das Fachwissen unterschiedlicher Disziplinen zusammenzuführen. Daher wird in dieser Dissertation ein trans- und interdisziplinäres Konzept vorgestellt, das Ingenieurfachwissen, automatisierte Berechnungsmethoden und Crowdsourcing kombiniert, um eine zeitnahe und zuverlässige Schadensbewertung zu ermöglichen. Dies erlaubt die Einleitung geeigneter Rettungsmaßnahmen sowie den effektiven Einsatz personeller und materieller Ressourcen. Im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI [109, 197] wurde das allgemeine Konzept in eine spezifische Implementierung für den Anwendungsfall Erdbeben umgesetzt und ein Prototyp einer Open-Source-Software entwickelt. Für das entwickelte trans- und interdisziplinäre Konzept werden unter anderem Fragilitätskurven und Schadenskataloge benötigt. Fragilitätskurven ermöglichen eine erste Abschätzung des eingetretenen Schadens, während Schadenskataloge die Grundlage für die Klassifizierung der Schäden in verschiedene Schadensgrade bilden.

Zur Ableitung von Fragilitätskurven wird in dieser Dissertation ein multiskalarer Ansatz mit verschiedenartigen Schadenskriterien entwickelt. Der Ansatz basiert auf der Anwendung diverser numerischer Kriterien auf unterschiedlichen Skalen, um die Lage von fünf Schadensgraden auf der Antwortkurve des Gebäudes zu bestimmen. Diese Kriterien beinhalten sowohl globale

als auch materialspezifische Merkmale und werden über Häufigkeit und Verteilung den Schadensgraden zugeordnet. Aus den Positionen der Schadensgrade auf der Pushover-Kurve, die mögliche Schädigungsmechanismen berücksichtigen, werden spektrale Verschiebungsgrenzwerte abgeleitet. Diese bilden die Grundlage für die weitere Entwicklung der Fragilitätsfunktionen. Anhand eines viergeschossigen Stahlbetonskelettbaus als Referenzgebäude wird die Anwendung des entwickelten Multiskalenansatzes demonstriert. Die durchgeführte Plausibilitätskontrolle mit der Literatur zeigt, dass die selbst abgeleiteten Verschiebungsgrenzwerte und Fragilitätsfunktionen im mittleren Bereich der Kurven aus der Literatur liegen. Weiterhin ist der entwickelte Ansatz auch für tragendes Mauerwerk und Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen sowie verschiedene Intensitätsmaße anwendbar. Statistische Auswertungen zeigen, dass die Konfidenzintervalle für den Erwartungswert der mittleren Fragilitätskurve selbst für hohe Konfidenzniveaus kurz sind. Zudem ändert sich das Ergebnis lediglich geringfügig, wenn die Materialeigenschaften variiert werden.

Der entwickelte Ansatz kann darüber hinaus zur Berücksichtigung von Alterungsaspekten wie Korrosion und Vorschädigung verwendet werden. Das Referenzgebäude wird im Alter von 50 Jahren und 80 Jahren unter Korrosionseinfluss untersucht. Bei der Untersuchung der Bestandsgebäude werden die Material- und Bewehrungseigenschaften gemäß der damals gültigen Norm berücksichtigt. Bei einem Gebäude, das 80 Jahre alt ist und im Jahr 1943 erbaut wurde, können Korrosion sowie die berücksichtigten Material- und Bewehrungseigenschaften zu einer Minderung der Gesamtschubkraft um 64 % und einer Zunahme der Fragilität um bis zu 34 % im Vergleich zu einem Neubau aus dem Jahr 2023 führen. In Bezug auf die Vorschädigung werden zwei Methoden untersucht: Schiefstellung sowie Be- und Entlastung. Bei der Methode der Be- und Entlastung nimmt die Überschreitungswahrscheinlichkeit je nach Vorschädigung und Schadensgrad um bis zu 18 % zu. Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass beide Aspekte der Alterung bereits einzeln zu einer hohen Zunahme der Fragilität führen. Bei ihrer Kombination ist eine weitere Steigerung zu erwarten. Die Verwendung von für Neubauten entwickelten Fragilitätskurven für bestehende Bauwerke führt zu einer deutlichen Unterschätzung der Fragilität. Dies wird anhand einer prototypischen Anwendung gezeigt, die die alterungsbedingte Zunahme der Fragilität eines repräsentativen Straßenzugs visualisiert. Die Darstellung veranschaulicht die Entwicklung der zunehmenden Fragilität von Gebäuden unterschiedlichen Alters.

Die vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass die Berücksichtigung von Schäden sowie Alterungseffekten auf Material-, Querschnitts- und Bauwerksebene mittels des entwickelten Ansatzes möglich ist. Der entwickelte Ansatz berücksichtigt potenzielle Schadensmuster in umfassenderer Weise als bekannte Ansätze, die Verschiebungskriterien auf der Basis von Fließ- und

Endverschiebungen der Bilinearisierung der Kraft-Verformungs-Kurve verwenden. Die Auswertung der verschiedenen Kriterien ermöglicht es, den Einfluss der Materialkombinationen abzubilden. Es wird ersichtlich, wann welches Kriterium überschritten wird und welches Material maßgebend ist. Auf diese Weise lassen sich Schwachstellen im System identifizieren. Die weitere Entwicklung der Fragilitätskurven kann mit beliebigen Methoden erfolgen, da die potenziellen Schadensmuster in den Verschiebungsgrenzwerten der Schadensgrade enthalten sind. Der Ansatz ist anwendbar für die Entwicklung von Fragilitätsfunktionen für einzelne Gebäude, allgemeine Gebäudeklassen, regionalspezifische Bauweisen, Material- und Systemeigenschaften, unterschiedliche Intensitätsmaße sowie sich über den Lebenszyklus des Gebäudes verändernde Eigenschaften.

Weiterhin werden in dieser Dissertation eigene Schadenskataloge zur Klassifizierung von Erdbebenschäden entwickelt. Das Ziel der Schadenskataloge ist es, eine möglichst übersichtliche, umfassende, klare und eindeutige Darstellung der Erdbebenschäden für Gebäude zu entwickeln. Für eine differenzierte Klassifizierung werden fünf Schadensgrade verwendet sowie zwischen tragenden und nichttragenden Bauteilen unterschieden. Die Schadenskataloge sind für die niedrigen Schadensgrade hauptsächlich durch materialspezifische Merkmale bestimmt, während für die hohen Schadensgrade das globale Verhalten des gesamten Gebäudes ausschlaggebend ist. Zu den globalen Merkmalen zählen Schäden an Dächern und Schornsteinen sowie Grenzen der Schiefstellung. Bei den niedrigen Schadensgraden spielen die materialspezifischen Rissbreiten eine wesentliche Rolle zur Abgrenzung der Schadensgrade. Für jeden Schadensgrad und jedes Material werden die Schäden charakterisiert und mit schematischen Abbildungen sowie Beispielbildern visualisiert. Mithilfe der vorgestellten Grenzwerte, Merkmale, schematischen Abbildungen und Beispielfotos kann eine Klassifizierung der Erdbebenschäden in die fünf Schadensgrade vorgenommen werden.

Die Anwendung und Umsetzung der Schadenskataloge mit den automatischen und Crowdsourcing-basierten Schadensklassifizierungsmethoden wurde in der Abteilung Geoinformatik des Geographischen Instituts der Universität Heidelberg im Rahmen des Forschungsprojekts LOKI entwickelt.

Einerseits wird ein änderungsbasierter Ansatz zur automatischen Schadenklassifikation in multitemporalen Punktwolken entwickelt [196]. Dieser leitet automatisch gebäudespezifische Schäden auf Basis von Änderungen eines Gebäudes vor und nach einem Erdbebenereignis ab, wobei die untersuchten Schäden auf den entwickelten Schadenskatalogen basieren. Das verwendete Modell des maschinellen Lernens (Random-Forest-Klassifikator) wird vorab mit Daten aus dem virtuellen Laserscanning trainiert, sodass es trotz unzureichender vorab verfügbarer realer

Trainingsdaten direkt nach dem Erdbeben zur Schadensklassifizierung in realen Punktwolkendatensätzen eingesetzt werden kann. Die in den Schadenskatalogen beschriebenen typischen Schadensmuster werden in den simulierten Trainingsdaten möglichst in ihrer gesamten Bandbreite berücksichtigt. Die Schadenskataloge enthalten generische Schadensmerkmale, die materialspezifisch sind, jedoch für eine Vielzahl von Gebäudearten Gültigkeit besitzen. Außerdem erfüllt der Schadenskatalog die Voraussetzung, dass eindeutige, von außen sichtbare Schadensmuster für jeden Schadensgrad definiert werden, sodass der Klassifikator die Merkmale unterscheiden kann. Die Schadenskataloge stellen somit eine geeignete Grundlage zur Generierung von generischen simulierten Trainingsdaten dar. Die hohen Klassifikationsgenauigkeiten zeigen einerseits die Anwendbarkeit und Übertragbarkeit der Methode auf Punktwolken verschiedener Aufnahmeverfahren, die zum Training (virtuelles Laserscanning) und zur Anwendung (reale Photogrammetrie) des Modells für die Schadensbewertung verwendet werden. Andererseits zeigen die Ergebnisse eine geographische Übertragbarkeit eines überwachten Modells des maschinellen Lernens, das ausschließlich mit simulierten Trainingsdaten trainiert wird, auf einen ungesesehenen realen Datensatz mit spezifischen Standortmerkmalen. Die entwickelte Methode ist ein geeigneter Ansatz für eine zeitnahe Schadensbewertung im Rahmen der Erdbebenbewältigung.

Andererseits wird ein webbasierter Crowdsourcing-Ansatz (Crowdmap-Webservice [80]) zur bildbasierten Detektion und Klassifizierung von Gebäudeschäden nach einem Erdbeben entwickelt. Die Schadensanalyse basiert auf UAV-Übersichtsbildern und detaillierten UAV-Bildern des betroffenen Gebiets sowie den Kriterien zur Bewertung mehrerer Schadensgrade, die in den Schadenskatalogen enthalten sind. Diese Schadenskataloge stellen die Grundlage für ein instruktives Tutorial und die Gestaltung der Klassifizierungsaufgaben dar. Eine große Anzahl von Nutzern kann gleichzeitig sowie zeitlich und räumlich unabhängig an der Schadensbewertung in schnellen und einfach zu lösenden Aufgaben teilnehmen. Der Aufgabentyp der binären Schadensdetektion ermöglicht eine überblicksartige Bestimmung hoher Schadensgrade. Im Rahmen des Aufgabentyps der detaillierten Schadensklassifizierung von fünf Schadensgraden erfolgt eine zuverlässige Bestimmung niedriger und hoher Schadensgrade. Die Bestimmung mittlerer Schadensgrade erweist sich als herausfordernd, wobei für die Einsatzkräfte nützliche Schadensbereiche ausgewiesen werden können. Dies wird insbesondere durch die enge Verknüpfung der interaktiven Crowdmap-Anwendung mit den Schadenskriterien aus den entwickelten Schadenskatalogen in Form des Tutorials erreicht.

In Übereinstimmung mit dem vorgestellten trans- und interdisziplinären Konzept besteht die Möglichkeit, die beiden vorgestellten Methoden zu kombinieren. Gebäude, die in der automatischen Schadensklassifizierung mit hoher Unsicherheit klassifiziert werden, können im

Micro-Mapping zusätzlich visuell durch Nutzer mit unterschiedlichem fachlichen Hintergrund und Vorwissen beurteilt werden. Für Gebäude, die nicht automatisch oder visuell mit ausreichender Sicherheit klassifiziert werden können, erfolgt eine Weiterleitung an Experten zur manuellen Bewertung. Dies kann entweder über den Webservice oder vor Ort erfolgen. Der mehrstufige Bewertungsprozess führt zu einer signifikanten Reduktion der Anzahl der Bilder und Gebäude, die einer Begutachtung durch Experten unterzogen werden müssen. Dies erlaubt eine zeitnahe Einschätzung des Schadens. Die Kombination und ergänzende Nutzung von Crowdsourcing-basierten und automatischen Ansätzen zur Schadensbestimmung stellt einen wertvollen methodischen Beitrag in diesem Forschungsfeld dar.

Die Kompatibilität der Fragilitätskurven und Schadenskataloge basiert auf der Verwendung identischer Schadensgrade, die jeweils anhand globaler und materialspezifischer Kriterien differenziert werden. Dies ermöglicht eine gemeinsame und komplementäre Nutzung der beiden Komponenten in dem entwickelten Konzept zur zeitnahen und detaillierten Schadensbewertung.

Die im Rahmen dieser Dissertation vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass die Integration ingenieurwissenschaftlichen Fachwissens in die Entwicklung innovativer Methoden, wie automatische Algorithmen zur 3D-Datenanalyse oder Crowdsourcing-basierte Klassifikation, hilfreiche und praktisch umsetzbare Anwendungen in der Naturkatastrophenhilfe ermöglicht. Das entwickelte trans- und interdisziplinäre Konzept hat ein großes Potenzial für praktische und wissenschaftliche Anwendungen. Es leistet somit einen Beitrag zur Verbesserung der Katastrophenhilfe sowie zum Schutz von Menschenleben.

V.2 Ausblick

Im Rahmen der Entwicklung von Fragilitätskurven für den Zielstandort ist es von entscheidender Bedeutung, die vorhandenen Gebäudetypologien zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang ist es erforderlich, die verwendeten Materialien und Bewehrungsgehalte, differenziert nach Baujahr und Normung, abzubilden sowie die Alterung zu berücksichtigen, um eine verlässliche Schadensabschätzung zu gewährleisten. Die Unsicherheiten in den Bodenerschütterungsintensitäten sowie die Variabilität der Gebäudeattribute, die einer Klasse zugeordnet sind, führen zu Unsicherheiten in den Fragilitätsfunktionen. Daher dienen Fragilitätskurven lediglich der Schadensabschätzung und werden durch nachfolgende Schadensklassifizierungen präzisiert. Zukünftige Forschungsarbeiten, die diese Variabilitäten berücksichtigen und zuverlässigere Intensitätsbestimmungen ermöglichen, könnten zur Verringerung der Unsicherheit beitragen.

Weiterhin ist die Qualität der Ausführung beim Bau der Gebäude zu berücksichtigen. In einigen Ländern kann die geringe Ausführungsqualität von Bauprojekten zu einer signifikanten Erhöhung der Fragilität führen. Daher könnte beispielsweise ein Faktor eingeführt werden, dessen Wert in Abhängigkeit von der Ausführungsqualität variiert. Der Faktor wird auf den Erwartungswert und die Standardabweichung angewendet. Infolgedessen würde sich bei Mängeln in der Ausführung die Kurve zu einer höheren Schadensanfälligkeit bei geringerer Beschleunigung verschieben. Alternativ dazu besteht die Möglichkeit, die minderwertige Ausführung bereits in der Modellbildung zu berücksichtigen. Dies kann beispielsweise durch das Fehlen einzelner Bewehrungsbügel oder eine niedrigere Betonfestigkeit erfolgen.

Darüber hinaus erfordert die großflächige Anwendung der Fragilitätskurven die Kenntnis der geographischen Verteilung der Gebäudeklassen, wie es beispielsweise in einem Expositionsmodell der Fall ist. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Gebäudeklassen können Fragilitätsfunktionen zur Vorbereitung auf das Erdbebenereignis im Voraus abgeleitet und unmittelbar nach dem Erdbeben verwendet werden, um schnelle Erstinformationen zu liefern, noch bevor Daten für die Klassifizierungsmethoden verfügbar sind. Sofern kein Expositionsmodell des betroffenen Gebiets verfügbar ist, können Methoden entwickelt werden, um die Gebäudeeigenschaften aus luftgestützten Aufnahmen zu extrahieren. Anschließend können die zugehörigen Fragilitätsfunktionen angewendet werden. Die Kenntnis des Materials ist ebenfalls erforderlich, um den adäquaten automatischen, änderungsbasierten Klassifikator auszuwählen, der auf die entsprechenden Schadensmuster trainiert ist.

Eine genaue Berücksichtigung von alterungsbedingten Veränderungen ist möglich, wenn zerstörungsfreie Prüfungen an den zu untersuchenden Gebäuden durchgeführt und Proben entnommen werden. Dies gilt insbesondere für einzelne Gebäude, sodass Verfestigungen der Druckfestigkeit und Erhöhungen des Elastizitätsmoduls berücksichtigt werden können. Erkenntnisse aus verschiedenen Einzeluntersuchungen können dann in die Betrachtung von Gebäudeklassen einfließen. Um die Schadensakkumulation mehrerer aufeinanderfolgender Erdbeben umfassend abzubilden, ist es erforderlich, den entwickelten Ansatz zur Betrachtung der Vorschädigung um die Berücksichtigung der Ermüdungsdegradation der Materialeigenschaften infolge vieler Zyklen zu ergänzen. Außerdem ist eine Erweiterung der Definition des Versagens als Summe der Vorschädigungen durch vorausgegangene Erdbeben, beispielsweise ein Versagen nach dreimaligem Erreichen des Schadensgrades *Stark*, denkbar.

Die luftgestützten Aufnahmen, insbesondere die UAV-Aufnahmen, spielen eine wesentliche Rolle bei der Umsetzung des trans- und interdisziplinären Konzepts sowie bei der Anwendung der entwickelten Methoden. Der Zeitrahmen für die Durchführung von UAV-Flügen und

Nachbearbeitungsstrategien hängt von den verfügbaren Ressourcen und der geographischen Ausdehnung des vom Erdbeben betroffenen Gebiets ab. Großflächige Flüge können einen Überblick verschaffen, während detaillierte Flüge zur Aufnahme bestimmter Gebäude aus geringerer Entfernung und aus verschiedenen Perspektiven durchgeführt werden sollten, um alle Wände zu erfassen. In städtischen Gebieten kann die Durchführung von UAV-Flügen aufgrund von Bebauung und Vegetation eine Herausforderung darstellen, insbesondere bei der Erstellung detaillierter Aufnahmen von spezifischen Gebäuden. In diesem Fall können jedoch Aufnahmen repräsentativer Gebäude auch für ähnliche Gebäude verwendet werden. In Situationen, in denen die Ressourcen begrenzt sind, verwendet der vorgestellte trans- und interdisziplinäre Ansatz eine hierarchische Strategie für eine effiziente Priorisierung. So wird sichergestellt, dass kritische Daten effizient erfasst und analysiert werden, um den Erkenntnisgewinn auch in Szenarien mit begrenzten Ressourcen zu maximieren. Dies erleichtert das Verständnis der Situation und erhöht die Effizienz der Entscheidungsfindung. Es wird erwartet, dass in Zukunft die Verfügbarkeit der erforderlichen Ressourcen steigt und die benötigten Informationen und Daten schneller und zuverlässiger zur Verfügung stehen.

Die Verwendung von UAV-Daten kann dazu beitragen, die Sicherheit der Einsatzkräfte zu erhöhen, indem stark beschädigte Gebiete und zerstörte Gebäude schnell identifiziert werden und auf die Auswirkungen von Nachbeben reagiert werden kann. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass es Gebäude gibt, bei denen die Schäden lediglich von innen sichtbar sind. In solchen Fällen können UAV-Aufnahmen dazu beitragen, das Risiko für Rettungsdienste zu verringern, indem sie zeigen, dass der Schaden wahrscheinlich nicht so schwerwiegend ist, dass er von außen sichtbar ist.

Die entwickelten Schadenskataloge sind auf weitere geografische Regionen übertragbar. Zudem kann das Konzept des Schadenskatalogs auf andere Gebäudetypen und Materialien, wie zum Beispiel spezielle Holz-Lehm-Gebäude, ausgeweitet werden. Somit ist es für alle bestehenden Gebäudetypen, einschließlich länderspezifischer Gebäude, anwendbar. Die Grenzen der Anwendbarkeit von Schadenskatalogen und der damit verbundenen Klassifizierungsmethoden zeigen sich insbesondere dann, wenn das Tragwerksmaterial von außen nicht erkennbar ist und die Schäden aufgrund der Auflösung der Aufnahmen oder der Fassadenverkleidung des Tragwerks nicht sichtbar sind. Zukünftige Forschungsarbeiten können sich auf die Entwicklung von Methoden zur Materialbestimmung anhand von UAV-Aufnahmen sowie den Umgang mit Wärmeverbundsystemen und Fassadenverkleidungen konzentrieren.

In Anbetracht der fortschreitenden technologischen Entwicklung ist davon auszugehen, dass sich die geometrische und räumliche Auflösung von Aufnahmen bei größeren Distanzen zu-

künftig verbessern wird. Wenn Risse in den Punktwolken erkennbar sind, kann das Konzept des änderungsbasierten automatischen Schadensklassifikators auch für niedrige Schadensgrade angewendet werden, sofern Trainingsdaten mit den entsprechenden Rissmustern entwickelt werden.

Die Bereitstellung von Informationen zum Material des gezeigten Gebäudes erleichtert den Freiwilligen die Klassifizierung im Crowdsourcing-basierten Klassifizierungsansatz. Die zu berücksichtigten Schadensmuster reduzieren sich auf das entsprechende Material und Fehlklassifizierungen aufgrund der falschen Materialannahme werden vermieden. Zudem ist es von Vorteil, wenn das Tutorial bereits einen Bezug zu dem betreffenden Standort hat. Der Schulungsprozess für Freiwillige kann jedoch auch im Voraus durchgeführt werden, ohne dabei auf standortspezifische Schäden einzugehen.

Die aus der Klassifikation gewonnenen Ergebnisse können dazu verwendet werden, eine Überprüfung der Übereinstimmung mit den Ergebnissen bzw. Erwartungswerten aus der initialen Schadensprognose auf Basis der Fragilitätskurven vorzunehmen. Auf diese Weise kann die Eignung der Fragilitätskurven evaluiert werden.

Das gesamte trans- und interdisziplinäre Konzept mit Fragilitätskurven und Schadensanalyse ist auf andere Infrastrukturen, wie Brücken, und andere Naturkatastrophen, wie Hochwasser, übertragbar. Dazu müssen entsprechende Fragilitätskurven, Schadenskataloge und Klassifizierungsmethoden in weiteren Forschungsarbeiten entwickelt werden. Beispielsweise können Schadenskataloge auch für Hochwasserschäden entwickelt werden, wobei Hochwasserstand und Hochwasserausdehnung wichtige Aspekte hinsichtlich der Schadenskriterien und Schadensmuster sind. Der Ansatz von Griesbaum et al. [76] könnte im Rahmen des vorgestellten trans- und interdisziplinären Ansatzes weitergeführt werden, sodass statt Erdbebenschäden Hochwasserstände klassifiziert werden. So können UAV-Flüge sowohl Bilder für die Kartierung von Hochwasserständen durch Freiwillige als auch erfasste Punktwolken liefern, die automatisch analysiert werden, um Hochwasserstände zu definieren. Gleiches gilt für die räumliche Ausdehnung des Hochwassers und die durch das Hochwasser verursachten Schäden. Dazu muss die Schadensklassifikation angepasst werden und die Klassifikatoren benötigen neue Trainingsdaten. Der Crowdsourcing-basierte Ansatz könnte dann mit einer partizipativen Kartierung von Ausmaß und Höhe der Überschwemmungen in Zusammenarbeit mit lokalen Bürgern und Interessengruppen kombiniert werden [98, 99]. Dabei ist es von entscheidender Bedeutung, Interessenvertreter und Anwender in die Entwicklung des Konzepts einzubeziehen, da ihr Wissen und ihre Anforderungen sicherstellen, dass die entwickelten Methoden für die Integration in den operativen Einsatz geeignet sind. Bei anderen Infrastrukturen, wie

beispielsweise Brücken, ist die größere Individualität jedes einzelnen Bauwerks im Vergleich zu standardisierten Gebäuden zu berücksichtigen. Jedoch ist die Tragstruktur direkt sichtbar und weniger durch Verkleidungen verdeckt, sodass Schäden einfacher zu identifizieren sind. Zudem sollte die Forschung fortgeführt und erweitert werden, um ein breiteres Spektrum an Regionen, Materialien und Infrastrukturen abzudecken sowie die Klassifizierungsgenauigkeit zu verbessern.

Zukünftige Forschungsmöglichkeiten bestehen auch im Bereich der Automatisierung des Konzepts, indem die Module und Schnittstellen als Software implementiert werden. Zusätzlich können Visualisierungen wie die anhand eines repräsentativen Straßenzugs gezeigte prototypische Anwendung automatisiert und in bestehende Expositionsmodelle integriert werden, um Abschätzungen über die Entwicklung der Fragilität zu erhalten. Für eine umfassende Analyse sind Informationen zu den Gebäudeeigenschaften, einschließlich des Baujahres, sowie zu den Fragilitätskurven und ihrer zeitlichen Veränderung erforderlich. Im Rahmen des trans- und interdisziplinären Konzepts können solche Daten bereitgestellt und für die initiale Schadensprognose genutzt werden. Außerdem können Prognosen und Szenarien erstellt werden, die das Gebiet zu verschiedenen Zeitpunkten in der Zukunft untersuchen. Diese können Entscheidungen der lokalen Behörden unterstützen.

Literaturverzeichnis

- [1] ABDELNABY, A. E. und ELNASHAI, A. S.: Numerical modeling and analysis of RC frames subjected to multiple earthquakes. In: *Earthquakes and Structures* 9.5 (2015), S. 957–981. ISSN: 2092-7614. DOI: 10.12989/eas.2015.9.5.957.
- [2] ALBERT, A., Hrsg.: *Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. 22. Auflage. Köln: Bundesanzeiger Verlag, 2016. ISBN: 978-3846206607.
- [3] ALZUBAIDI, L. et al.: Review of deep learning: concepts, CNN architectures, challenges, applications, future directions. In: *Journal of Big Data* 8.53 (2021). ISSN: 2196-1115. DOI: 10.1186/s40537-021-00444-8.
- [4] AMADIO, C., FRAGIACOMO, M. und RAJGELJ, S.: The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 32.2 (2003), S. 291–308. ISSN: 0098-8847. DOI: 10.1002/eqe.225.
- [5] ANAGNOSTOPOULOS, S. A. und MORETTI, M.: Post-earthquake emergency assessment of building damage, safety and usability—Part 1: Technical issues. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28.3 (2008), S. 223–232. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2006.05.007.
- [6] ANDERSON, J. et al.: EPIC-OSM: A Software Framework for OpenStreetMap Data Analytics. In: *49th Hawaii International Conference on System Sciences (HICSS)*. IEEE, 2016, S. 5468–5477. ISBN: 978-0-7695-5670-3. DOI: 10.1109/HICSS.2016.675.
- [7] APOSTOLOPOULOS, C. A. und PAPADAKIS, V. G.: Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. In: *Construction and Building Materials* 22.12 (2008), S. 2316–2324. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.10.006.
- [8] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL: *ATC-13 Earthquake Damage Evaluation Data for California*. 1985.
- [9] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL: *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - Volume 1*. 1996.

- [10] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL: *FEMA 306 - Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - Basic Procedures Manual*. 1998.
- [11] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL: *FEMA 307 Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings - Technical Resources*. 1998.
- [12] AWRANGJEB, M., FRASER, C. S. und LU, G.: Building change detection from LiDAR point cloud data based on connected component analysis. In: *ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences* II-3/W5 (2015), S. 393–400. DOI: 10.5194/isprsannals-II-3-W5-393-2015.
- [13] BACHMANN, H.: *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden: Richtlinien des BWG*. Biel, 2002.
- [14] BACHMANN, H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken: Mit 30 Tabellen*. 2., überarb. Aufl. Bau-Handbuch. Basel und Berlin: Birkhäuser, 2002. ISBN: 3-7643-6941-8.
- [15] BAGGIO, C. et al.: *Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES)*. Hrsg. von JRC SCIENTIFIC AND TECHNICAL REPORTS. 2007.
- [16] BAKER, J. W. und LEE, C.: An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. In: *Journal of Earthquake Engineering* 22.4 (2018), S. 708–723. ISSN: 1363-2469. DOI: 10.1080/13632469.2016.1264334.
- [17] BALLATORE, A. et al.: Towards a Usability Scale for Participatory GIS. In: *Geospatial Technologies for Local and Regional Development*. Hrsg. von KYRIAKIDIS, P. et al. Lecture Notes in Geoinformation and Cartography. Cham: Springer International Publishing, 2020, S. 327–348. ISBN: 978-3-030-14744-0. DOI: 10.1007/978-3-030-14745-7_18.
- [18] BARRINGTON, L. et al.: Crowdsourcing earthquake damage assessment using remote sensing imagery. In: *Annals of Geophysics* 54.6 (2011). DOI: 10.4401/AG-5324.
- [19] BARRON, C., NEIS, P. und ZIPF, A.: A Comprehensive Framework for Intrinsic Open-StreetMap Quality Analysis. In: *Transactions in GIS* 18.6 (2014), S. 877–895. ISSN: 1361-1682. DOI: 10.1111/tgis.12073.
- [20] BERTO, L. et al.: Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena. In: *Structural Safety* 31.4 (2009), S. 284–297. ISSN: 01674730. DOI: 10.1016/j.strusafe.2008.09.006.

-
- [21] BISKINIS, D. und FARDIS, M. N.: Deformations of concrete members at yielding and ultimate under monotonic or cyclic loading (including repaired and retrofitted members). In: *Report No. SEE 2009-01, Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece* (2009).
- [22] BREIMAN, L.: Random Forests. In: *Machine Learning* 45.1 (2001), S. 5–32. issn: 08856125. doi: 10.1023/A:1010933404324.
- [23] BRZEJ, S. et al.: *GEM Building Taxonomy Version 2.0: GEM Technical Report 2013-02 V1.0.0*. 2013. doi: 10.13117/GEM.EXP-MOD.TR2013.02.
- [24] BUNDESAMT FÜR BEVÖLKERUNGSSCHUTZ: *Handbuch Gebäudebeurteilung nach einem Erdbeben: Methodik für die Beurteilung der Nutzbarkeit von Gebäuden nach einem Erdbeben*. 2021.
- [25] BUNDESGESETZBLATT: *Verordnung über die Grundsätze für die Ermittlung der Verkehrswerte von Immobilien und der für die Wertermittlung erforderlichen Daten (Immobilienwertermittlungsverordnung – ImmoWertV)*. BGBl. I S.2805. 14.07.2021.
- [26] CALVI, G. M.: A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. In: *Journal of Earthquake Engineering* 3.3 (1999), S. 411–438. issn: 1363-2469.
- [27] CAPOZUCCA, R. und CERRI, M.: Influence of reinforcement corrosion—in the compressive zone—on the behaviour of RC beams. In: *Engineering Structures* 25.13 (2003), S. 1575–1583. issn: 01410296. doi: 10.1016/S0141-0296(03)00119-6.
- [28] CARVALHO, G., BENTO, R. und BHATT, C.: Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings - comparison of different modelling approaches. In: *Earthquakes and Structures* 4.5 (2013), S. 451–470. issn: 2092-7614. doi: 10.12989/eas.2013.4.5.451.
- [29] CATTARI, S. und LAGOMARSINO, S.: Seismic assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings by non-linear static analyses. In: *Earthquakes and Structures* 4.3 (2013), S. 241–264. issn: 2092-7614. doi: 10.12989/eas.2013.4.3.241.
- [30] CELAREC, D., VAMVATSIKOS, D. und DOLŠEK, M.: Simplified estimation of seismic risk for reinforced concrete buildings with consideration of corrosion over time. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 9.4 (2011), S. 1137–1155. issn: 1573-1456. doi: 10.1007/s10518-010-9241-3.

- [31] CENTRE FOR RESEARCH ON THE EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS und UNITED NATIONS OFFICE FOR DISASTER RISK REDUCTION: *Human cost of disasters: An overview of the last 20 years 2000-2019*. 2020. URL: <http://www.undrr.org/quick/50922>.
- [32] CHOPRA, A. K.: *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. 4th ed. Upper Saddle River N.J.: Prentice Hall, 2012. ISBN: 978-0-13-285803-8.
- [33] CORONELLI, D. und GAMBAROVA, P.: Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines. In: *Journal of Structural Engineering* 130.8 (2004), S. 1214–1224. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1214).
- [34] CORREIA, A. A. und VIRTUOSO, F. B. E.: Nonlinear Analysis of Space Frames. In: *III European Conference on Computational Mechanics: Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering*. Hrsg. von MOTASOARES, C. A. et al. Dordrecht: Springer Netherlands, 2006. ISBN: 978-1-4020-4994-1. DOI: 10.1007/1-4020-5370-3_107.
- [35] COSENZA, E., de CICCIO, F. und PROTA, A.: Discussion of “Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars” by Sashi K. Kunnath, YeongAe Heo, and Jon F. Mohle. In: *Journal of Structural Engineering* 136.7 (2010), S. 917–918. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000119.
- [36] CRISAFULLI, F. J.: Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. PhD Thesis. Christchurch, New Zeland: University of Canterbury, July 1997.
- [37] CRISAFULLI, F. J., CARR, A. J. und PARK, R.: Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A General Review. In: *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 33.1 (2000), S. 30–47.
- [38] CROWLEY, H. et al.: *European Seismic Risk Model (ESRM20): EFEHR Technical Report 002 V1.0.0*. 2021. DOI: 10.7414/EUC-EFEHR-TR002-ESRM20.
- [39] CROWLEY, H. et al.: Open Models and Software for Assessing the Vulnerability of the European Building Stock. In: *COMPDYN 2021: 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering Athens (NTUA), 2021, S. 2678–2688. DOI: 10.7712/120121.8666.19367.
- [40] D’AYALA, D. et al.: *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise Buildings: Vulnerability Global Component Project*. 2015. DOI: 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12.

-
- [41] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2015-11:DIN 20000-401*. 1-2017.
 - [42] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten: DIN 4149*. 4-2005.
 - [43] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. 1-2011.
 - [44] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009*. 12-2010.
 - [45] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden; Deutsche Fassung EN 1998-3:2005 + AC:2010*. 12-2010.
 - [46] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. 12-2010.
 - [47] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. 12-2010.
 - [48] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten*. 12-2019.
 - [49] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. 7-2021.
 - [50] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. 12-2010.
 - [51] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*. 12-2019.
 - [52] DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. 11-2023.

- [53] DA PORTO, F. et al.: Comparative analysis of the fragility curves for Italian residential masonry and RC buildings. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 19.8 (2021), S. 3209–3252. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-021-01120-1.
- [54] De GÉLIS, I., LEFÈVRE, S. und CORPETTI, T.: Change Detection in Urban Point Clouds: An Experimental Comparison with Simulated 3D Datasets. In: *Remote Sensing* 13(13).2629 (2021). DOI: 10.3390/rs13132629.
- [55] DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK E.V. (DGBE): *Fotodokumentation Erdbeben Albstadt (3.9.1978). CD-ROM.*
- [56] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR EISENBETON: *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 - A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton: DIN 1045. 5-1937.*
- [57] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrosion Teil 2: Dauerhaftigkeitsbemessung: DAfStb-Heft 602. 2012.*
- [58] DEUTSCHER NORMENAUSSCHUSS: *DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau: Bemessung und Ausführung. 1-1972.*
- [59] DI LUDOVICO, M. et al.: Loss Functions for the Risk Assessment of Residential Buildings. In: *Buildings* 13(11).2817 (2023). DOI: 10.3390/buildings13112817.
- [60] DI PASQUALE, G. und ORSINI, G.: Damage scales in macroseismic and in GNDT forms for damage recognition. In: *Seismic Damage to Masonry Buildings*. Hrsg. von BERNADINI, A. 1999.
- [61] DI SARNO, L.: Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response. In: *Engineering Structures* 56 (2013), S. 673–681. ISSN: 01410296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.05.041.
- [62] DITTUS, M., QUATTRONE, G. und CAPRA, L.: Analysing Volunteer Engagement in Humanitarian Mapping. In: *Proceedings of the 19th ACM Conference on Computer-Supported Cooperative Work & Social Computing*. Hrsg. von GERGLE, D. et al. New York, USA: ACM, 2016, S. 108–118. ISBN: 9781450335928. DOI: 10.1145/2818048.2819939.
- [63] DLUBAL: *RSTAB 8: Statik allgemeiner Stabwerke*. Tiefenbach, 2022. URL: www.dlubal.de.
- [64] EERI - EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE: *Learning From Earthquakes - Increasing community resilience through earthquake investigations: Photo archive*. URL: <http://learningfromearthquakes.org/>.

-
- [65] EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE AND INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING: *World House Encyclopedia*. URL: <http://www.world-housing.net/>.
- [66] EUROPEAN COMMISSION Joint Research Centre: Maio, R. und TSIONIS, G.: *Seismic fragility curves for the European building stock: Review and evaluation of analytical fragility curves*. 2015. DOI: 10.2788/586263.
- [67] FAISAL, A., MAJID, T. A. und HATZIGEORGIOU, G. D.: Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 44 (2013), S. 42–53. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2012.08.012.
- [68] FAJFAR, P.: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 28.9 (1999), S. 979–993. ISSN: 0098-8847.
- [69] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: *HAZUS Earthquake Model Technical Manual: Hazus 4.2 SP3*. 2020.
- [70] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA 356*. Washington, D.C., November 2000.
- [71] FERRANTI, G. et al.: Seismic Vulnerability Assessment at an Urban Scale by Means of Machine Learning Techniques. In: *Buildings* 14(2).309 (2024). DOI: 10.3390/buildings14020309.
- [72] FOLIĆ, R. und ČOKIĆ, M.: Fragility and Vulnerability Analysis of an RC Building with the Application of Nonlinear Analysis. In: *Buildings* 11(9).390 (2021). DOI: 10.3390/buildings11090390.
- [73] FOSHAG, K. et al.: Viability of public spaces in cities under increasing heat: A transdisciplinary approach. In: *Sustainable Cities and Society* 59.102215 (2020). ISSN: 2210-6707. DOI: 10.1016/j.scs.2020.102215.
- [74] FREEMAN, S. A.: The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design. In: *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering*. 1999. ISBN: 9054109823.
- [75] GASTELLU-ETCHEGORRY, J.-P. et al.: Simulation of satellite, airborne and terrestrial LiDAR with DART (I): Waveform simulation with quasi-Monte Carlo ray tracing. In: *Remote Sensing of Environment* 184 (2016), S. 418–435. ISSN: 00344257. DOI: 10.1016/j.rse.2016.07.010.

- [76] GRIESBAUM, L., MARX, S. und HÖFLE, B.: Direct local building inundation depth determination in 3-D point clouds generated from user-generated flood images. In: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 17.7 (2017), S. 1191–1201. DOI: 10.5194/nhess-17-1191-2017.
- [77] GRÜNTAL, G.: *European macroseismic scale 1998: EMS-98*. 2 ed. Bd. 15. Cahiers du Centre européen de géodynamique et de sismologie. Luxembourg: Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, 1998. ISBN: 2879770084.
- [78] HATZIGEORGIOU, G. D. und BESKOS, D. E.: Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes. In: *Engineering Structures* 31.11 (2009), S. 2744–2755. ISSN: 01410296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.07.002.
- [79] HATZIGEORGIOU, G. D. und LIOLIOS, A. A.: Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30.10 (2010), S. 1010–1025. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2010.04.013.
- [80] HEIDELBERG INSTITUTE FOR GEOINFORMATION TECHNOLOGY: *HeiGIT Crowdmap: Webservice*. 2024. URL: <https://crowdmap.heigit.org>.
- [81] HERFORT, B., HÖFLE, B. und KLONNER, C.: 3D micro-mapping: Towards assessing the quality of crowdsourcing to support 3D point cloud analysis. In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 137 (2018), S. 73–83. ISSN: 09242716. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2018.01.009.
- [82] HILDEBRAND, J. et al.: Simulating LiDAR to create training data for machine learning on 3D point clouds. In: *ISPRS Annals of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences* X-4/W2-2022 (2022), S. 105–112. DOI: 10.5194/isprs-annals-X-4-W2-2022-105-2022.
- [83] HOSSEINPOUR, F. und ABDELNABY, A. E.: Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 92 (2017), S. 706–725. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2016.11.006.
- [84] HOSSEINPOUR, F. und ABDELNABY, A. E.: Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 98 (2017), S. 222–234. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.04.013.
- [85] HOWE, J.: The Rise of Crowdsourcing. In: *Wired Magazine* 14.06 (2006).

-
- [86] HUANG, H. et al.: Combined multiscale segmentation convolutional neural network for rapid damage mapping from postearthquake very high-resolution images. In: *Journal of Applied Remote Sensing* 13(2).022007 (2019). ISSN: 1931-3195. DOI: 10.1117/1.JRS.13.022007.
- [87] IERVOLINO, I., GALASSO, C. und COSENZA, E.: REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 8 (2010), S. 339–362. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-009-9146-1.
- [88] IERVOLINO, I., GIORGIO, M. und POLIDORO, B.: Reliability of structures to earthquake clusters. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (2015), S. 983–1002. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-014-9679-9.
- [89] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *Model Code 2010: First complete draft*. Bd. 1. Lausanne, 2010. ISBN: 978-2-88394-095-6.
- [90] JALAYER, F., RISI, R. D. und MANFREDI, G.: Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 13 (2015), S. 1183–1203. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-014-9692-z.
- [91] JEON, J.-S.: Aftershock Vulnerability Assessment of Damaged Reinforced Concrete Buildings in California. Dissertation. Atlanta, Vereinigte Staaten: Georgia Institute of Technology, 2013.
- [92] JEON, J.-S. et al.: Framework of aftershock fragility assessment—case studies: older California reinforced concrete building frames. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 44 (2015), S. 2617–2636. ISSN: 0098-8847. DOI: 10.1002/eqe.2599.
- [93] JIANG, H., WANG, B. und LU, X.: Experimental Study on Damage Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loads. In: *Journal of Earthquake Engineering* 17 (2013), S. 958–971. ISSN: 1363-2469. DOI: 10.1080/13632469.2013.791895.
- [94] KAPPOS, A. J. et al.: A hybrid method for the vulnerability assessment of R/C and URM buildings. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 4 (2006), S. 391–413. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-006-9023-0.
- [95] KERLE, N. und HOFFMAN, R. R.: Collaborative damage mapping for emergency response: the role of Cognitive Systems Engineering. In: *Natural Hazards and Earth System Sciences* 13.1 (2013), S. 97–113. DOI: 10.5194/nhess-13-97-2013.
- [96] KERLE, N. et al.: UAV-Based Structural Damage Mapping: A Review. In: *ISPRS International Journal of Geo-Information* 9(1).14 (2020). DOI: 10.3390/ijgi9010014.

- [97] KHOSHELHAM, K., OUDE ELBERINK, S. und XU, S.: Segment-Based Classification of Damaged Building Roofs in Aerial Laser Scanning Data. In: *IEEE Geoscience and Remote Sensing Letters* 10.5 (2013), S. 1258–1262. ISSN: 1545-598X. DOI: 10.1109/LGRS.2013.2257676.
- [98] KLONNER, C. et al.: Capturing Flood Risk Perception via Sketch Maps. In: *ISPRS International Journal of Geo-Information* 7(9).359 (2018). DOI: 10.3390/ijgi7090359.
- [99] KLONNER, C. et al.: Participatory Mapping and Visualization of Local Knowledge: An Example from Eberbach, Germany. In: *International Journal of Disaster Risk Science* 12 (2021), S. 56–71. ISSN: 2095-0055. DOI: 10.1007/s13753-020-00312-8.
- [100] KOHNS, J. und STEMPNIEWSKI, L.: Classification of earthquake-induced building damage using innovative methods. In: *IABSE Congress Ghent 2021*. Hrsg. von SNIJDER, H. H. et al. Zurich: IABSE, 2021, S. 1366–1374. ISBN: 978-3-85748-176-5. DOI: 10.2749/ghent.2021.1366.
- [101] KOHNS, J., STEMPNIEWSKI, L. und STARK, A.: Berücksichtigung von Alterungseffekten bei der Entwicklung von Fragilitätskurven für Stahlbetongebäude. In: *Tagungsband der 18. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik*. Hrsg. von WUTTKE, F., AJI, H. D. und ÖZARMUT, A. 2023, S. 93–100. ISBN: 978-3-930108-15-1.
- [102] KOHNS, J., STEMPNIEWSKI, L. und STARK, A.: Earthquake damage criteria for non-linear analysis of reinforced concrete buildings as basis for fragility functions. In: *Proceedings of the Third European Conference on Earthquake Engineering and Seismology - 3ECEES*. Hrsg. von CRISTIAN ARION, ALEXANDRA SCUPIN, ALEXANDRU ȚIGĂNESCU. Bd. 2022. Bucharest: Conspress, 2022, S. 1646–1653. ISBN: 978-973-100-533-1.
- [103] KOHNS, J., STEMPNIEWSKI, L. und STARK, A.: Entwicklung von Schadenskatalogen für die visuelle Beurteilung von Gebäuden im Erdbebenfall/Development of damage catalogues for visual assessment of buildings in the event of an earthquake. In: *Bauingenieur* 97.12 (2022), S. 403–412. ISSN: 0005-6650. DOI: 10.37544/0005-6650-2022-12-39.
- [104] KOHNS, J., STEMPNIEWSKI, L. und STARK, A.: Fragility Functions for Reinforced Concrete Structures Based on Multiscale Approach for Earthquake Damage Criteria. In: *Buildings* 12(8).1253 (2022). DOI: 10.3390/buildings12081253.
- [105] KOHNS, J. et al.: Building Damage Assessment in Natural Disasters: A Trans- and Interdisciplinary Approach Combining Domain Knowledge, 3D Machine Learning, and Crowdsourcing. In: *Manuskript eingereicht* ().

-
- [106] KOHNS, J. et al.: Innovative methods for earthquake damage detection and classification using airborne observation of critical infrastructures (project LOKI). In: *European Geosciences Union General Assembly (EGU 2021)*, Online, 19.-30. April 2021. DOI: 10.5194/egusphere-egu21-2712.
- [107] KOREN, D. und RUS, K.: Framework for a City's Performance Assessment in the Case of an Earthquake. In: *Buildings* 13(7).1795 (2023). DOI: 10.3390/buildings13071795.
- [108] LOKI-GESAMTVERBUND: *LOKI GitLab-Projekt*. 2023. URL: <https://git.gfz-potsdam.de/loki>.
- [109] LOKI-GESAMTVERBUND: *Wiki - LOKI – Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen*. 2023. URL: https://git.gfz-potsdam.de/loki/loki_wiki.
- [110] LAGOMARSINO, S. und CATTARI, S.: Fragility Functions of Masonry Buildings: Chapter 5. In: *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*. Hrsg. von PITILAKIS, K. D., CROWLEY, H. und KAYNIA, A. M. Dordrecht: Springer Netherlands, 2014.
- [111] LAGOMARSINO, S. und CATTARI, S.: Seismic Performance of Historical Masonry Structures Through Pushover and Nonlinear Dynamic Analyses. In: *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*. Hrsg. von ANSAL, A. Bd. 39. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering. Cham: Springer International Publishing, 2015, S. 265–292. ISBN: 978-3-319-16963-7. DOI: 10.1007/978-3-319-16964-4_11.
- [112] LAGOMARSINO, S. et al.: TREMURI program: An equivalent frame model for the non-linear seismic analysis of masonry buildings. In: *Engineering Structures* 56 (2013), S. 1787–1799. ISSN: 01410296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- [113] LANG, K.: *Seismic vulnerability of existing buildings*. 2002. DOI: 10.3929/ETHZ-A-004333389.
- [114] LI, Y. et al.: Machine Learning Assessment of Damage Grade for Post-Earthquake Buildings: A Three-Stage Approach Directly Handling Categorical Features. In: *Sustainability* 15(18).13847 (2023). DOI: 10.3390/su151813847.
- [115] LIAO, W.-I., LOH, C.-H. und TSAI, K.-C.: Study on the Fragility of Building Structures in Taiwan. In: *Natural Hazards* 37 (2006), S. 55–69. ISSN: 0921-030X. DOI: 10.1007/s11069-005-4656-x.
- [116] LIEK YEO, G. und ALLIN CORNELL, C.: Building life-cycle cost analysis due to mainshock and aftershock occurrences. In: *Structural Safety* 31.5 (2009), S. 396–408. ISSN: 01674730. DOI: 10.1016/j.strusafe.2009.01.002.

- [117] LIU, C. et al.: Seismic Performance Target and Fragility of Masonry Infilled RC Frames under In-Plane Loading. In: *Buildings* 12(8).1175 (2022). doi: 10.3390/buildings12081175.
- [118] LOGA, T. et al.: *Deutsche Wohngebäudetypologie: Beispielhafte Maßnahmen zur Verbesserung der Energieeffizienz von typischen Wohngebäuden*. 2., erw. Aufl. Darmstadt: IWU, 2015. ISBN: 978-3-941140-47-9.
- [119] LU, X. und GUAN, H.: *Earthquake Disaster Simulation of Civil Infrastructures: From Tall Buildings to Urban Areas*. 2nd edition. Springer Singapore, 2021. ISBN: 978-981-15-9531-8. doi: 10.1007/978-981-15-9532-5.
- [120] LUCO, N., BAZZURRO, P. und CORNELL, C. A.: Dynamic Versus Static Computation of the Residual Capacity of a Mainshock-Damaged Building to Withstand an Aftershock. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*. No. 2405. Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [121] LUZI, L. et al.: *Engineering Strong Motion Database (ESM), version 1.0*. Rome, Italy, 2015. doi: 10.13127/ESM.
- [122] MAEDA, M. und KANG, D. E.: Post-Earthquake Damage Evaluation of Reinforced Concrete Buildings. In: *Journal of Advanced Concrete Technology (ACT)* 7.3 (2009), S. 327–335. ISSN: 1346-8014. doi: 10.3151/jact.7.327.
- [123] MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N. und PARK, R.: Theoretical Stress–Strain Model for Confined Concrete. In: *Journal of Structural Engineering* 114.8 (1988), S. 1804–1826.
- [124] MARQUES, M. et al.: Study on the definition of analytical fragility functions for concrete buildings. In: *COMPDYN 2013: 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering Athens (NTUA), 2013, S. 2532–2548. ISBN: 978-960-99994-2-7. doi: 10.7712/120113.4685.C1735.
- [125] MARTINS, L.: Earthquake Damage and Loss Assessment of Reinforced Concrete Buildings. Ph.D. thesis. Faculty of Engineering of the University of Porto, Portugal, 2018.
- [126] MARTINS, L. und SILVA, V.: Development of a fragility and vulnerability model for global seismic risk analyses. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 19 (2021), S. 6719–6745. ISSN: 1573-1456. doi: 10.1007/s10518-020-00885-1.
- [127] MARTINS, L. et al.: Vulnerability modellers toolkit, an open-source platform for vulnerability analysis. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 19 (2021), S. 5691–5709. ISSN: 1573-1456. doi: 10.1007/s10518-021-01187-w.

-
- [128] McKENNA, F. et al.: *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)*. 2000. URL: <https://opensees.berkeley.edu/index.php>.
- [129] MENEGOTTO, M. und PINTO, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. In: *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads* (1973), S. 15–22. DOI: 10.5169/SEALS-13741.
- [130] MESKOURIS, K. et al.: *Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen - Anwendung - Beispiele*. 3., aktualisierte und erweiterte Auflage. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2011.
- [131] MOCNIK, F.-B. et al.: A grounding-based ontology of data quality measures. In: *Journal of Spatial Information Science* 16 (2018). DOI: 10.5311/JOSIS.2018.16.360.
- [132] MONTGOMERY, D. C. und RUNGER, G. C.: *Applied statistics and probability for engineers*. 3. ed. New York und Chichester: Wiley, 2003. ISBN: 0-471-20454-4.
- [133] MUNAWAR, H. S. et al.: Application of Deep Learning on UAV-Based Aerial Images for Flood Detection. In: *Smart Cities* 4(3) (2021), S. 1220–1243. DOI: 10.3390/smartcities4030065.
- [134] NISEE E-LIBRARY: *The Earthquake Engineering Online Archive*. 2022. URL: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary>.
- [135] NASDALA, L.: *FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2015. ISBN: 978-3-658-06629-1. DOI: 10.1007/978-3-658-06630-7.
- [136] NAZRI, F. M.: *Seismic Fragility Assessment for Buildings due to Earthquake Excitation*. Springer Singapore, 2018. ISBN: 978-981-10-7124-9. DOI: 10.1007/978-981-10-7125-6.
- [137] NEPAL, M. P. et al.: Towards an Integrated Approach to Infrastructure Damage Assessment in the Aftermath of Natural Hazards. In: *Buildings* 11(10).450 (2021). DOI: 10.3390/buildings11100450.
- [138] NORDA, H.: *Beitrag zum statischen nichtlinearen Erdbebennachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Berücksichtigung einer und höherer Modalformen: Dissertation*. Bd. 24. Mitteilungen des Lehrstuhls für Baustatik und Baudynamik, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, RWTH Aachen. 2013. ISBN: 978-3-941704-39-8.
- [139] NORTH, P. R. J. et al.: A Monte Carlo radiative transfer model of satellite waveform LiDAR. In: *International Journal of Remote Sensing* 31.5 (2010), S. 1343–1358. ISSN: 0143-1161. DOI: 10.1080/01431160903380664.

- [140] O'REILLY, G. J. und NAFEH, A.-M. B.: Towards improved response quantification of existing infilled RC frames. In: *Proceedings of the Third European Conference on Earthquake Engineering and Seismology - 3ECEEES*. Hrsg. von CRISTIAN ARION, ALEXANDRA SCUPIN, ALEXANDRU ȚIGĂNESCU. Bd. 2022. Bucharest: Conspress, 2022, S. 2783–2790. ISBN: 978-973-100-533-1.
- [141] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER: *PEER Ground Motion Database*. 2023. URL: <https://ngawest2.berkeley.edu/site>.
- [142] PAGNI, C. A. und LOWES, L. N.: Fragility Functions for Older Reinforced Concrete Beam-Column Joints. In: *Earthquake Spectra* 22.1 (2006), S. 215–238. ISSN: 8755-2930.
- [143] PARK, Y.-J. und ANG, A. H.-S.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. In: *Journal of Structural Engineering* 111.4 (1985), S. 722–739. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722).
- [144] PAULAY, T., BACHMANN, H. und MOSER, K.: *Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*. Springer Basel AG, 1990. ISBN: 978-3-0348-5277-7. DOI: 10.1007/978-3-0348-5276-0.
- [145] PAULAY, T. und PRIESTLEY, M. J. N.: *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley and Sons, 1992. ISBN: 0-471-54915-0.
- [146] PITILAKIS, K. D., KARAPETROU, S. T. und FOTOPOULOU, S. D.: Consideration of aging and SSI effects on seismic vulnerability assessment of RC buildings. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 12 (2014), S. 1755–1776. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-013-9575-8.
- [147] POHL, C.: From science to policy through transdisciplinary research. In: *Environmental Science & Policy* 11.1 (2008), S. 46–53. ISSN: 14629011. DOI: 10.1016/j.envsci.2007.06.001.
- [148] POHL, C. und HIRSCH HADORN, G.: *Principles for Designing Transdisciplinary Research*. Munich: Oekom verlag, 2007. DOI: 10.14512/9783962388638.
- [149] POIANI, T. H. et al.: Potential of Collaborative Mapping for Disaster Relief: A Case Study of OpenStreetMap in the Nepal Earthquake 2015. In: *49th Hawaii International Conference on System Sciences (HICSS)*. IEEE, 2016, S. 188–197. ISBN: 978-0-7695-5670-3. DOI: 10.1109/HICSS.2016.31.

- [150] QING, Y. et al.: Operational earthquake-induced building damage assessment using CNN-based direct remote sensing change detection on superpixel level. In: *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation* 112.102899 (2022). ISSN: 15698432. DOI: 10.1016/j.jag.2022.102899.
- [151] RAGHUNANDAN, M., LIEL, A. B. und LUCO, N.: Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 44 (2015), S. 419–439. ISSN: 0098-8847. DOI: 10.1002/eqe.2478.
- [152] RODRIGUEZ, J. und ANDRADE, C.: *CONTECVET - A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures: Manual for assessing corrosion-affected concrete structures*. Madrid, 2001.
- [153] RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L. M. und CASAL, J.: Load Carrying Capacity of Concrete Structures with Corroded Reinforcement. In: *Construction and Building Materials* 11.4 (1997), S. 239–248.
- [154] ROESLIN, S. et al.: A machine learning damage prediction model for the 2017 Puebla-Morelos, Mexico, earthquake. In: *Earthquake Spectra* 36.(2_suppl) (2020), S. 314–339. ISSN: 8755-2930. DOI: 10.1177/8755293020936714.
- [155] ROMÃO, X., DELGADO, R. und COSTA, A.: Probabilistic Performance Analysis of Existing Buildings under Earthquake Loading. In: *Journal of Earthquake Engineering* 18 (2014), S. 1241–1265. ISSN: 1363-2469. DOI: 10.1080/13632469.2014.937015.
- [156] ROSSETTO, T. und ELNASHAI, A. S.: Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. In: *Engineering Structures* 25.10 (2003), S. 1241–1263. ISSN: 01410296. DOI: 10.1016/S0141-0296(03)00060-9.
- [157] ROSSETTO, T., IOANNOU, I. und GRANT, D. N.: *Existing Empirical Fragility and Vulnerability Functions: Compendium and Guide for Selection: GEM Technical Report 2015–I*. 2015. DOI: 10.13117/GEM.VULN--MOD.TR2015.01.
- [158] ROTA, M., PENNA, A. und STROBBIA, C. L.: Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28.10-11 (2008), S. 933–947. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2007.10.010.
- [159] ROYNARD, X., DESCHAUD, J.-E. und GOULETTE, F.: Fast and robust segmentation and classification for change detection in urban point clouds. In: *ISPRS International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences* XLI-B3 (2016), S. 693–699. DOI: 10.5194/isprsarchives-XLI-B3-693-2016.

- [160] RUIZ-GARCÍA, J.: Mainshock-Aftershock Ground Motion Features and Their Influence in Building's Seismic Response. In: *Journal of Earthquake Engineering* 16 (2012), S. 719–737. ISSN: 1363-2469. DOI: 10.1080/13632469.2012.663154.
- [161] RUIZ-GARCÍA, J. und AGUILAR, J. D.: Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 44 (2015), S. 1391–1407. ISSN: 0098-8847. DOI: 10.1002/eqe.2523.
- [162] S.T.A. DATA: *3Muri Program*. 2022. URL: <https://stadata.com/en/3-muri-project/>.
- [163] SYNER-G: *Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructure Safety Gain: D3.1 - Fragility functions for common RC building types in Europe*. 2011.
- [164] SYNER-G: *Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructure Safety Gain: D3.2 - Fragility functions for common masonry building types in Europe*. 2011.
- [165] SAJAN, K. et al.: Earthquake damage and rehabilitation intervention prediction using machine learning. In: *Engineering Failure Analysis* 144.106949 (2023). ISSN: 13506307. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2022.106949.
- [166] SANCHEZ-SILVA, M., KLUTKE, G.-A. und ROSOWSKY, D. V.: Life-cycle performance of structures subject to multiple deterioration mechanisms. In: *Structural Safety* 33.3 (2011), S. 206–217. ISSN: 01674730. DOI: 10.1016/j.strusafe.2011.03.003.
- [167] SCHNELL, J. et al.: *Bauen im Bestand - Bewertung der Anwendbarkeit aktueller Bewehrungs- und Konstruktionsregeln im Stahlbetonbau: Abschlussbericht*. Bd. 2815. Forschungsinitiative Zukunft Bau F. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 2012. ISBN: 978-3-8167-8814-0.
- [168] SCHWEIER, C. und MARKUS, M.: Classification of Collapsed Buildings for Fast Damage and Loss Assessment. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 4 (2006), S. 177–192. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-006-9005-2.
- [169] SEE, L. et al.: Crowdsourcing, Citizen Science or Volunteered Geographic Information? The Current State of Crowdsourced Geographic Information. In: *ISPRS International Journal of Geo-Information* 5(5).55 (2016). DOI: 10.3390/ijgi5050055.
- [170] SEHRA, S., SINGH, J. und RAI, H.: Assessing OpenStreetMap Data Using Intrinsic Quality Indicators: An Extension to the QGIS Processing Toolbox. In: *Future Internet* 9(2).15 (2017). DOI: 10.3390/fi9020015.

- [171] SEISMOSOFT: *SeismoStruct 2023 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. 2023. URL: <https://seismosoft.com/>.
- [172] SHINOZUKA, M. et al.: Statistical Analysis of Fragility Curves. In: *Journal of Engineering Mechanics* 126.12 (2000), S. 1224–1231. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:12(1224).
- [173] SHIRADHONKAR, S. R. und SINHA, R.: Maximum and Residual Flexural Crack Width Estimation in Reinforced Concrete Frame Members under Seismic Excitation. In: *Journal of Structural Engineering* 144.8 (2018). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002116.
- [174] SILVA, V.: Uncertainty and Correlation in Seismic Vulnerability Functions of Building Classes. In: *Earthquake Spectra* 35.4 (2019), S. 1515–1539. ISSN: 8755-2930. DOI: 10.1193/013018EQS031M.
- [175] SILVA, V. et al.: A Building Classification System for Multi-hazard Risk Assessment. In: *International Journal of Disaster Risk Science* 13 (2022), S. 161–177. ISSN: 2095-0055. DOI: 10.1007/s13753-022-00400-x.
- [176] SILVA, V. et al.: *GED4ALL - Global Exposure Database for Multi-Hazard Risk Analysis: D5 - Final Report, GEM Technical Report 2018-05*. Hrsg. von GEM FOUNDATION, PAVIA, ITALY. 2018.
- [177] SILVA, V. et al.: Incorporating Future Earthquake Risk in Disaster Risk Management. In: *Progresses in European Earthquake Engineering and Seismology*. Hrsg. von VACAREANU, R. und IONESCU, C. Springer Proceedings in Earth and Environmental Sciences. Cham: Springer International Publishing, 2022, S. 179–196. ISBN: 978-3-031-15103-3. DOI: 10.1007/978-3-031-15104-0_11.
- [178] SIMIONI, P.: Seismic Response of Reinforced Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion. Dissertation. University of Braunschweig and University of Florence, 2009.
- [179] SIMÕES, A. G. et al.: Fragility Functions for Tall URM Buildings around Early 20th Century in Lisbon. Part 1: Methodology and Application at Building Level. In: *International Journal of Architectural Heritage* 15.3 (2021), S. 349–372. ISSN: 1558-3058. DOI: 10.1080/15583058.2019.1618974.
- [180] SMYROU, E. et al.: Implementation and verification of a masonry panel model for non-linear dynamic analysis of infilled RC frames. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 9 (2011), S. 1519–1534. ISSN: 1573-1456. DOI: 10.1007/s10518-011-9262-6.

- [181] SPENCE, R. et al.: Correlation of ground motion with building damage: The definition of a new damage-based seismic intensity scale. In: *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Rotterdam: Balkema, 1992, S. 551–556.
- [182] TRAN, T. H. G., RESSL, C. und PFEIFER, N.: Integrated Change Detection and Classification in Urban Areas Based on Airborne Laser Scanning Point Clouds. In: *Sensors* 18(2), 448 (2018). DOI: 10.3390/s18020448.
- [183] VECCHIO, F. J. und COLLINS, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: *ACI Journal* 83-22 (March-April 1986), S. 219–231.
- [184] VETRIVEL, A. et al.: Disaster damage detection through synergistic use of deep learning and 3D point cloud features derived from very high resolution oblique aerial images, and multiple-kernel-learning. In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 140 (2018), S. 45–59. ISSN: 09242716. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2017.03.001.
- [185] VETRIVEL, A. et al.: Identification of damage in buildings based on gaps in 3D point clouds from very high resolution oblique airborne images. In: *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 105 (2015), S. 61–78. ISSN: 09242716. DOI: 10.1016/j.isprsjprs.2015.03.016.
- [186] WEN, W. et al.: Framework for the vulnerability assessment of structure under mainshock-aftershock sequences. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 101 (2017), S. 41–52. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2017.07.002.
- [187] WESTROPE, C., BANICK, R. und LEVINE, M.: Groundtruthing OpenStreetMap Building Damage Assessment. In: *Procedia Engineering* 78 (2014), S. 29–39. ISSN: 18777058. DOI: 10.1016/j.proeng.2014.07.035.
- [188] WINIWARTER, L. et al.: Virtual laser scanning with HELIOS++: A novel take on ray tracing-based simulation of topographic full-waveform 3D laser scanning. In: *Remote Sensing of Environment* 269, 112772 (2022). ISSN: 00344257. DOI: 10.1016/j.rse.2021.112772.
- [189] WIRTSCHAFTSMINISTERIUM BADEN-WÜRTTEMBERG: *Erdbebensicher Bauen: Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure*. 5., unveränderte Auflage. November 2001.
- [190] XIU, H. et al.: DS-Net: A dedicated approach for collapsed building detection from post-event airborne point clouds. In: *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation* 116, 103150 (2023). ISSN: 15698432. DOI: 10.1016/j.jag.2022.103150.

- [191] XU, N. et al.: A volumetric change detection framework using UAV oblique photogrammetry – a case study of ultra-high-resolution monitoring of progressive building collapse. In: *International Journal of Digital Earth* 14.11 (2021), S. 1705–1720. ISSN: 1753-8947. DOI: 10.1080/17538947.2021.1966527.
- [192] YALCINER, H., SENSOY, S. und EREN, O.: Time-dependent seismic performance assessment of a single-degree-of-freedom frame subject to corrosion. In: *Engineering Failure Analysis* 19 (2012), S. 109–122. ISSN: 13506307. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2011.09.010.
- [193] YAO, G. C. und SHEU, M. S.: *World Housing Encyclopedia - Housing Report - Street front building with arcade at the first floor (contemporary construction)*. Hrsg. von EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE (EERI) AND INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING. 2002. URL: <http://db.world-housing.net/building/62/>.
- [194] YÖN, B., SAYIN, E. und ONAT, O.: Earthquakes and Structural Damages. In: *Earthquakes - Tectonics, Hazard and Risk Mitigation, Chapter 13*. Hrsg. von ZOUAGHI, T. IntechOpen, 2017. ISBN: 978-953-51-2885-4. DOI: 10.5772/65425.
- [195] ZAHS, V. et al.: 3D point cloud-based assessment of detailed building damage through a combination of machine learning, crowdsourcing and earthquake engineering. In: *European Geosciences Union General Assembly (EGU 2021), Online, 19.-30. April 2021*. DOI: 10.5194/egusphere-egu21-1304.
- [196] ZAHS, V. et al.: Classification of structural building damage grades from multi-temporal photogrammetric point clouds using a machine learning model trained on virtual laser scanning data. In: *International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation* 122.103406 (2023). ISSN: 15698432. DOI: 10.1016/j.jag.2023.103406.
- [197] ZAHS, V. et al.: *LOKI – Luftgestützte Observation Kritischer Infrastrukturen: Schlussbericht, Berichtszeitraum: 01.01.2020-31.03.2023*. 2023. DOI: 10.2314/KXP:1885697937.
- [198] ZHAI, C. et al.: The damage investigation of inelastic SDOF structure under the mainshock–aftershock sequence-type ground motions. In: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 59 (2014), S. 30–41. ISSN: 02677261. DOI: 10.1016/j.soildyn.2014.01.003.
- [199] ZHANG, H. et al.: Rapid seismic damage state assessment of RC frames using machine learning methods. In: *Journal of Building Engineering* 65.105797 (2023). ISSN: 23527102. DOI: 10.1016/j.job.2022.105797.

Abbildungsverzeichnis

| | | |
|-------|---|----|
| II.1 | Form und Beschreibung des elastischen Beschleunigungs-Antwortspektrums nach DIN EN 1998-1/NA:2023-11 [52] | 7 |
| II.2 | Verteilung der horizontalen Gesamterdbebenkraft F_b auf die einzelnen Geschosse: modalformproportional (A) und höhenproportional (B) | 11 |
| II.3 | Allgemeines trans- und interdisziplinäres Konzept zur Schadensabschätzung und -klassifizierung nach einer Naturkatastrophe, um zeitnahe, verlässliche und detaillierte Informationen über Gebäudeschäden zu erhalten und um begrenzte personelle und materielle Ressourcen gezielt einsetzen zu können (nach [105]) | 17 |
| II.4 | Spezifische Implementierung des trans- und interdisziplinären Konzepts für den Anwendungsfall Erdbeben, die Informationen über Gebäudeschäden auf der Grundlage von Schadensabschätzungen und -klassifizierungen durch die Kombination verschiedener Methoden liefert (nach [105]) | 18 |
| III.1 | Wichtige Schritte zur Erstellung analytischer Fragilitätskurven | 31 |
| III.2 | Allgemeine Lage der fünf Schadensgrade auf der Pushover-Kurve | 40 |
| III.3 | Draufsicht (A), 3D-Modell (B), Ansicht A–A (C) und Ansicht 1–1 (D) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus | 44 |
| III.4 | Querschnitte und Bewehrung von Stützen (A) und Balken (B) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus | 45 |
| III.5 | Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus | 48 |
| III.6 | Maßgebende Schadenskriterien für die Analyse in x -Richtung bei gleichmäßiger Horizontallastverteilung für die Schadensgrade <i>Leicht</i> (A), <i>Mäßig</i> (B), <i>Zerstörung</i> (C) und den letzten Schritt (D) mit zugehörigen horizontalen Verschiebungen . . . | 50 |
| III.7 | Approximationen der vier Kapazitätskurven im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Format für den untersuchten Stahlbetonskelettbau | 52 |
| III.8 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus | 54 |

| | | |
|--------|--|----|
| III.9 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit der Literatur [38, 158, 163] | 57 |
| III.10 | Ausfachungen nach dem Ansatz von Crisafulli [36] mit Druck- und Zugstreben sowie Schubstreben | 60 |
| III.11 | Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Mauerwerksausfachungen | 62 |
| III.12 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Mauerwerksausfachungen | 63 |
| III.13 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen mit der Literatur [38, 94, 163] . . . | 64 |
| III.14 | Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit indirekt und direkt modellierten Mauerwerksausfachungen | 66 |
| III.15 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit indirekt und direkt modellierten Mauerwerksausfachungen | 67 |
| III.16 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit der Literatur [38] für das Intensitätsmaß Spektralbeschleunigung | 68 |
| III.17 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für den untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen mit der Literatur [38] für das Intensitätsmaß Spektralbeschleunigung | 70 |
| III.18 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze des 95 %-Konfidenzintervalls für den Mittelwert | 72 |
| III.19 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze des 90 %-Konfidenzintervalls für einen Datenpunkt | 73 |
| III.20 | Pushover-Kurven für vier Analysen (x/y , gleichmäßig/modal) des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit niedrigen, mittleren und hohen Materialeigenschaften . | 75 |
| III.21 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit unterschiedlichen Materialeigenschaften (gestrichelte Linien) und mittleren Materialeigenschaften (durchgezogene Linien) | 76 |
| III.22 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Materialvariation: Mittelwert sowie obere und untere Konfidenzgrenze für ein 95 %-Konfidenzniveau | 77 |

| | | |
|--------|--|-----|
| III.23 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 86 |
| III.24 | Fragilitätskurven des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die fünf Schadensgrade und drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 87 |
| III.25 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für die drei untersuchten Stahlbetonskelettbauten unterschiedlichen Alters im Jahr 2023 unter Berücksichtigung der Korrosion . | 92 |
| III.26 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade und die drei Stahlbetonbestandsgebäude unter Berücksichtigung der Korrosion | 93 |
| III.27 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für den untersuchten Stahlbetonskelettbau von 1943 ohne und mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und nach 80 Jahren | 98 |
| III.28 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren sowie für das Gebäude aus 2023 im Ausgangszustand | 99 |
| III.29 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit modaler Horizontallastverteilung mit Belastung bis zu unterschiedlichen Vorschädigungsgraden <i>Leicht</i> bis <i>Sehr Stark</i> , Entlastung und Wiederbelastung des untersuchten Stahlbetonskelettbaus (Methode: Be- und Entlastung) | 103 |
| III.30 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für Nachbeben in Abhängigkeit von <i>leichter</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung (Methode: Be- und Entlastung) | 104 |
| III.31 | Wahrscheinlichkeitsverteilung der Eintrittswahrscheinlichkeiten der Schadensgrade für ein Stahlbetongebäude mit Baujahr 1940 für die Beobachtungsjahre 1940 bis 2020 unter Korrosionseinwirkung ($\text{PGA} = 1,0 \text{ g}$) | 111 |
| III.32 | Straßenzug mit 50 Stahlbetongebäuden und fünf Mauerwerksgebäuden (schraffiert) zu den Beobachtungsjahren 1940, 1960, 1980 und 2020 und die zugehörigen Schadensgrade ($\text{PGA} = 0,1 \text{ g}$) | 112 |
| III.33 | Straßenzug mit 50 Stahlbetongebäuden und fünf Mauerwerksgebäuden (schraffiert) zu den Beobachtungsjahren 1940, 1960, 1980 und 2020 und die zugehörigen Schadensgrade ($\text{PGA} = 1,0 \text{ g}$) | 114 |

| | | |
|--------|---|-----|
| III.34 | Anzahl der Gebäude sowie Fragilitätsindex (PGA = 0,1 g und 1,0 g) für den Zeitraum von 1940 bis 2020 für den untersuchten Straßenzug | 115 |
| IV.1 | Aufbau der Schadenskataloge für (A) die niedrigen Schadensgrade (1)–(3) und (B) die hohen Schadensgrade (4)–(5) | 126 |
| IV.2 | Schadensmerkmale des (1) <i>leichten</i> , (2) <i>mäßigen</i> und (3) <i>starken</i> Schadens für tragende und nichttragende Stahlbetonbauteile | 128 |
| IV.3 | Schadensmerkmale des (1) <i>leichten</i> , (2) <i>mäßigen</i> und (3) <i>starken</i> Schadens für tragende und nichttragende Mauerwerksbauteile | 129 |
| IV.4 | Beispielfotos <i>leichter Schäden</i> – global (A) [55], Stahlbeton (B) [134] und Mauerwerk (C) [IMB] | 130 |
| IV.5 | Beispielfotos <i>mäßiger Schäden</i> – Stahlbeton (A, B) [5] und Mauerwerk (C) [55] . | 131 |
| IV.6 | Beispielfotos <i>starker Schäden</i> – Stahlbeton (A) [64] und Mauerwerk (B,C) [55] . | 132 |
| IV.7 | Globale Schadensmerkmale des <i>sehr starken Schadens</i> (4) | 133 |
| IV.8 | Beispielfotos <i>sehr starker Schäden</i> – global (A) [134], Stahlbeton (B) [134] und Mauerwerk (C) [55] | 134 |
| IV.9 | Globale Schadensmerkmale der <i>Zerstörung</i> (5) | 135 |
| IV.10 | Beispielfotos für die <i>Zerstörung</i> – global (A,B,C) [134] | 135 |
| IV.11 | Schritte des automatischen Ansatzes zur Klassifizierung von Gebäudeschäden in photogrammetrischen realen Punktwolken auf Basis eines Modells des maschinellen Lernens, welches mithilfe von simulierten Laserscanning-Punktwolken trainiert wird [196, 197] | 143 |
| IV.12 | 3D-Szenen und Beispiele modellierter Schäden für die vier untersuchten Schadensgrade zur Generierung von Trainingsdaten für den automatischen Klassifizierungsansatz [196, 197] | 145 |
| IV.13 | Benutzeroberfläche des Crowdmap-Webservice [80]: links die binäre Schadensdetektion und rechts die Klassifikation in verschiedene Schadensgrade [197] . . . | 151 |
| IV.14 | Beispielfotos für schwer zu lösende Klassifizierungsaufgaben im Crowdmap-Webservice [80]: (A) <i>Leichter Schaden</i> [64], (B) <i>mäßiger Schaden</i> [134], (C) <i>starker Schaden</i> [134], (D) <i>sehr starker Schaden</i> [134] und (E) <i>Zerstörung</i> [134] . | 153 |
| A.1 | Modellierung des Einfamilienhauses in 3muri (A) und zugehörige Makroelemente (B) | 208 |
| A.2 | Pushover-Kurven und Schadensgrade für acht Analysen ($\pm x/y$, gleichmäßig/modal) des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk | 209 |

| | | |
|------|---|-----|
| A.3 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk | 211 |
| A.4 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für das untersuchte Einfamilienhaus aus Mauerwerk mit der Literatur [38, 110] | 211 |
| A.5 | Modellierung des taiwanesischen Street House mit Mauerwerksausfachungen (A) und zugehörige Pushover-Kurven (B) | 221 |
| A.6 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten taiwanesischen Street House | 221 |
| A.7 | Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven (durchgezogene Kurven) für das untersuchte taiwanesisches Street House mit den Kurven von Liao et al. [115] (gestrichelte Kurven) | 222 |
| A.8 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 223 |
| A.9 | Pushover-Kurven für die y -Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 223 |
| A.10 | Pushover-Kurven für die y -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 224 |
| A.11 | Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für den Stahlbetonskelettbau von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren | 225 |
| A.12 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren | 225 |
| A.13 | Pushover-Kurven des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die x -Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung mit den Vorschädigungsgraden <i>Leicht</i> bis <i>Sehr Stark</i> in linearer und modaler Form (Methode: Schiefstellung) | 228 |
| A.14 | Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbeben in Abhängigkeit von <i>leichter</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung (Methode: Schiefstellung) | 228 |

Tabellenverzeichnis

| | | |
|--------|--|----|
| III.1 | Globale Schadenskriterien für Stahlbeton | 40 |
| III.2 | Materialspezifische Schadenskriterien und zugehörige Grenzwerte für Stahlbeton . | 41 |
| III.3 | Zuordnung der Schadenskriterien (1) für Stahlbeton zu den Schadensgraden über Häufigkeit und Verteilung (2) | 42 |
| III.4 | Materialspezifische Schadenskriterien und zugehörige Grenzwerte für den unter- suchten Stahlbetonskelettbau | 47 |
| III.5 | Schrittzahlen (von 101) für vier Analysen, die zur Überschreitung der Scha- denskriterien führen | 49 |
| III.6 | Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbau | 53 |
| III.7 | Plausibilitätskontrolle der selbst abgeleiteten ISD-Grenzwerte (zweite Spalte) mit Ansätzen aus der Literatur [69, 70] | 55 |
| III.8 | Plausibilitätskontrolle der selbst abgeleiteten spektralen Verschiebungsgrenzwerte (zweite Spalte) mit HAZUS [69] | 55 |
| III.9 | Verschiebungsgrenzwerte für die Mauerwerksausfachungen für die fünf Schadens- grade und Zuordnung zu den globalen Schadensgraden | 62 |
| III.10 | Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen | 63 |
| III.11 | Verteilungsparameter für die oberen und unteren Konfidenzgrenzen der logarith- mischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbe- tonskelettbau (95 % KI für den Mittelwert) | 72 |
| III.12 | Vergleich der Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbau und der Materialva- riation | 77 |

| | | |
|--------|--|-----|
| III.13 | Verteilungsparameter für die oberen und unteren Konfidenzgrenzen der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus mit Materialvariation | 78 |
| III.14 | Reduzierte Bewehrungsdurchmesser aufgrund von Korrosion für den untersuchten Stahlbetonskelettbau | 85 |
| III.15 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion | 88 |
| III.16 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade und drei Stahlbetonbestandsgebäude unter Berücksichtigung der Korrosion . | 93 |
| III.17 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus aus 1943 mit angepasster Bewehrung (+B) im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren sowie für das Gebäude aus 2023 im Ausgangszustand | 99 |
| III.18 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbeben in Abhängigkeit von <i>leichter</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung (Methode: Be- und Entlastung) . . . | 105 |
| III.19 | Überschreitungswahrscheinlichkeiten für den Schadensgrad <i>Zerstörung</i> bei PGA = 1,0 g bei <i>ohne</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung: Vergleich der Methoden Schiefstellung und Be- und Entlastung | 106 |
| III.20 | Relative Änderung im Erwartungswert für den Schadensgrad <i>Zerstörung</i> bei <i>leichter</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung im Vergleich zu ohne Vorschädigung | 107 |
| IV.1 | Übersicht wichtiger Schadensskalen (S) und Beurteilungsformblätter (F) | 122 |
| A.1 | Verwendete Materialparameter zur Charakterisierung des Betons der Festigkeitsklasse C30/37 mit dem von Mander et al. [123] vorgeschlagenen nichtlinearen Betonmodell (Referenzgebäude) | 205 |
| A.2 | Verwendete Materialparameter zur Charakterisierung der Bewehrung aus einem Betonstahl der Sorte B500B mit dem Materialgesetz von Menegotto-Pinto [129] (Referenzgebäude) | 205 |
| A.3 | Materialspezifische und globale Schadenskriterien für tragendes Mauerwerk (B=Biegung, S=Schub, BL=Bilinearisierung) | 207 |
| A.4 | Verwendete Materialparameter für das untersuchte Einfamilienhaus | 208 |

| | | |
|------|---|-----|
| A.5 | Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk | 210 |
| A.6 | Kennwerte zur Definition der Mauerwerksausfachungen in SeismoStruct [171] . . | 218 |
| A.7 | Kennwerte zur Definition der Mauerwerksausfachungen des Street House in SeismoStruct [171] | 220 |
| A.8 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten taiwanesischen Street House | 222 |
| A.9 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren | 226 |
| A.10 | Stahlbetonskelettbau von 1943 mit angepasster Bewehrung unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren: Schrittzahlen (von 101) für vier Analysen, die zur Überschreitung der Schadenskriterien führen | 227 |
| A.11 | Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbeben in Abhängigkeit von <i>leichter</i> bis <i>sehr starker</i> Vorschädigung (Methode: Schiefstellung) | 229 |

A Anhang

A.1 Fragilitätskurven

A.1.1 Materialkennwerte Beton und Stahl (Referenzgebäude)

Tabelle A.1: Verwendete Materialparameter zur Charakterisierung des Betons der Festigkeitsklasse C30/37 mit dem von Mander et al. [123] vorgeschlagenen nichtlinearen Betonmodell (Referenzgebäude)

| Materialparameter | Wert für C30/37 |
|--------------------------------|--------------------------|
| Betondruckfestigkeit | 30,0 N/mm ² |
| Betonzugfestigkeit | 2,9 N/mm ² |
| Elastizitätsmodul | 32.837 N/mm ² |
| Dehnung bei maximaler Spannung | 0,002 |
| Wichte | 24 kN/m ³ |

Tabelle A.2: Verwendete Materialparameter zur Charakterisierung der Bewehrung aus einem Betonstahl der Sorte B500B mit dem Materialgesetz von Menegotto-Pinto [129] (Referenzgebäude)

| Materialparameter | Wert für B500B |
|---|---------------------------|
| Elastizitätsmodul | 200.000 N/mm ² |
| Streckgrenze | 500 N/mm ² |
| Verfestigungsparameter | 0,001 |
| Anfangsparameter für die Form der Übergangskurve A ₀ | 20,00 |
| Kalibrierungskoeffizient für die Form der Übergangskurve A ₁ | 18,50 |
| Kalibrierungskoeffizient für die Form der Übergangskurve A ₂ | 0,15 |
| Kalibrierungskoeffizient für isotrope Verfestigung A ₃ | 0,00 |
| Kalibrierungskoeffizient für isotrope Verfestigung A ₄ | 1,00 |
| Bruch-/Knickdehnung | 0,10 |
| Wichte | 78 kN/m ³ |

A.1.2 Multiskalarer Ansatz für Mauerwerk

Der multiskalare Ansatz zur Bestimmung der Lage der Schadensgrade auf der Gebäudeantwortkurve kann gleichermaßen für Gebäude aus tragendem Mauerwerk angewendet werden. Dabei werden ebenfalls materialspezifische und globale Schadenskriterien verwendet. Bestehende multiskalare Ansätze für Mauerwerk (z. B. [111, 179]) verwenden Kriterien, die für die Untersuchung mit 3muri [162] nicht umsetzbar oder zielführend sind, sodass eigene Kriterien entwickelt werden. Diese Kriterien und die Zuordnung zu den Schadensgraden sind in Tabelle A.3 dargestellt.

Die Anwendung des entwickelten Ansatzes für Gebäude aus tragendem Mauerwerk wird hier anhand eines traditionellen deutschen Einfamilienhauses (EFH) gezeigt, was mithilfe der Software 3muri [162] untersucht wird. Die Studie von Loga et al. [118] zeigt, dass 82 % aller Wohngebäude Ein- und Zweifamilienhäuser sind, von denen wiederum 73 % nur eine Wohnung umfassen. Außerdem sind 66,5% der Ein- und Zweifamilienhäuser freistehend. Mauerwerk ist nach wie vor das häufigste Baumaterial, sodass über 90 % aller Wohngebäude in Deutschland aus Mauerwerk bestehen, im Altbau ist der Anteil noch etwas höher. Ein repräsentatives freistehendes Einfamilienhaus ist der Typ EFH_F [118], der überwiegend zwischen 1969 und 1978 gebaut wurde. Dieses Haus ist typischerweise ein- bis zweigeschossig, besitzt ein Sattel- oder Flachdach, die Decken bestehen aus Beton und das Mauerwerk aus verputzten Gitterziegeln, Kalksandlochsteinen oder ähnlichem [118]. Entsprechend den Beschreibungen in [118] wird ein Grundriss von 10 m x 10 m gewählt. Das Gebäude ist zweigeschossig mit einer Höhe von jeweils 2,70 m und einem Flachdach. Die vertikalen Haupttragelemente des Hauses bestehen aus je zwei 30 cm dicken Außenwänden aus Mauerwerk in x - und y -Richtung. Die dünneren Innenwände tragen ebenfalls zur Tragfähigkeit des Gebäudes bei. In x -Richtung verläuft eine 17 cm dicke Wand über die gesamte Breite des Hauses. In y -Richtung sind zwei parallele, 17 cm dicke Wände angeordnet. Die Decken bestehen aus Stahlbeton mit einer Dicke von 12 cm. Die Decken werden als Diaphragmen modelliert, da sie aus Stahlbeton bestehen und als zweiachsig lastabtragend angenommen werden (50 % in jede Richtung). Das Eigengewicht des Bauwerks beträgt 3 kN/m², während die Ausbaulast bei 2 kN/m² liegt. Daraus resultiert eine ständige Last von 5 kN/m². Die Nutzlasten werden gemäß DIN EN 1991-1-1/NA [47] zu 2 kN/m² für Wohngebäude angenommen. Die Kombinationswerte betragen nach DIN EN 1990/NA [50] $\psi_0 = 0,7$ und $\psi_2 = 0,3$. Es wird angenommen, dass die Wände aus Hochlochziegeln mit Normalmauermörtel bestehen. Die nach [41, 45, 48, 51] angenommenen Werte für niedrige Materialeigenschaften sind in Tabelle A.4 dargestellt.

Tabelle A.3: Materialspezifische und globale Schadenskriterien für tragendes Mauerwerk (B=Biegung, S=Schub, BL=Bilinearisierung)

| Schadensgrad | Schadenskriterium | Häufigkeit / Verteilung |
|--------------|---|------------------------------------|
| Leicht | Elementdrift leichte Schädigung $B=0,0015$ / $S=0,00075$ | erstes Auftreten |
| | ≥ 50 % der maximalen Schubkraft (aufsteigender Ast) | Pushover-Kurve |
| | 70 % der Verschiebung Fließpunkt Bilinearisierung | BL Pushover-Kurve |
| | ISD Element $\leq 0,0005$ | erstes Auftreten |
| | ISD Pushover-Kurve $\leq 0,03$ % | Pushover-Kurve |
| Mäßig | Elementdrift mäßige Schädigung $B=0,003$ / $S=0,0015$ | erstes Auftreten |
| | ≥ 75 % der maximalen Schubkraft (aufsteigender Ast) | Pushover-Kurve |
| | wesentliche Änderung der Steigung der Pushover-Kurve | Pushover-Kurve |
| | Verschiebung Fließpunkt Bilinearisierung | BL Pushover-Kurve |
| | ISD Element $\leq 0,0015$ | erstes Auftreten |
| | ISD Pushover-Kurve $\leq 0,1$ % | Pushover-Kurve |
| Stark | Elementdrift wesentliche Schädigung $B=0,006$ / $S=0,003$ | erstes Auftreten ¹ |
| | 75 % Bruchverschiebung bei 80 % maximaler Schubkraft | Pushover-Kurve |
| | 40 % Verschiebung Fließpunkt Bilinearisierung + 60 % Verschiebung Versagen eines Elements | Pushover-Kurve |
| | 98 % der maximalen Schubkraft | Pushover-Kurve |
| | ISD Element $\leq 0,0035$ | erstes Auftreten |
| | ISD Pushover-Kurve $\leq 0,3$ % | Pushover-Kurve |
| | | |
| Sehr Stark | Elementdrift Versagen $B=0,008$ / $S=0,004$ | erstes Auftreten ¹ |
| | Abfall maximale Schubkraft auf unter 80 % | Pushover-Kurve |
| | ISD Element $\leq 0,0055$ | erstes Auftreten |
| | ISD Pushover-Kurve $\leq 0,5$ % | Pushover-Kurve |
| Zerstörung | Elementdrift Einsturz $B=0,012$ / $S=0,006$ | erstes Auftreten ¹ |
| | Elementdrift Versagen $B=0,008$ / $S=0,004$ | mind. zwei Außenwände ¹ |
| | Abfall maximale Schubkraft auf unter 65 % | Pushover-Kurve |
| | ISD Element $\leq 0,0075$ | erstes Auftreten |
| | ISD Pushover-Kurve $\leq 0,7$ % | Pushover-Kurve |

¹ Hier werden nur die Pfeiler berücksichtigt, andernfalls bezieht sich das erste Auftreten auf alle Elemente.

Tabelle A.4: Verwendete Materialparameter für das untersuchte Einfamilienhaus

| Materialparameter | Wert |
|--------------------------------|-------------------------|
| Elastizitätsmodul | 2050 N/mm ² |
| Schubmodul | 820 N/mm ² |
| Wichte | 12 kN/m ³ |
| mittlere Druckfestigkeit | 2,93 N/mm ² |
| mittlere Schubfestigkeit | 0,286 N/mm ² |
| Teilsicherheitsbeiwert | 1,3 |
| Verschiebungsgrenzwert Biegung | 0,8 % |
| Verschiebungsgrenzwert Schub | 0,4 % |

Abbildung A.1 zeigt das modellierte EFH in der Software 3muri [162] (A), wobei die Software auf einer Makroelementmodellierung basiert (B).

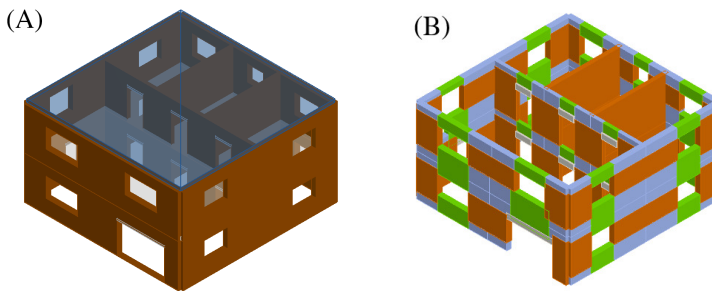


Abbildung A.1: Modellierung des Einfamilienhauses in 3muri (A) und zugehörige Makroelemente (B)

TREMURI wurde ursprünglich 2001 an der Universität Genua entwickelt, schrittweise verbessert und später in die kommerzielle Software 3muri [162] implementiert [112]. Der Ansatz des äquivalenten Rahmenmodells (*equivalent frame model*) als Makromodellierung beinhaltet die Diskretisierung von Mauerwerkswänden mit Öffnungen in eine Reihe von Elementen: (1) Pfeiler als vertikale Elemente, die sowohl vertikale als auch horizontale Lasten übertragen, (2) Riegel als horizontale Elemente, die die Pfeiler verbinden und ihre maximalen Verdrehungen im Falle von horizontalen Lasten begrenzen und (3) starre Knoten als unbeschädigte Elemente zwischen Pfeilern und Riegeln [179]. Die Modellierung basiert auf nichtlinearen Balkenelementen mit konzentrierter Plastizität (bilineares ideal elastisch-plastisches Verhalten). Die Elementantwort ergibt sich anhand der globalen Steifigkeit, Festigkeit und Verformungsfähigkeit unter der Annahme einer geeigneten Kraft-Verschiebungs-Beziehung und geeigneter Verschiebungs-

grenzwerte. Nähere Informationen finden sich in [112].

Das EFH wird mithilfe der statisch nichtlinearen Pushover-Analyse ($\pm x/y$, gleichmäßig/modal) untersucht. Die in Tabelle A.3 aufgeführten Schadenskriterien werden angewendet, um die Lage der Schadensgrade auf den Pushover-Kurven zu definieren, was in Abbildung A.2 dargestellt ist.

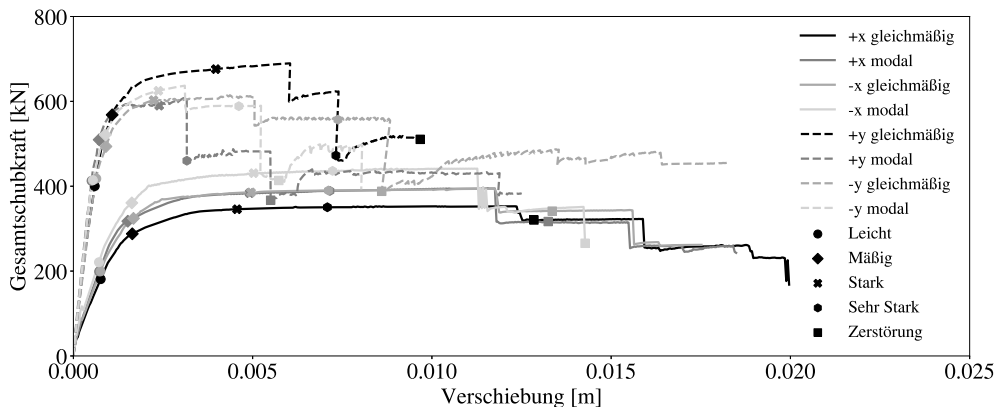


Abbildung A.2: Pushover-Kurven und Schadensgrade für acht Analysen ($\pm x/y$, gleichmäßig/modal) des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk

Die Pushover-Kurven zeigen einen treppenförmigen Verlauf, der für Mauerwerksbauten typisch ist. Der mehrfache Lastabfall ist auf das Versagen einzelner Makroelemente (Mauerwerkspfeiler oder -riegel) zurückzuführen. Die Kurven variieren deutlich zwischen den Tragrichtungen, da sich die Innenwände unterscheiden. Die beiden kurzen Innenwände in y -Richtung ohne Öffnungen können eine höhere Gesamtschubkraft aufnehmen als die durchlaufende Innenwand in x -Richtung mit vielen Öffnungen. Außerdem sind sie steifer, was sich im initialen steilen Anstieg im linear-elastischen Bereich zeigt. In den meisten Fällen zeigen die Kurven in x -Richtung eine größere maximale Verschiebung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in y -Richtung zusätzlich eine Verdrehung des Grundrisses auftritt. Die Verschiebung tritt folglich nicht ausschließlich in y -Richtung auf, sondern auch in x -Richtung und Wandelemente in x -Richtung versagen. Für die x -Richtung treten sichtbare Unterschiede zwischen gleichmäßiger und modaler Horizontallastverteilung sowie positiver und negativer Lastrichtung auf, wobei bei modaler Horizontallastverteilung und negativer Lastrichtung jeweils die höhere Gesamtschubkraft bei geringerer maximaler Verschiebung erreicht wird. In y -Richtung sind die Unterschiede ausgeprägter und die positive Belastungsrichtung mit gleichmäßiger horizontaler Belastung führt zur höchsten Gesamtschubkraft bei geringer Endverschiebung. Die größeren Unterschiede

de in y -Richtung sind auf die Asymmetrie der Wände und die damit verbundene Torsion zurückzuführen. Zur Definition der Lage der Schadensgrade auf den Pushover-Kurven werden unterschiedliche Kriterien maßgebend. Bei der x -Richtung treten die ersten vier Schadensgrade bei allen vier Analysen an sehr ähnlichen Stellen auf, nämlich im linear-elastischen Bereich des ansteigenden Astes, im nichtlinearen Bereich am Übergang zum Plateau und am Anfang und in der Mitte des Plateaus. Die Auswertung der Kriterien zeigt, dass in den meisten Fällen dasselbe Schadenskriterium bestimmend ist. Der Schadensgrad *Zerstörung* wird bei unterschiedlichen Verschiebungen erreicht, wobei dies von dem jeweils maßgeblichen ISD-Elementwert oder Lastabfall abhängt. Bei den Untersuchungen in y -Richtung treten die Schadensgrade *Leicht* und *Mäßig* ebenfalls in einem ähnlichen Bereich auf, da die gleichen Kriterien bestimmend werden. Für den Schadensgrad *Leicht* ist das ISD-Kriterium für das Element maßgebend, nicht jedoch, wie in x -Richtung, das Kriterium, dass die Gesamtschubkraft größer als 50 % der maximalen Gesamtschubkraft ist. Die weiteren Schadensgrade streuen aufgrund der unterschiedlichen Kurvenverläufe und der verschiedenen maßgebenden Schadenskriterien stärker. Die aus den Schadensgraden abgeleiteten minimalen spektralen Verschiebungsgrenzwerte (siehe Tabelle A.5) sind wieder ein Eingangsparameter für die weitere Entwicklung der Fragilitätskurven mit dem VMTK [127].

Tabelle A.5: Spektrale Verschiebungsgrenzwerte für das VMTK und Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|----------------------------|---------|---------|---------|------------|------------|
| spektrale Verschiebung [m] | 0,00040 | 0,00057 | 0,00178 | 0,00251 | 0,00437 |
| Erwartungswert [log g] | -3,046 | -2,619 | -1,537 | -1,184 | -0,622 |
| Standardabweichung [log g] | | | 0,702 | | |

Die Pushover-Kurven werden durch Kapazitätskurven mit vier linearen Abschnitten approximiert. Wie bei den Untersuchungen des Referenzgebäudes aus Stahlbeton werden über 2700 Erdbebenzeitverläufe für Europa [121] und das Intensitätsmaß PGA verwendet. Die Analysen werden unter Berücksichtigung der Degradation berechnet. Die Dämpfung wird für Mauerwerk zu 10 % angenommen [38]. Der Zensierungsfaktor bleibt unverändert bei 1,5 und der Wert für die Variabilität von Gebäude zu Gebäude beträgt weiterhin 0,3. Die entwickelten Fragilitätskurven sind in Abbildung A.3 und die zugehörigen Verteilungsparameter in Tabelle A.5 dargestellt. Die Fragilitätskurven zeigen, dass dieses Einfamilienhaus aus Mauerwerk bereits bei geringen Bodenbeschleunigungen hohe Überschreitungswahrscheinlichkeiten auch für höhere Schadensgrade aufweist.

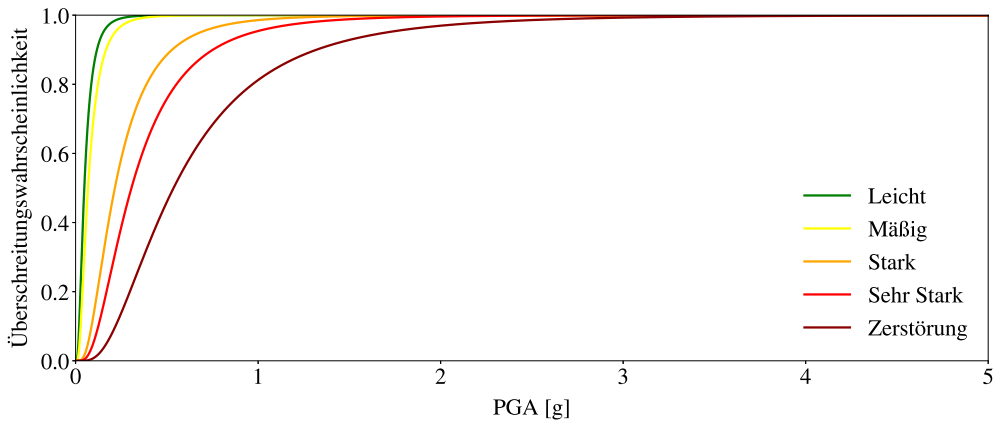


Abbildung A.3: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Einfamilienhauses aus Mauerwerk

Die Plausibilitätskontrolle mit verschiedenen Fragilitätskurven aus der Literatur [38, 110] ist in Abbildung A.4 dargestellt. Die Schadensgrade des ESRM20 [38] werden entsprechend dem Referenzgebäude aus Stahlbeton zugeordnet. Die Schadensgrade von Lagomarsino und Cattari [110] heißen *DS1 slight*, *DS2 moderate*, *DS3 extensive* und *DS4 near collapse* und werden entsprechend den Schadensgraden *Leicht* bis *Sehr Stark* zugeordnet. Ein direkter Vergleich ist aufgrund der unterschiedlichen Berechnungsmethoden und Einflussgrößen nicht möglich.

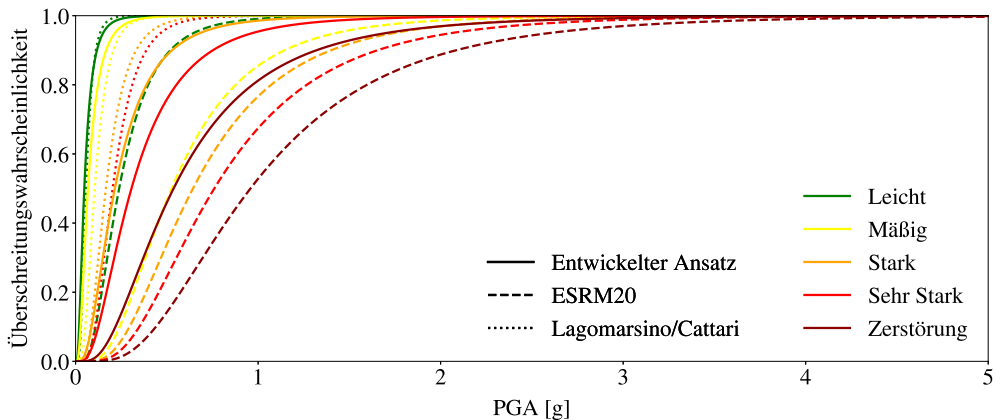


Abbildung A.4: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven für das untersuchte Einfamilienhaus aus Mauerwerk mit der Literatur [38, 110]

Die Plausibilitätskontrolle zeigt, dass die Kurven von Lagomarsino und Cattari für alle Schadensgrade hohe Überschreitungswahrscheinlichkeiten aufweisen, während die des ESRM20

deutlich geringer sind. Für den Schadensgrad *Leicht* ist die Differenz zwischen der eigenen entwickelten Kurve und der von Lagomarsino und Cattari sehr gering, wobei beide deutlich anfälliger sind als die des ESRM20. Bei dem Schadensgrad *Mäßig* zeigt die entwickelte Kurve die höchste Überschreitungswahrscheinlichkeit, wobei diese nur geringfügig höher ist als die von Lagomarsino und Cattari. Für die höheren Schadensgrade liegen die eigenen Kurven zwischen denen von Lagomarsino und Cattari und ESRM20. Dass die entwickelten Kurven insbesondere bei den geringen Schadensgraden einen geringeren Erwartungswert haben, kann darauf zurückgeführt werden, dass durch die unterschiedlichen Kriterien Schäden früher erkannt werden. Die Standardabweichung der entwickelten Kurven liegt in einem ähnlichen Bereich wie in der Literatur, sodass sich eine übereinstimmende Form der Fragilitätskurven ergibt.

Werden für das Schädigungsmodell im VMTK [127] anstelle der minimalen spektralen Verschiebungsgrenzwerte mittlere Verschiebungsgrenzwerte verwendet, so liegen die entwickelten Kurven für alle Schadensgrade im mittleren Bereich und sind für die hohen Schadensgrade ähnlich denen des ESRM20 [38]. Dies zeigt den großen Einfluss der EDP-Grenzwerte der Schadensgrade. Der Vergleich von Fragilitätskurven ist generell komplex, da sehr viele Eingangs- und Modellierungsparameter eine wichtige Rolle spielen (siehe Kapitel III.1.1.2).

Die Anwendung des entwickelten Ansatzes auf das Einfamilienhaus aus Mauerwerk und die Plausibilitätskontrolle mit der Literatur zeigen, dass der entwickelte Ansatz auch für Gebäude aus tragendem Mauerwerk sinnvolle Ergebnisse liefert und somit die Erweiterung der Anwendbarkeit gewinnbringend ist.

A.1.3 Erweiterung Referenzgebäude mit Mauerwerksausfachungen

Im Folgenden werden die Kennwerte und Parameter für die Erweiterung des Referenzgebäudes mit Mauerwerksausfachungen (siehe Kapitel III.1.2.3) sowie die zugehörigen Werte für die Definition der Mauerwerksausfachungen nach [36, 37, 171, 180] erläutert. Da sich die Breite der Ausfachungen in die x - und y -Richtung unterscheidet, ergeben sich in Tabelle A.6 für einige Kennwerte unterschiedliche Werte in der zweiten und dritten Spalte.

Das Verhalten der Druck- und Zugstreben wird durch ein von Crisafulli [36] entwickeltes Hysteresemodell beschrieben (siehe Abbildung III.10). Dieses Modell berücksichtigt neben dem nichtlinearen Verhalten der Ausfachungen auch die Auswirkungen von Belastungs-, Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen, den Spannungsabbau und die Verfestigung. Zur Definition dieses Hysteresemodells sind zahlreiche Materialparameter erforderlich.

Einer dieser Parameter ist der Elastizitätsmodul der Ausfachung E_m . Der Wert des Elastizitätsmoduls kann entweder aus experimentellen Untersuchungen ermittelt oder aus anderen Materialparametern abgeschätzt werden, wobei es für die Abschätzung zahlreiche Ansätze gibt. Im Rahmen dieser Dissertation wird der Elastizitätsmodul über die Druckfestigkeit in der Diagonalstrebe, also die Druckfestigkeit $f'_{m\Theta}$ der Ausfachung unter dem Winkel Θ , abgeschätzt. Nach [171] wird angenommen, dass der Wert im Bereich $400f'_{m\Theta} < E_m < 1000f'_{m\Theta}$ liegt. Nach Crisafulli [36] wird die Druckfestigkeit $f'_{m\Theta}$ in Abhängigkeit der von Mann und Müller auf der Grundlage von Gleichgewichtsbedingungen definierten Schubversagensmechanismen (Überschreitung des Reibwiderstands bzw. Überschreitung der Steinzugfestigkeit) und des Spannungszustandes in der Mauerwerkswand ermittelt. Für das Überschreiten des Reibwiderstands gilt in dieser Versagenstheorie folgende Gleichung A.1 nach [36]:

$$\tau_m = \tau_0^* + \mu^* f_n \quad (\text{A.1})$$

Dabei sind τ_0^* und μ^* die reduzierte Haftscherfestigkeit bzw. der reduzierte Reibungskoeffizient. Der Parameter f_n beschreibt die vertikal auf das Mauerwerk wirkende Druckspannung. Die reduzierte Haftscherfestigkeit (Gleichung A.2) und der reduzierte Reibungskoeffizient (Gleichung A.3) können wie folgt ermittelt werden [36]:

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{A.2})$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (\text{A.3})$$

Darin sind τ_0 und μ die Haftscherfestigkeit und der Reibungskoeffizient. Diese Werte können experimentell bestimmt oder durch in Normen angegebene Materialkennwerte festgelegt werden. Im Rahmen dieser Dissertation wird die Haftscherfestigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.12 [51] festgelegt und der Reibungskoeffizient beträgt nach genannter Norm für alle Mörtelarten 0,6. Mit der Konstanten C_n wird die Änderung der Normalspannung berücksichtigt. In Crisafulli wird ein Wert von 1,5 vorgeschlagen, der jedoch kleiner ist als in der ursprünglichen Theorie von Mann und Müller. Die geometrischen Größen b und d beschreiben die Höhe bzw. die Länge des Mauersteins. Für das Überschreiten der Steinzugfestigkeit wird das Versagenskriterium nach Crisafulli [36] durch folgenden Ausdruck (Gleichung A.4) angenähert:

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{C_s} \left(1 + 0,27 \frac{f_n}{f'_{tb}} \right) \quad (\text{A.4})$$

Dabei bezeichnet f'_{tb} die Steinzugfestigkeit und mit der Konstanten C_s wird das Verhältnis zwischen der maximalen und der vorhandenen Schubspannung berücksichtigt. Nach Crisafulli wird $C_s = 2,0$ angenommen. Die rechnerische Steinzugfestigkeit berechnet sich nach DIN EN 1996-1-1/NA [51] aus der mittleren Mindestdruckfestigkeit f_{st} , die sich nach DIN EN 1996-1-1/NA Tabelle NA.3 [51] in Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse ergibt. Unter Berücksichtigung des Spannungszustandes in der Mauerwerkswand und der Annahme, dass die Hauptdruckspannung f_1 die gleiche Richtung wie die Diagonalstrebe hat, können die Spannungen über den Winkel Θ transformiert werden [36]. Diese werden dann in die Versagenskriterien (Gleichungen A.1 und A.4) eingesetzt, um die Druckfestigkeit $f'_{m\Theta}$ unter dem Winkel Θ in Abhängigkeit vom Versagensmechanismus (siehe Gleichungen A.5 und A.6 [36]) zu erhalten.

$$f'_{m\Theta} = \frac{\tau_0^*}{\sin\Theta (\cos\Theta - \mu^* \sin\Theta)} \quad (\text{A.5})$$

$$f'_{m\Theta} = \frac{f'_{tb}}{\sin\Theta (C_s \cos\Theta - 0,27 \sin\Theta)} \quad (\text{A.6})$$

Für die Modellierung der Ausfachung wird der kleinere und damit konservative Wert der Druckfestigkeit $f'_{m\Theta}$ verwendet. [36, 37, 171, 180]

Ein Druckversagen des Mauerwerks tritt dann auf, wenn die Normalspannung deutlich größer

ist als die Schubspannung ($f_n > 8\tau$), was nur bei Mauerwerkskonstruktionen der Fall ist, die überwiegend auf Druck beansprucht werden. Umgerechnet bedeutet dies $\Theta > 82,9^\circ$, sodass dieses Versagen bei Ausfachungen in der Regel nicht möglich ist und daher hier nicht betrachtet wird. [36]

Für die Charakterisierung der Ausfachung in SeismoStruct [171] muss weiterhin ein Wert für die Zugfestigkeit f_t angegeben werden. Dieser Wert beschreibt die Zugfestigkeit des Mauerwerks und die Verbundfestigkeit zwischen der Ausfachung und den Balken bzw. Stützen. Der Wert der Zugfestigkeit wird häufig mit 0 N/mm^2 angegeben, da die Zugfestigkeit keinen großen Einfluss auf das Gesamttragwerk hat [36].

In Tabelle A.6 sind folgende weitere Parameter für die Zug- und Druckstreben enthalten. Der Parameter ϵ_m beschreibt die Dehnung bei maximaler Spannung. Um diesen Wert möglichst realitätsnah zu definieren, sollte er durch experimentelle Untersuchungen verifiziert werden, andernfalls ist der in SeismoStruct angegebene Standardwert von 0,0012 zu verwenden. Aus der Dehnung bei maximaler Spannung kann die anzunehmende Bruchdehnung ϵ_u ermittelt werden. Der Parameter ϵ_{cl} definiert die Größe der Dehnung, bei der sich Risse in der Ausfachung schließen und Druckspannungen auftreten können. Die Parameter ϵ_1 und ϵ_2 beziehen sich auf die Strebenfläche. Die weiteren empirischen Parameter betreffen das Verhalten unter zyklischer Belastung [180]. Für diese Parameter werden die von SeismoStruct vorgeschlagenen Werte verwendet (siehe Tabelle A.6). [36, 37, 171, 180]

Weiterhin wird die Scherfeder mit dem Modell nach Crisafulli [36] charakterisiert. Die Schubfestigkeit wird hierbei unabhängig von den nach Mann und Müller definierten Versagensmechanismen ermittelt. Sie ist abhängig von der Haftscherfestigkeit und dem Reibungswiderstand zwischen den Mörtelfugen und den Steinen und wird mit folgender Gleichung A.7 berechnet:

$$\tau = \tau_0 + \mu f_n \quad (\text{A.7})$$

Dabei ist τ_0 die anfängliche Haftscherfestigkeit, μ der Reibungskoeffizient und f_n die Druckspannung senkrecht zur Lagerfuge. Bei Verwendung der materialbezogenen Standardwerte wird empfohlen, die reduzierten Werte der Haftscherfestigkeit τ_0^* und des Reibungskoeffizienten μ^* zu verwenden (siehe Gleichungen A.2 und A.3). Zusätzlich wird die maximale Scherfestigkeit τ_{max} benötigt. Die maximale Scherfestigkeit beschreibt die größtmögliche Schubspannung, die von der Ausfachung aufgenommen werden kann. Der Wert hängt dabei vom Versagensmechanismus ab, der sich in der Ausfachung entwickelt. Er kann mit der Scherfestigkeit τ (Gleichung A.7) gleichgesetzt werden. Weiterhin ist der Parameter α_s zu definieren, der das Verhältnis zwischen maximaler Schubspannung und mittlerer Spannung in der Platte beschreibt.

Der Wert liegt in der Regel zwischen 1,4 und 1,65 und wird standardmäßig mit 1,5 angenommen [171]. [36, 37, 171, 180]

Zusätzlich sind geometrische Parameter für die Ausfachung zu definieren (siehe Tabelle A.6 und Abbildung III.10). Die Lage und Ausrichtung der Ausfachungen wird in SeismoStruct über dieselben Knoten wie die Stützen und Balken definiert. Um die Breite und Höhe der Stützen bzw. Balken zu berücksichtigen, werden zusätzlich vier innere Knoten definiert. Diese inneren Knoten befinden sich an den tatsächlichen Berührungspunkten zwischen Rahmen und Ausfachung (siehe Abbildung III.10). Die Lage dieser Knoten wird durch die Parameter X_0 für die horizontale und Y_0 für die vertikale Position bestimmt:

$$X_0 = 0,5 \cdot \frac{\text{Stützenbreite}}{\text{Ausfachungsbreite}} \text{ und } Y_0 = 0,5 \cdot \frac{\text{Balkenhöhe}}{\text{Ausfachungshöhe}} \quad (\text{A.8})$$

Zusätzlich werden vier Ersatzknoten definiert, um die Kontaktlänge bzw. -breite zwischen dem Rahmen und der Ausfachung zu berücksichtigen. Die Diagonalstreben verlaufen jeweils von einem inneren Knoten zu einem Ersatzknoten und die inneren Schnittgrößen werden auf die vier Elementknoten übertragen, an denen die Ausfachung mit dem Rahmentragwerk verbunden ist. Als geometrische Eingangsgrößen sind in der Software die Dicke der Ausfachung t , die unverformten und verformten Strebenflächen A_1 und A_2 sowie die Ersatzkontaktlänge h_z zu definieren. Die Strebenfläche A_1 ist das Produkt aus der Wandstärke t und der Strebenbreite w . Nach [36] ist die Annahme der Strebenbreite w als 1/4 der Diagonalen der Ausfachung d_m eine einfache und konservative Art für die Abschätzung dieses Parameters. Die Strebenfläche A_2 wird als Prozentsatz von A_1 ausgedrückt. Dazu wird die Strebenfläche A_1 um einen bestimmten Prozentsatz reduziert, um die Verringerung der Kontaktfläche zwischen Rahmen und Ausfachung infolge zunehmender Verschiebungen und daraus resultierender Risse zu berücksichtigen. Nach [36] wird für $\lambda = 3$ (siehe Gleichung A.10) ein Wert von 75 % für die Reduzierung der Strebenfläche angenommen. Die Ersatzkontaktlänge h_z gibt den Abstand zwischen dem inneren Knoten und dem Ersatzknoten im verformten Zustand an. Für den Wert der Ersatzkontaktlänge wird nach [171] ein Bereich von 1/3 bis 1/2 der Kontaktlänge z vorgeschlagen, wobei hier 1/3 angenommen wird. In SeismoStruct wird der Wert als Prozentsatz der Höhe der Ausfachung definiert. Die Kontaktlänge z kann als Bezugsgröße für die Bewertung der Steifigkeit des Rahmens einschließlich der Ausfachungen interpretiert und durch folgenden Ausdruck (Gleichung A.9) angenähert werden [36]:

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} h_m \quad (\text{A.9})$$

Der Parameter h_m beschreibt die Höhe der Ausfachung. Der dimensionslose Parameter λ berücksichtigt die relativen Steifigkeiten zwischen dem Rahmen und der Ausfachung nach folgender Gleichung A.10 [36]:

$$\lambda = h \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\Theta)}{4E_c I_c h_m}} \quad (\text{A.10})$$

Dabei sind h der Abstand der Elementknoten in vertikaler Richtung, E_m der Elastizitätsmodul des Mauerwerks, t die Dicke der Ausfachung, Θ der Winkel zwischen der Diagonalstrebe und dem Balken, E_c der Elastizitätsmodul der Stütze, I_c das Flächenträgheitsmoment der Stütze und h_m die Höhe der Ausfachung. Außerdem werden Werte für den Anteil der Scherfestigkeit γ_s und die Wichte γ der Ausfachung benötigt. γ_s gibt den Anteil der Plattensteifigkeit an, welcher der Scherfeder zugeordnet wird. In der Regel liegt der Wert zwischen 0,5 und 0,75 [180], hier wird 0,5 gewählt. [36, 37, 171, 180]

Tabelle A.6: Kennwerte zur Definition der Mauerwerksausfachungen in SeismoStruct [171]

| Eigenschaft | Wert x-Richtung | Wert y-Richtung |
|--|--------------------|--------------------|
| Parameter Zug- und Druckstreben | | |
| Elastizitätsmodul E_m [N/mm ²] | 386,810 | 348,460 |
| Druckfestigkeit $f_{m\Theta}$ [N/mm ²] | 0,38681 | 0,34846 |
| Zugfestigkeit f_t [N/mm ²] | 0 | 0 |
| Dehnung bei maximaler Spannung ϵ_m | 0,0012 | |
| Maximale Dehnung ϵ_u | 0,024 | |
| Dehnung bei Schließen der Risse ϵ_{cl} | 0,003 | |
| Dehnung bei Reduktion der Strebenfläche ϵ_1 | 0,0006 | |
| Restdehnung der Strebenfläche ϵ_2 | 0,001 | |
| Faktor Steifigkeit Start der Entlastung γ_{un} | 1,5 | |
| Faktor Dehnung Wiederbelastung α_{re} | 0,2 | |
| Faktor Dehnung Wendepunkt α_{ch} | 0,7 | |
| Faktor Dehnung vollständige Entlastung β_a | 1,5 | |
| Faktor Spannung Wendepunkt β_{ch} | 0,9 | |
| Faktor Steifigkeit vollständige Entlastung γ_{plu} | 1,0 | |
| Faktor Steifigkeit Wiederbelastung γ_{pr} | 1,5 | |
| Faktor Steifigkeit plastische Entlastung e_{x1} | 3 | |
| Faktor Dehnung wiederholte Zyklen e_{x2} | 1,4 | |
| Parameter Scherfeder | | |
| Haftscherfestigkeit τ_0 [N/mm ²] | 0,1841 | |
| Reibungskoeffizient μ | 0,6 | |
| Maximale Scherfestigkeit τ_{max} [N/mm ²] | 2,996 | |
| Faktor Reduktion Schub α_s | 1,5 | |
| Parameter Geometrie | | |
| Dicke Ausfachung t [m] | 0,13 | |
| Out-of-plane failure drift | 1,5 | |
| Unverformte Strebenfläche A_1 | 0,137 | 0,109 |
| Verformte Strebenfläche A_2 | 75 % | |
| Ersatzkontaktlänge h_z | 18,78 % | 18,16 % |
| Horizontale Position X_0 | 4,054 | 5,556 |
| Vertikale Position Y_0 | 12,50 | |
| Anteil der Scherfestigkeit γ_s | 50 % | |
| Wichte γ [kN/m ³] | 11 | |

A.1.4 Street House: Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen

Als weiteres Beispiel für die Erweiterung des entwickelten Multiskalenansatzes wird das *Street House* gewählt, welches mit gemischter Nutzung die meistverbreitete Konstruktionsart des taiwanesischen Gebäudebestands darstellt. Das offene Erdgeschoss wird für kommerzielle Zwecke genutzt, während sich in den oberen Geschossen typischerweise Wohneinheiten befinden. In den Obergeschossen sind in der Richtung senkrecht zur Straße die Ausfachungswände als Wohnungstrennwände und Außenwände über die gesamte Gebäudelänge vorhanden, parallel zur Straße sind Ausfachungswände lediglich in Form von Außenwänden angeordnet. Im Erdgeschoss ist aufgrund der kommerziellen Nutzung die Lage der Ausfachungswände parallel zur Straße auf die straßenabgewandte Gebäudeseite begrenzt, sodass entlang der Straße ein offener Korridor vorhanden ist.

Die Höhe des Gebäudes beträgt 10 m. Das Erdgeschoss hat eine Höhe von 4 m und die beiden Obergeschosse jeweils eine Höhe von 3 m. Der Grundriss des Modells orientiert sich am typischen Grundriss eines Street House [193]. Die Grundfläche beträgt 18 m x 12,6 m, wobei die Rahmen in x -Richtung mit einem Abstand von 4,5 m und in y -Richtung mit einem Abstand von 4,2 m angeordnet sind. Das Street House wird als Stahlbetonskelettbau mit Mauerwerksausfachungen modelliert, wobei die Rahmen aus Stützen und Balken bestehen, die vereinfacht als *inelastic plastic-hinge force-based frame elements (infrmFBPH)* [171] modelliert werden und deren Abmessungen entsprechend den Angaben im Housing Report [193] gewählt werden. Die Stützen haben einen Querschnitt von 300 mm x 500 mm und eine Betondeckung von 35 mm. Die Längsbewehrung besteht aus 4 Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm in den Ecken und 2 Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm an jeder Seite entlang der Breite von 500 mm. Die Querbewehrung besteht aus Bügeln mit einem Durchmesser von 10 mm und einem Abstand von 300 mm. Die Balken haben einen Querschnitt von 500 mm x 300 mm und eine Betondeckung von 35 mm. Die Längsbewehrung besteht aus 5 Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm an der Oberseite und 3 Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm an der Unterseite. Die Querbewehrung besteht aus Bügeln mit einem Durchmesser von 8 mm und einem Abstand von 300 mm. Die Flächenlasten aus Eigengewicht (Decke: 3,22 kN/m², Dach: 3,25 kN/m²) und Nutzlast der Decke (1,5 kN/m²) werden auf die Balken verteilt und als zusätzliche Last berücksichtigt, wobei die Decke als in y -Richtung einachsigt gespannt angenommen wird. Das Eigengewicht der Stützen und Balken wird in SeismoStruct automatisch berücksichtigt. Die landestypischen Materialeigenschaften werden in Anlehnung an den Housing Report berücksichtigt. Für den Beton wird die Druckfestigkeitsklasse C20/25 gewählt und die zugehörigen

Parameter für das nichtlineare Betonmodell nach Mander et al. [123] definiert. Der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls liegt typischerweise bei circa 412 N/mm² [193]. Die Materialkennwerte werden gemäß dem Materialgesetz von Menegotto-Pinto [129] definiert. Für alle Elemente werden die Umschnürungseffekte auf der Grundlage des Betonmaterials und der Bewehrung berücksichtigt. Die Ausfachungen werden in SeismoStruct als *infills* modelliert, wie in Kapitel A.1.3 beschrieben. Die Materialeigenschaften für die Mauerwerksausfachungen ergeben sich ebenfalls aus den im Housing Report enthaltenen landesspezifischen Eigenschaften und den daraus resultierenden Materialkennwerten gemäß den beschriebenen Tabellen aus [51] und [48] (siehe Kapitel A.1.3.) Gegenüber Tabelle A.6 ändern sich nur die in Tabelle A.7 enthaltenen Werte, wobei aufgrund der Geometrie der Ausfachungen (Breite und Höhe) zwischen der *x*- und der *y*-Richtung sowie dem Erdgeschoss (EG) und den Obergeschossen (OG) zu unterscheiden ist.

Tabelle A.7: Kennwerte zur Definition der Mauerwerksausfachungen des Street House in SeismoStruct [171]

| Eigenschaft | Wert x-Richtung EG | Wert x-Richtung OG | Wert y-Richtung EG | Wert y-Richtung OG |
|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Parameter Zug- und Druckstreben [N/mm²] | | | | |
| Elastizitätsmodul E_m | 643 | 597 | 702 | 600 |
| Druckfestigkeit $f_{m\theta}$ | 0,643 | 0,597 | 0,702 | 0,600 |
| Parameter Scherfeder [N/mm²] | | | | |
| Haftscherfestigkeit τ_0 | | | 0,184 | |
| Maximale Scherfestigkeit τ_{max} | | | 5,599 | |
| Parameter Geometrie | | | | |
| Dicke Ausfachung t [m] | | | 0,12 | |
| Out-of-plane failure drift | | | 0,75 | |
| Unverformte Strebenfläche A_1 | 0,164 | 0,147 | 0,153 | 0,134 |
| Verformte Strebenfläche A_2 | 70 % | 75 % | 65 % | 70 % |
| Ersatzkontaktlänge h_z | 14,72 % | 19,48 % | 11,36 % | 14,89 % |
| Horizontale Position X_0 | | 3,571 | | 6,757 |
| Vertikale Position Y_0 | 7,14 | 10,00 | 7,14 | 10,00 |
| Wichte γ [kN/m ³] | | | 20,0 | |

Bei der Analyse ist insbesondere die asymmetrische Anordnung der Ausfachungswände zu berücksichtigen, wodurch sich ein variierendes Tragverhalten in die beiden Koordinatenrichtungen *x* und *y* sowie jeweils in positive und negative Belastungsrichtung ergibt. Zusätzlich

werden zwei unterschiedliche Horizontallastverteilungen (gleichmäßig und modal) untersucht. Das in SeismoStruct modellierte Street House und die zugehörigen Pushover-Kurven mit Schadensgraden sind in Abbildung A.5 dargestellt.

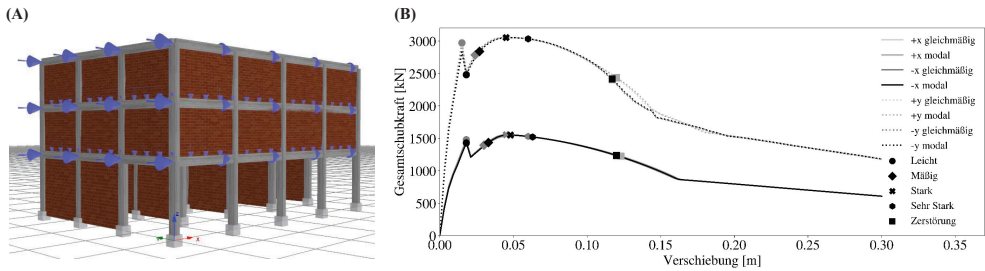


Abbildung A.5: Modellierung des taiwanesischen Street House mit Mauerwerksausfachungen (A) und zugehörige Pushover-Kurven (B)

Die Schadenskriterien für Stahlbeton ergeben sich wie zuvor aus den Tabellen III.1, III.2 und III.3. Die zusätzlichen Kriterien für die Mauerwerksausfachungen werden durch die Grenzwerte für die gegenseitige Stockwerksverschiebung (ISD) in Spalte 2 der Tabelle III.9 definiert und mit der jeweiligen Stockwerkshöhe multipliziert, um die Verschiebungswerte zu erhalten. Die Entwicklung der Fragilitätskurven erfolgt wie zuvor für Stahlbeton, wobei jedoch die zusätzlichen Verschiebungskriterien für die Mauerwerksausfachungen berücksichtigt werden. Die Fragilitätskurven sind in Abbildung A.6 dargestellt.

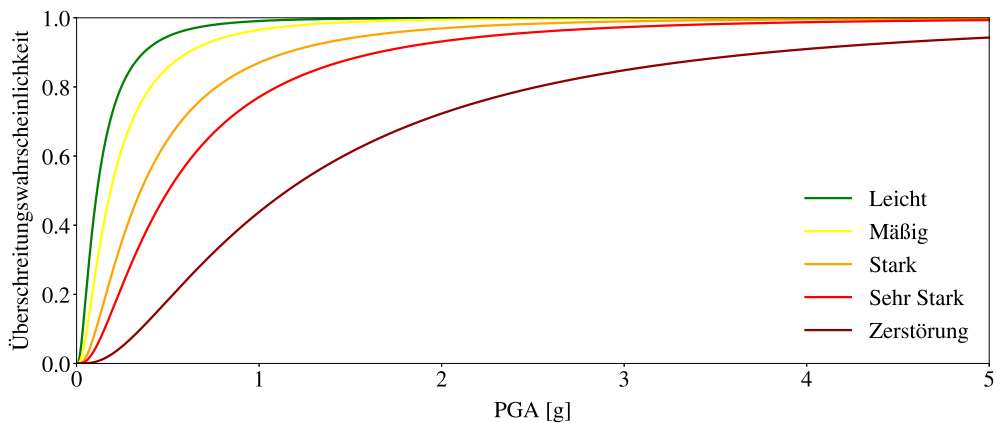


Abbildung A.6: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten taiwanesischen Street House

Dabei werden über 2000 Beschleunigungszeitverläufe von Erdbeben in Taiwan verwendet. Die zugehörigen Parameter für die logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade sind in Tabelle A.8 enthalten.

Tabelle A.8: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten taiwanesischen Street House

| Schadensgrad | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
|----------------------------|--------|--------|--------|------------|------------|
| Erwartungswert [log g] | -2,187 | -1,682 | -1,046 | -0,687 | 0,144 |
| Standardabweichung [log g] | 0,928 | | | | |

Die Plausibilitätskontrolle mit den Fragilitätskurven nach Liao et al. [115] (Abbildung A.7) zeigt, dass für geringe Beschleunigungen, die selbst entwickelten Fragilitätskurven höhere Überschreitungswahrscheinlichkeiten aufweisen, für hohe Beschleunigungen jedoch die von Liao et al. Dies ist auf die unterschiedlichen Formen der Kurven zurückzuführen, die aus den verschiedenen Standardabweichungen resultieren. Ein direkter Vergleich ist nicht möglich, da in [115] nur wenige Angaben zu Materialeigenschaften und Modellierung enthalten sind. Die in Liao et al. enthaltenen Schadensdaten lassen sich mittels der entwickelten Fragilitätskurven ableiten. Dabei zeigt sich, dass die eingetretenen Schadensquoten teils von den Fragilitätskurven nach Liao et al. und teils von den eigenen Fragilitätskurven genauer getroffen werden. Dies demonstriert die Eignung der eigenen Fragilitätskurven zur Abbildung des Schadensbildes. Somit ist der eigene Ansatz für die Erweiterung um asymmetrische Mauerwerksausfachungen anwendbar.

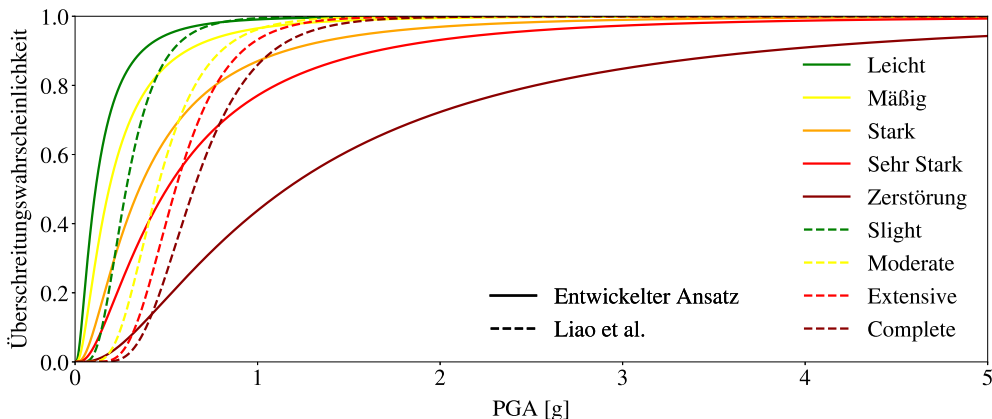


Abbildung A.7: Plausibilitätskontrolle der ermittelten Fragilitätskurven (durchgezogene Kurven) für das untersuchte taiwanesische Street House mit den Kurven von Liao et al. [115] (gestrichelte Kurven)

A.1.5 Erweiterung des Referenzgebäudes um Korrosionsauswirkungen

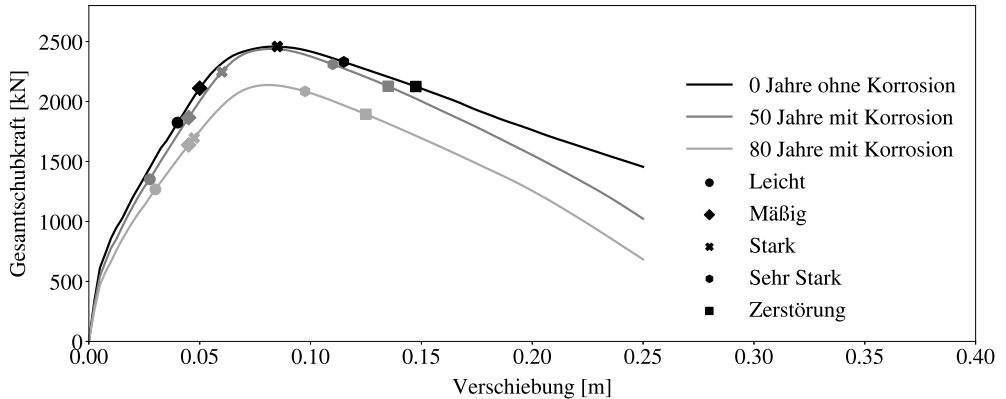


Abbildung A.8: Pushover-Kurven für die x-Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

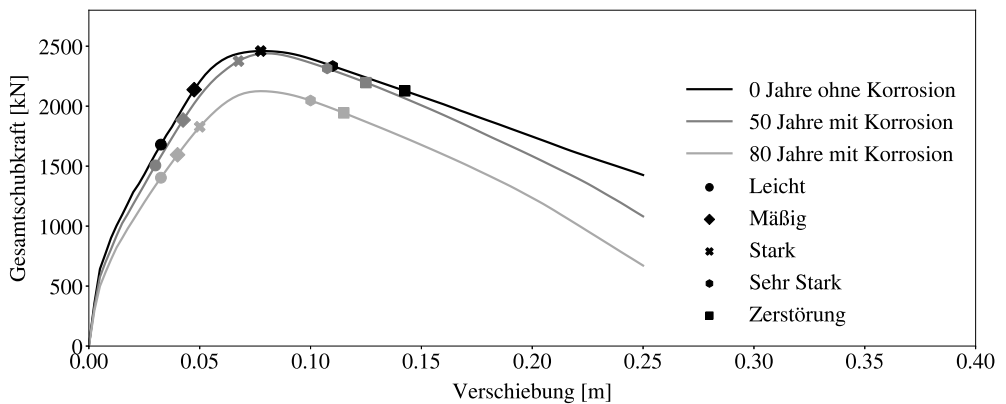


Abbildung A.9: Pushover-Kurven für die y-Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

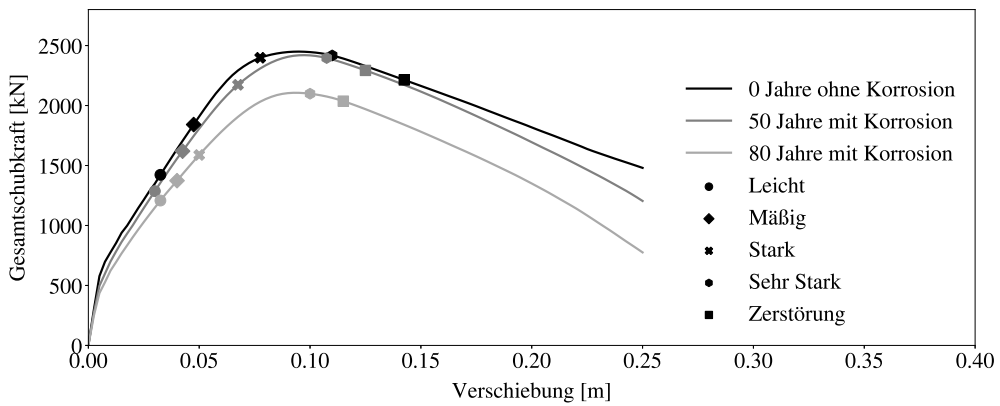


Abbildung A.10: Pushover-Kurven für die y-Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die drei Zeitpunkte unter Berücksichtigung der Korrosion

A.1.6 Korrosionsauswirkungen bei Bestandsgebäuden

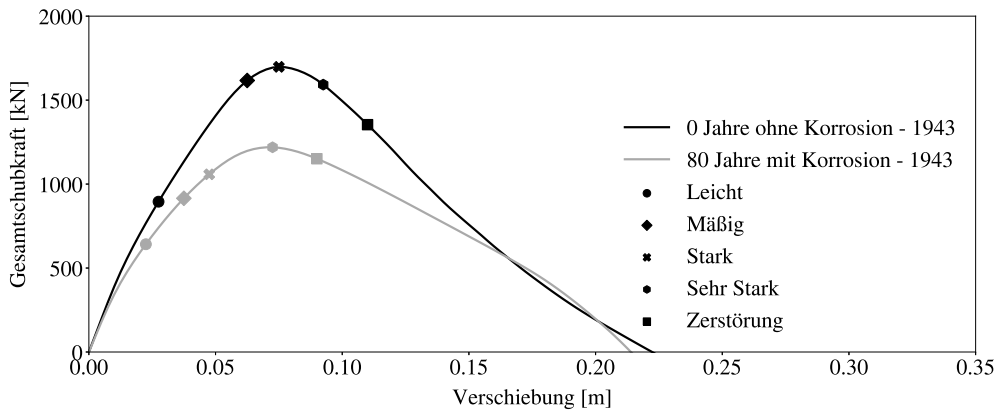


Abbildung A.11: Pushover-Kurven für die x -Richtung mit der modalen Horizontallastverteilung und den zugehörigen Schadensgraden für den Stahlbetonskelettbau von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren

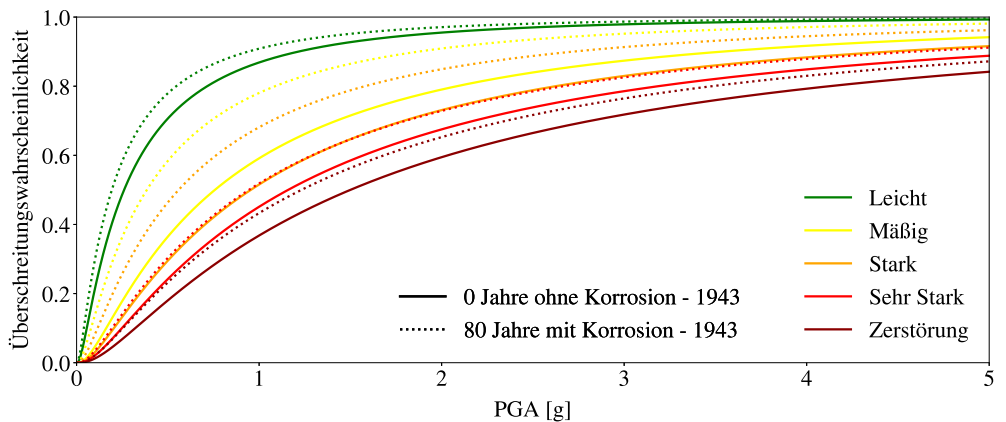


Abbildung A.12: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren

Tabelle A.9: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus von 1943 im Ausgangszustand und unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren

| Alter [Jahre] - Baujahr | Parameter [log g] | Schadensgrade | | | | |
|----------------------------|--------------------|---------------|--------|--------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| 0 - 1943 | Erwartungswert | -1,346 | -0,278 | -0,047 | 0,147 | 0,405 |
| | Standardabweichung | | | 1,202 | | |
| 80 - 1943 | Erwartungswert | -1,644 | -0,955 | -0,582 | 0,058 | 0,209 |
| | Standardabweichung | | | 1,234 | | |

Tabelle A.10: Stahlbetonskelettbau von 1943 mit angepasster Bewehrung unter Berücksichtigung der Korrosion nach 80 Jahren: Schrittzahlen (von 101) für vier Analysen, die zur Überschreitung der Schadenskriterien führen

| Schadensgrad | Kriterium | x-Richtung gleichmäßig | x-Richtung modal | y-Richtung gleichmäßig | y-Richtung modal |
|--------------|-----------|---------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|
| Leicht | (a) | 18 | 14 | 67 | 11 |
| | (d) | 27 | 30 | 22 | 26 |
| | (f) | 8 | 7 | 9 | 8 |
| | (h) | 17 | 20 | 16 | 19 |
| | global | 7 | 8 | 6 | 7 |
| | maßgebend | 8 | 8 | 9 | 8 |
| Mäßig | (b) | 9 | 11 | 9 | 10 |
| | (d) | | | *) | |
| | (g) | 19 | 22 | 18 | 22 |
| | (h) | 21 | 25 | 21 | 25 |
| | global | 11 | 13 | 10 | 12 |
| | maßgebend | 11 | 13 | 10 | 12 |
| Stark | (b) | 17 | 21 | 17 | 21 |
| | (c) | 27 | 31 | 26 | 29 |
| | (e) | 55 | 54 | 54 | 50 |
| | (i) | 25 | 28 | 23 | 26 |
| | (j) | | *) | | 101 |
| | global | 20 | 24 | 20 | 23 |
| Sehr Stark | maßgebend | 17 | 21 | 17 | 21 |
| | (c) | 28 | 31 | 27 | 30 |
| | (e) | | | *) | |
| | (i) | 26 | 29 | 25 | 28 |
| | (j) | | | *) | |
| | global | 26 | 30 | 25 | 29 |
| Zerstörung | maßgebend | 26 | 29 | 25 | 28 |
| | (c) | 45 | 49 | 49 | 52 |
| | (e) | | | *) | |
| | (i) | 33 | 36 | 31 | 35 |
| | (j) | | | *) | |
| | global | 33 | 39 | 32 | 35 |
| | maßgebend | 33 | 36 | 31 | 35 |

*) : Das Kriterium wird bis zum Ende der Analyse nicht erreicht.

A.1.7 Vorschädigung

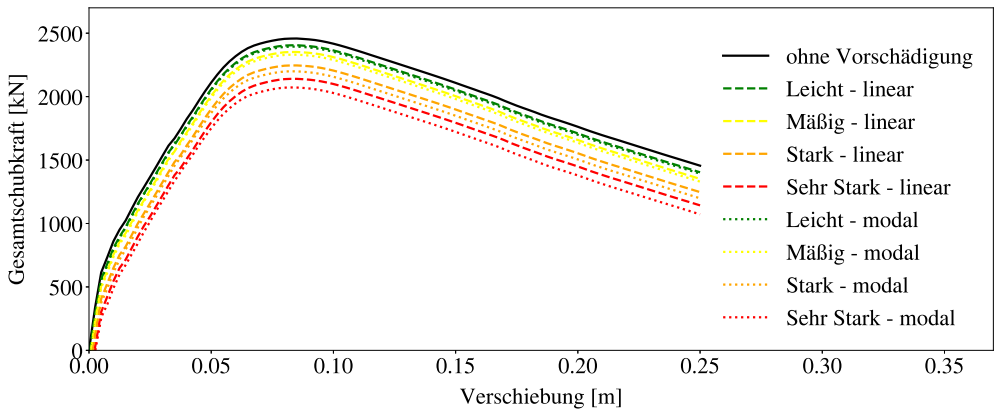


Abbildung A.13: Pushover-Kurven des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für die x -Richtung mit der gleichmäßigen Horizontallastverteilung mit den Vorschädigungsgraden *Leicht* bis *Sehr Stark* in linearer und modaler Form (Methode: Schiefstellung)

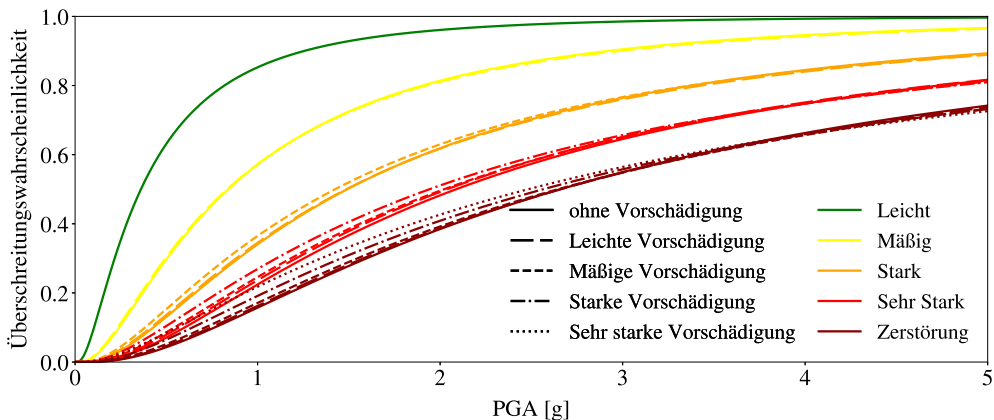


Abbildung A.14: Fragilitätskurven für die fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbarbeben in Abhängigkeit von *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung (Methode: Schiefstellung)

Tabelle A.11: Verteilungsparameter der logarithmischen Normalverteilungen der fünf Schadensgrade des untersuchten Stahlbetonskelettbaus für ein Nachbeben in Abhängigkeit von *leichter* bis *sehr starker* Vorschädigung (Methode: Schiefstellung)

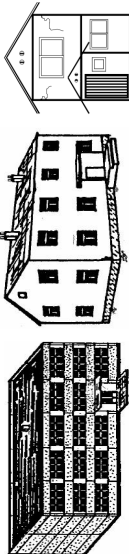

| Vorschädigung Parameter [log g] | | Endschadensgrade | | | | |
|---------------------------------|--------------------|------------------|--------|-------|------------|------------|
| | | Leicht | Mäßig | Stark | Sehr Stark | Zerstörung |
| ohne | Erwartungswert | -1,020 | -0,175 | 0,399 | 0,736 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,973 | | |
| Leicht | Erwartungswert | - | -0,182 | 0,396 | 0,712 | 0,978 |
| | Standardabweichung | | | 0,994 | | |
| Mäßig | Erwartungswert | - | - | 0,354 | 0,704 | 0,973 |
| | Standardabweichung | | | 1,024 | | |
| Stark | Erwartungswert | - | - | - | 0,664 | 0,942 |
| | Standardabweichung | | | 1,079 | | |
| Sehr Stark | Erwartungswert | - | - | - | - | 0,909 |
| | Standardabweichung | | | 1,166 | | |

A.2 Schadenskataloge

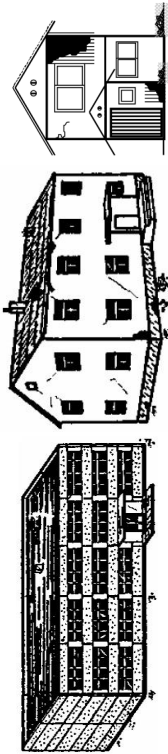

A.2.1 Globale Schadensmerkmale

Schadenskataloge für Globale Kriterien

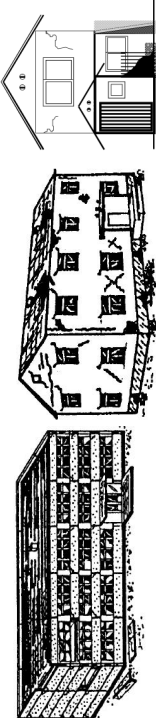

0 – kein Schaden: keine Schäden, die die Tragfähigkeit beeinflussen, evtl. sehr leichter Schaden an nichttragenden Elementen
1 – Leichter Schaden (slight)

| | | |
|--|---|---|
| Tragfähigkeit (tragende und nichttragende Bauteile) | <ul style="list-style-type: none">Keine Beeinträchtigung der TragfähigkeitLeichter Schaden an nichttragenden ElementeKein Schaden an tragenden Elementen |  |
| Gefährdung Sicherheit von Menschen | <ul style="list-style-type: none">Keine Gefährdung der Menschen durch herabfallende nichttragende Bauteile | |
| Dächer und Schornsteine | <ul style="list-style-type: none">Dachkonstruktion intaktAb lösen, Gleiten und Herabfallen von Ziegeln, lokal begrenzt, < 10 % der DachflächeMax. feine Risse im Schornstein |  |

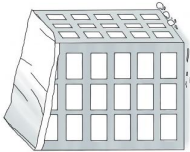

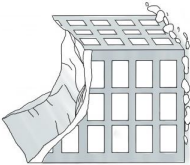

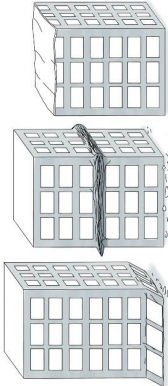
2 – Mäßiger Schaden (moderate)

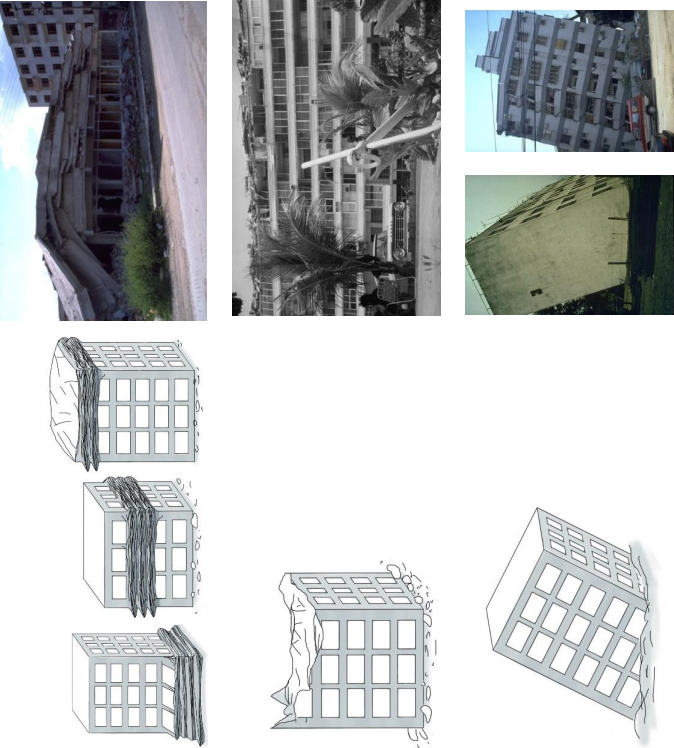
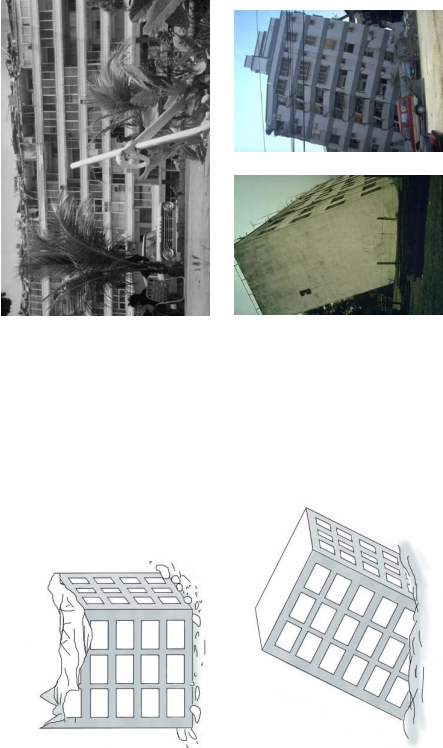

| | | |
|--|---|---|
| Tragfähigkeit (tragende und nichttragende Bauteile) | <ul style="list-style-type: none">• leichte Beeinträchtigung der Tragfähigkeit• mäßiger Schaden an nichttragenden Elementen• leichter Schaden an tragenden Elementen |  |
| Gefährdung Sicherheit von Menschen | <ul style="list-style-type: none">• Gefährdung durch herabfallende nichttragende Bauteile ist möglich | |
| Dächer und Schornsteine | <ul style="list-style-type: none">• Verschiebungen / Separationen innerhalb der Dachkonstruktion: Verschiebungen Hauptträger ≤ 5 mm• Lokale Schäden an Nebenträgern der Dachkonstruktion• Ablösen, Gleiten und Herabfallen von Ziegeln, lokal begrenzt, < 20 % der Dachfläche• Rissbildung und Schäden bei Schornsteinen |  |

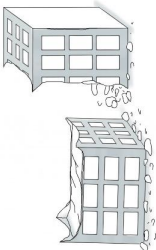


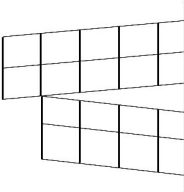
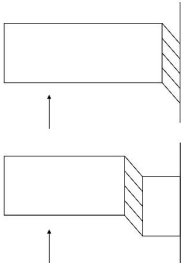


3 – Starker Schaden (heavy)

| | | |
|--|--|--|
| Tragfähigkeit (tragende und nichttragende Bauteile) | <ul style="list-style-type: none"> • erhebliche Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der tragenden Elemente (keine Gefahr des Teileinsturzes) • starker Schaden an nichttragenden Elementen bis zum Teilversagen • starker Schaden an tragenden Bauteilen • sichtbare Schiefstellungen/Lotabweichungen |  |
| Gefährdung Sicherheit von Menschen | <ul style="list-style-type: none"> • Gefährdung durch herabfallende nichttragende Bauteile stark ausgeprägt | |
| Dächer und Schornsteine | <ul style="list-style-type: none"> • Verschiebungen / Separationen innerhalb der Dachkonstruktion: Verschiebungen Hauptträger ≤ 20 mm • Schäden an Nebenträgern der Dachkonstruktion • Ablösen, Gleiten und Herabfallen von Ziegeln, große Anteile der Dachfläche • Rissbildung bis Einsturz / Absturz von Schornsteinen |  |



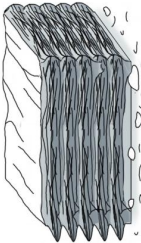



4 – Sehr starker Schaden (extensive)





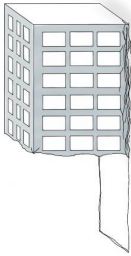

| | | |
|--------------------|---|---|
| | <ul style="list-style-type: none">• Einsturz von oberstem Geschoss → schiefe Ebene |   |
| Gebäude / Geschoss | <ul style="list-style-type: none">• Einsturz mehrerer (oberer) Geschosse → schief |   |
| | <ul style="list-style-type: none">• „pancake collapse“ / „soft-storey“: ein Geschoss oben/Mitte/unten |   |

| | | |
|--------------------|--|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> • „pancake collapse“ / „soft-storey“: mehrere Geschosse oben/Mitte/unten |  |
| Gebäude / Geschoss | <ul style="list-style-type: none"> • Schutthaufen oben auf uneingestürzttem Teil des Gebäudes |  |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Schiefstellung = Veränderung der Neigung des Gebäudes als Ganzes |  |

| | | |
|--------------------|--|---|
| | <ul style="list-style-type: none">• Umkippen oberer Teil |    |
| Gebäude / Geschoss | <ul style="list-style-type: none">• Zusammenstoß benachbarter Gebäude(-teile) ("pounding") → Zerstörung einzelner Gebäudeteile |  |
| | <ul style="list-style-type: none">• Schiefstellung ("soft-storey") → Veränderung der Neigung einzelner weicher Geschosse |    |

5 – Zerstörung (destruction)

| | | |
|------------------|---|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> • Versagen gesamtes Gebäude schief zu einer Seite über Grundriss hinaus |   |
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none"> • pancake collapse - alle Geschosse |   |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Schutthaufen komplett |   |

| | | |
|------------------|---|---|
| | <ul style="list-style-type: none">• Schutthaufen, aber Deckenplatten als Ganzes erkennbar |   |
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none">• Schutthaufen mit teilweise vertikal stehenden Elementen |   |
| | <ul style="list-style-type: none">• Umkippen komplett |   |

Zusätzlich sind für alle Schadensgrade auch die materialspezifischen Schadensmerkmale zu beachten

Quellen:

- Abb. 1-2, 5-6, 10-11: Grünthal G. European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). European Seismological Commission, Subcommittee on Engineering Seismology, 1998.
- Abb. 3, 7, 12: Okada, Takai: Classifications of Structural Types and Damage Patterns of Buildings for Earthquake Field Investigation, 12 WCEE, 2000.
- Abb. 4, 8, 13-14: Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB): Fotodokumentation Erdbeben Albstadt (3.9.1978) [CD-ROM].
- Abb. 9, 17, 19, 21, 23, 25, 27-28, 31, 34-35, 39, 41, 45, 47: NISEE – PEER Center University of California, Berkeley; <https://nisee.berkeley.edu/library/>.
- Abb. 15: <https://www.spiegel.de/wissenschaft/natur/christchurch-30-nachbeben-erschuettern-neuseelandische-stadt-a-715755.html>
- Abb. 16, 18, 20, 22, 24, 26, 29-30, 33, 36-38, 40, 42, 44, 46: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Massivbau, Karlsruher Institut für Technologie.
- Abb. 32, 43: NOAA National Centers for Environmental Information, Natural Hazards Image Database, <https://www.ngdc.noaa.gov/hazardimages/#/earthquake>.

A.2.2 Schadensmerkmale Stahlbeton

Schadenskataloge für Stahlbeton




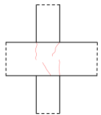
0 – kein Schaden: Haarrisse und normativ zulässige Risse (bis 0,4 mm) in tragenden und nichttragenden Elementen

1 – Leichter Schaden (slight)

| | | |
|--|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> | <ul style="list-style-type: none">Verschiedene Rissarten mit Rissbreiten bis max. 1 mm und geringer Häufigkeit<ul style="list-style-type: none">Balken: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 1\text{ mm}$Stützen: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 1\text{ mm}$, keine vertikalen RisseSchubwände: Risse horizontal und diagonal über die Wandfläche $\leq 1\text{ mm}$Knotenbereiche: Risse $\leq 0,5\text{ mm}$ |     |
|--|--|---|

| | | |
|--|--|--|
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> | <ul style="list-style-type: none"> Geringfügige, lokale Betonabplatzungen |  |
| <p>nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände</p> | <ul style="list-style-type: none"> Risse bis max. 1 mm Rissbreite und begrenzte Länge Leichte Separation von der Tragstruktur möglich Geringfügige, lokale Abplatzungen |  |

2 – Mäßiger Schaden (moderate)

- Verschiedene Rissarten mit Rissbreiten bis max. 2 mm
 - Balken: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 2\text{ mm}$ 
 - Stützen: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 2\text{ mm}$, keine vertikalen Risse
 - Schubwände: Risse horizontal und diagonal über die Wandfläche $\leq 2\text{ mm}$ 
 - Knotenbereiche: Risse $\leq 1\text{ mm}$ 



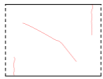
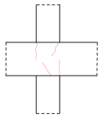




tragende Bauteile
(Balken, Stützen,
Schubwände,
Knotenbereiche)





| | | |
|--|--|---|
| | <ul style="list-style-type: none"> • Großflächige Betonabplatzungen |   |
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Lokal freigelegte Bewehrung |   |

| | | |
|---|---|---|
| nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände | <ul style="list-style-type: none">• Risse bis max. 5 mm Rissbreite • Separation von der Tragstruktur ≤ 2 mm• Großflächige Abplatzungen• Druckversagen lokal in den Eckbereichen  |   |
|---|---|---|

3 – Starker Schaden (heavy)


| | | |
|--|---|--|
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> | <ul style="list-style-type: none"> Verschiedene Rissarten mit Rissbreiten bis max. 5 mm <ul style="list-style-type: none"> Balken: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 5 \text{ mm}$  Stützen: Risse orthogonal und diagonal zur Elementachse $\leq 5 \text{ mm}$, wenige vertikale Risse  Schubwände: Risse horizontal und diagonal über die Wandfläche $\leq 3 \text{ mm}$  Knotenbereiche: Risse $\leq 2 \text{ mm}$  |     |
|--|---|--|

| | | |
|--|---|--|
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> | <ul style="list-style-type: none">• Großflächige Betonabplatzungen• Wenige Risse im Kern• Freigelegte und beschädigte Bewehrung |  |
| <p>nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände</p> | <ul style="list-style-type: none">• Risse bis max. 10 mm Rissbreite• Separation von der Tragstruktur bis 5 mm• Großflächige Abplatzungen• Druckversagen lokal in den Eckbereichen• Teilversagen möglich |  |

4 – Sehr starker Schaden (extensive)

| | | |
|---|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Balken, Stützen, Schubwände, Knotenbereiche)</p> <p>(gilt auch für nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Teileinsturz • Versagen von tragenden Elementen und Verbindungen • Zerfall und Risse Beton im Kern • Freilegung, Bruch und Knicken von Bewehrung • Sichtbare und bleibende Verschiebung von tragenden Elementen • Starke Lotabweichung • Trennung zwischen Tragstruktur und Decken/Dächern • Erhebliche Bodenbewegung und Versagen/Beschädigung Gründungselemente |      |
|---|--|---|

5 – Zerstörung (destruction)

| | | |
|------------------|--|---|
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none">• Versagen gesamtes Gebäude• Schutthaufen |  |
|------------------|--|---|

Zusätzlich sind für alle Schadensgrade auch die globalen Schadensmerkmale zu beachten!

Quellen:

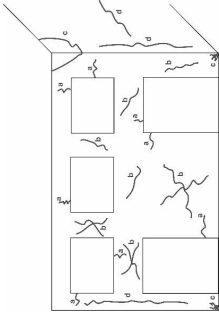



Abb. 1, 7-8, 13, 18, 22-26, 28-34: NISEE – PEER Center University of California, Berkeley: <https://nisee.berkeley.edu/jelbrary/>.
Abb. 3, 10: Newsletter of Environmental, Disaster, and Crises Management Strategies: The September 21, 2019 Mw 5.6 Durres (Albania) Earthquake, National and Kapodistrian University of Athens, 2019.
Abb. 2, 4-6, 14, 17, 20-21: EERI: Learning From Earthquakes: <http://learningfromearthquakes.org/>.
Abb. 9, 11, 12, 15, 16, 19: Anagnostopoulos S. A. et al.: Post earthquake damage and usability assessment of buildings: further development and applications. Final report. European Commission – D.G. Environment Civil Protection.
Abb. 27: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Massivbau, Karlsruher Institut für Technologie.

A.2.3 Schadensmerkmale Mauerwerk

Schadenskataloge für Mauerwerk

0 – kein Schaden: Haarrisse in Putz, Mörtel und nichttragenden Elementen

1 – Leichter Schaden (slight)

| | | |
|--------------------------------------|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Wände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Verschiedene Rissarten (a-d) mit Rissbreiten bis max. 1 mm <ul style="list-style-type: none"> ○ Rissart a: horizontale und vertikale Risse an den Tür- und Fensteröffnungen, ≤ 1 mm ○ Rissart b: diagonale Risse auf den Wandflächen, ≤ 1 mm ○ Rissart c: Formung von Keilen an Wänden und lokales Druckversagen an Ecken, < 1 mm ○ Rissart d: Risse an den Verbindungsstellen von orthogonalen Elementen (Wand-Wand, Wand-Decke), ≤ 1 mm |     |
|--------------------------------------|--|---|

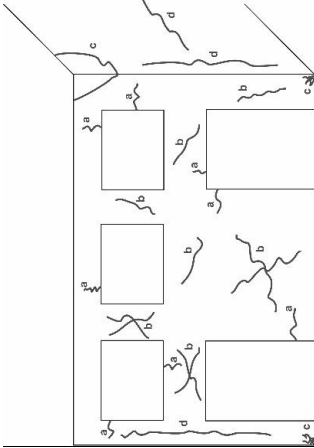
Seite 1 von 9

| | | |
|--|---|--|
| tragende Bauteile (Wände) | <ul style="list-style-type: none">• Lokales Herabfallen von kleinen Teilen losen Gips/Putzes |   |
| nichttragende Elemente, Füll-/Trennwände | <ul style="list-style-type: none">• Risse bis max. 2 mm• Lokale Abplatzungen, begrenzte Fläche |   |

2 – Mäßiger Schaden (moderate)

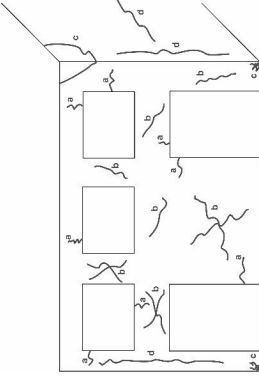




- Verschiedene Rissarten mit Rissbreiten bis max. 5 / 10 mm je nach Art
 - Rissart a: ≤ 10 mm
 - Rissart b: ≤ 5 mm
 - Rissart c: ≤ 1 mm
 - Rissart d: ≤ 2 mm

tragende Bauteile
(Wände)



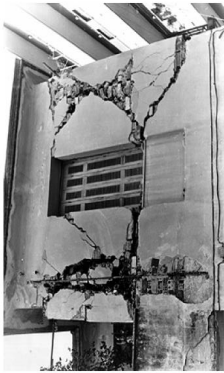




| | | |
|--|--|--|
| <p>tragende Bauteile (Wände)</p> | <ul style="list-style-type: none">• Lokale Abplatzungen• Herabfallen von großen Teilen losen Gips/Putzes |  |
| <p>nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände</p> | <ul style="list-style-type: none">• Risse bis max. 10 mm• Lokale Abplatzungen• Schäden an nichttragenden Elementen |  |



3 – Starker Schaden (heavy)

| | | |
|--------------------------------------|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Wände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Verschiedene Rissarten mit Rissbreiten bis max. 10 / 15 mm je nach Art <ul style="list-style-type: none"> ○ Rissart a: ≤ 15 mm ○ Rissart b: ≤ 10 mm ○ Rissart c: ≤ 2 mm ○ Rissart d: ≤ 5 mm • Lokale Abplatzungen • Herabfallen von großen Teilen lösen Gips/Putzes • Druckversagen der Ziegel an den Wandecken • Lokale Abplatzungen/ Versagen der Außenschale bei zweischaligem Mauerwerk |      |
|--------------------------------------|--|---|



| | | | | | |
|--|--|--|--|--|---|
| |   | |   | <ul style="list-style-type: none">• Risse bis max. 15 mm• Großflächige Abplatzungen• Lokales Materialversagen• Teileinsturz möglich | nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände |
|--|--|--|--|--|---|

4 – Sehr starker Schaden (extensive)

| | | |
|---|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Wände)</p> <p>(gilt auch für nichttragende Elemente, Füll- /Trennwände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Lange und breite Risse in tragenden Wänden (von beiden Seiten sichtbar, größer als bei starkem Schaden) • Partielles oder Totalversagen von Wänden/Decken/Dächern • Wände stark aus dem Lot bzw. Umkippen von Wänden • Versagen von Gebäudeecken an Verbindungsstellen zwischen orthogonalen Wänden bzw. Entstehen von Spalten zwischen Wänden und Decken • Ausknicken der Wandbewehrung bei bewehrtem Mauerwerk |      |
|---|--|---|

| | | |
|--|---|---|
| |  |  |
|--|---|---|

5 – Zerstörung (destruction)

| | | |
|------------------|--|---|
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none">• Versagen gesamtes Gebäude• Schutthaufen |   |
|------------------|--|---|

Zusätzlich sind für alle Schadensgrade auch die globalen Schadensmerkmale zu beachten!

Quellen:

- Abb. 1-5, 7-9, 12, 20: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Massivbau, Karlsruher Institut für Technologie.
- Abb. 6, 1-5: EERI: Learning From Earthquakes: <http://learningfromearthquakes.org/>.
- Abb. 10, 11, 22, 24-27, 30: Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB): Fotodokumentation Erdbeben Albstadt (3.9.1978) [CD-ROM].
- Abb. 13, 21, 23 (2x), 31-32: Grünthal G. European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). European Seismological Commission, Subcommittee on Engineering Seismology, 1998.
- Abb. 14, 18, 19, 29, 35: NISEE – PEER Center University of California, Berkeley: <https://nisee.berkeley.edu/kilbray/>.
- Abb. 16, 17, 28: Anagnostopoulos S. A. et al.: Post earthquake damage and usability assessment of buildings: further development and applications. Final report. European Commission – D.G. Environment Civil Protection.
- Abb. 33-34: Baggio C. et al.: Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES). Joint Research Centre. European Commission. 2007.
- Abb. 36: <https://www.spiegel.de/fotostrecke/erdbeben-fotos-fotostrecke-82537.html>

A.2.4 Schadensmerkmale Holz

Schadenskataloge für Holz

0 – kein Schaden: vereinzelte Mikrorisse in nichttragenden Elementen und Verkleidungen

1 – Leichter Schaden (slight)



| | | |
|--------------------------------------|--|---|
| tragende Bauteile (Rahmen, Wände) | <ul style="list-style-type: none">• Haarrisse bis schmale Risse (≤ 1mm) im Putz/Stuck oder in Gipskartonplatten (besonders an den Ecken von Tür- und Fensteröffnungen und an den Decken-Wand-Schnittstellen)• Geringe Verschiebung von Wänden |  |
| Verbindungen | <ul style="list-style-type: none">• Leichter Schlupf an Schraubverbindungen | |
| nichttragende Elemente, Füllwände | <ul style="list-style-type: none">• Schmale Risse in der Mauerwerksverkleidung/-furnier | |

2 – Mäßiger Schaden (moderate)

- Mäßige bis große Risse (2-4 mm) im Putz/Stuck oder in Gipskartonplatten (besonders an den Ecken von Tür- und Fensteröffnungen und an den Decken-Wand-Schnittstellen)
- schmale diagonale Risse über Schubwandpaneelle, sichtbar durch Risse in Stuck/Putz und Gipskartonplatten
- mäßige Verschiebung von Wänden: 1 % vorübergehend, 0,25 % permanent
- moderater lokaler Schaden an wenigen vertikalen Elementen und den Lagerungen von Decken/Dach
- moderate Schäden im Sperrholz
- geringfügiges Spiel in Diagonalstreben
- kleiner seitlicher Versatz an großen Öffnungen

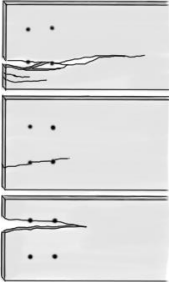


tragende Bauteile
(Rahmen, Wände)



| | | |
|-----------------------------------|---|---|
| Verbindungen | <ul style="list-style-type: none">• schmale Risse und Holzspaltungen an Schraubverbindungen |  |
| nichttragende Elemente, Füllwände | <ul style="list-style-type: none">• mäßige Risse und Schiefstellungen |  |

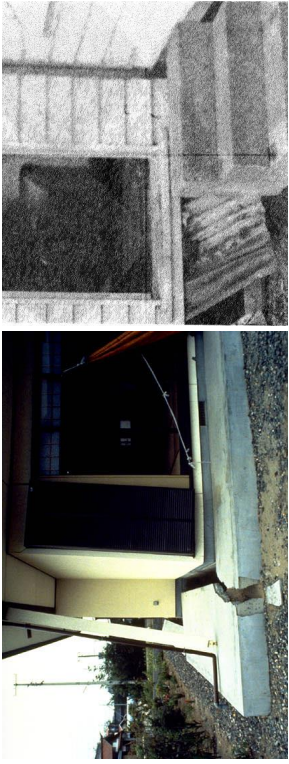

3 – Starker Schaden (heavy)

| | | |
|--|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Rahmen, Wände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • große diagonale Risse in Schubwandpaneelen • starke Risse im Sperrholz • starker lokaler Schaden an vertikalen Elementen und den Lagerungen von Decken/Dach, an wenigen Stellen im Gebäude • Spalten von Elementen • vereinzeltes Versagen von Elementen/Wänden • Verschiebung von Wänden: 2 % vorübergehend, 1 % permanent • geringfügige Risse in Bodenplatte/Fundament • geringe Bodenbewegung • moderates Spiel in Diagonalstreben |     |
|--|--|---|

| | | |
|-----------------------------------|---|---|
| Verbindungen | <ul style="list-style-type: none">• Verzerrung von Verbindungen• moderates Lösen von Verbindungen• Nägel teilweise herausgezogen• Holzspalten an Schraubverbindungen |    |
| nichttragende Elemente, Füllwände | <ul style="list-style-type: none">• Versagen von nichttragenden Elementen | |

4 – Sehr starker Schaden (extensive)

| | | |
|--|---|---|
| <p>tragende Bauteile (Rahmen, Wände)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Sehr große diagonale Risse in Schubwandpaneelen, sehr starke Risse im Sperrholz • Permanente seitliche Verschiebung von Decken/Dach (entfernt von Wänden/Lagerung) • Große permanente Verschiebung 3 % • Große Risse in Bodenplatte/Fundament, Spalten von Holzschwellen • Lösen der Verankerung und Verschiebungen des Gebäudes auf dem Fundament, starke Bodenbewegungen • Versagen von Schubwänden und Krüppelwänden • Partielles Versagen des Horizontaltragsystems • starkes Spiel in Diagonalstreben und Bruch von Streben • Partieller Kollaps von „soft-storey“-Konfigurationen |     |
|--|---|---|

| | | |
|-----------------------------------|--|--|
| |  | |
| Verbindungen | <ul style="list-style-type: none">• Starker Schaden an Verbindungen• Schraubenschlupf und Holzspaltungen an Schraubverbindungen• Versagen von Rahmenverbindungen• Gelöste Verbindungen, Herausziehen von Nägeln |  |
| nichttragende Elemente, Füllwände | <ul style="list-style-type: none">• Ablösen und Versagen von nichttragenden Elementen, Verkleidungen | |

5 – Zerstörung (destruction)

| | | |
|------------------|---|---|
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none">• Totaler Einsturz• Einsturz von Wänden und Horizontaltragsystem• Abrutschen vom Fundament• Komplette Verschiebung / Schiefstellung des Gebäudes |   |
|------------------|---|---|

Zusätzlich sind für alle Schadensgrade auch die globalen Schadensmerkmale zu beachten!

Quellen:

Abb. 1.3, 1.5, 1.8, 2.3: NISEE – PEER Center University of California, Berkeley: <https://nisee.berkeley.edu/library/>.

Abb. 4, 8: Anagnostopoulos S. A. et al.: Post earthquake damage and usability assessment of buildings: further development and applications. Final report. European Commission – D.G. Environment Civil Protection.

Abb. 5, 1.0, 1.3: Schädle, O: Innovative Wandsysteme aus Holz unter Erdbeberneinwirkungen, Karlsruher Berichte zum Ingenieurbau, Dissertation, 2012.

Abb. 6: FEMA P-50.1: Seismic Retrofit Guidelines for Detached, Single-Family, Wood-Frame Dwellings, 2012.

Abb. 7, 1.6, 2.1: FEMA P-50: Simplified Seismic Assessment of Detached, Single-Family, Wood-Frame Dwellings, 2012.

Abb. 9: Building Research Institute Ministry of Construction: A survey report for building damages due to the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake, 1996.

Abb. 11, 14, 22: Koshihara - DAMAGES OF WOODEN HOUSES CAUSED BY 2011 GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE AND TSUNAMI, 2012.

Abb. 12: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Massivbau, Karlsruher Institut für Technologie.

Abb. 17: FEMA P-807: Seismic Evaluation and Retrofit of Multi-Unit Wood-Frame Buildings With Weak First Stories, 2012.

Abb. 19: Cooney R.C.: THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF HOUSES IN EARTHQUAKES, Bulletin of the new Zealand National Society for Earthquake Engineering 1979.

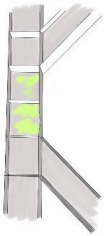





Abb. 20: Prion et al.: Erdbbensicherheit von Holzbauten, https://www.forum-holzbau.com/pdf/prior_00.pdf.

A.2.5 Schadensmerkmale Stahl

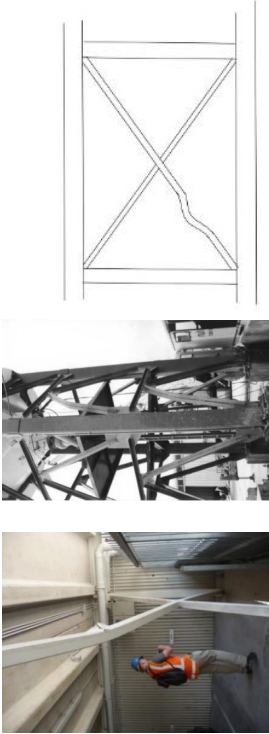
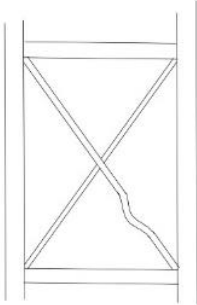
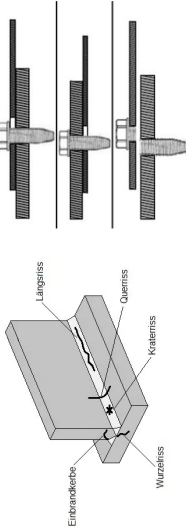
Schadenskataloge für Stahl

0 – kein Schaden: elastische Verformungen und leichte Risse in Farbe sind zulässig

1 – Leichter Schaden (slight)

| | | |
|--|--|---|
| tragende Bauteile (Rahmen, Streben) | <ul style="list-style-type: none">• Anzeichen von Dehnung in manchen Elementen• geringfügiges Dehnen oder Knicken schlanker Streben• Beginn Fließen der Streben → geringfügige Durchbiegung• Farbabplatzungen |   |
| Verbindungen (Schweiß-, Schraubverbindungen) | <ul style="list-style-type: none">• geringfügige Verformungen und Dehnungen• Haarrisse in den Schweißnähten• Beginn Gleiten von Schraubverbindungen |   |
| nichttragende Elemente, Füllwände | <ul style="list-style-type: none">• Haarrisse bis schmale Risse im Putz von Trennwänden oder Außenwänden• geringfügiger Schaden an Decken, Beleuchtungen etc.• geringfügige Schäden an Verkleidung wie gebrochenes Glas / Verschiebung < 1,0 cm |   |

2 – Mäßiger Schaden (moderate)

| | | |
|---|---|---|
| <p>tragende Bauteile (Rahmen, Streben)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Teilweise Fließen = permanente Rotationen an den Verbindungen sichtbar • Risse im Flansch • sichtbare Dehnung und lokales Knicken der Streben • signifikante Durchbiegung von Stabstreben • geringe permanente Verschiebung von Elementen • Drift: 0,5-0,7% vorübergehend, nicht permanent |   |
| <p>Verbindungen (Schweiß-, Schraubverbindungen)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • permanente Rotationen • Schweißverbindungen: erhebliche Risse durch die Schweißnähte • Schraubverbindungen: gebrochene Bolzen oder vergrößerte Bolzenlöcher |  |

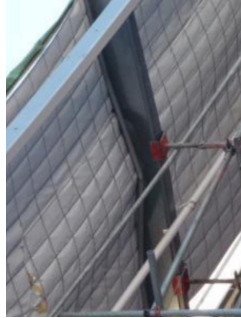
Seite 2 von 9





| | | |
|-----------------------------------|--|---|
| | |   |
| | <ul style="list-style-type: none">• mäßige Risse (2-4 mm) in Putz von Trennwänden oder Außenwänden• mäßige Verschiebung von Wänden von 1-2 cm• mäßiger Schaden in Decken und Verkleidungen |  |
| nichttragende Elemente, Füllwände | | |


3 – Starker Schaden (heavy)

- Bildung Fließgelenke
- Knicken von Balken / Riegeln
- Flanschbeulen bei Stützen
- Gleiten und Risse in der Grundplatte
- Verschiebung und Rotation der strukturellen Elemente
- Drift: 1,5-2,5% vorübergehend, 0,5-1,0% permanent
- viele Streben Fließen oder Knicken oder Versagen teilweise, Versagen von Verbindungen von Streben
- Bodenbewegungen, aber kein Gründungsversagen

tragende Bauteile
(Rahmen, Streben)


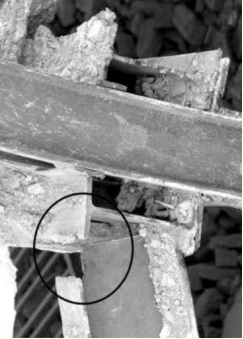
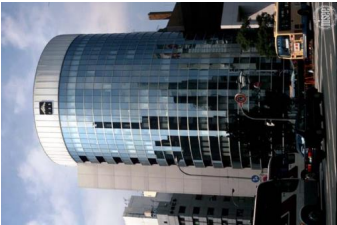



| | | |
|---|--|--|
| | |   |
| <p>Verbindungen (Schweiß-, Schraubverbindungen)</p> | <ul style="list-style-type: none">• starke Verzerrung• Versagen von Schweißnaht oder Schraubverbindungen (Biegeverbindungen)• Versagen von Verbindungen von Streben• Verschiebungen von Schubverbindungen |   |



| | | |
|--|---|--|
| <p>nichttragende Elemente, Füllwände</p> | <ul style="list-style-type: none"> • starke Verformungen • starke Rissbildung in nichttragenden Wänden • starker Schaden an Decken (Ablösung abgehängte Decken und Beleuchtungen) • starker Schaden an Verkleidungen (Ablösung und Versagen von Paneelen, viel gebrochene Glas) • Teilversagen von wenigen Elementen |  |
|--|---|--|

4 – Sehr starker Schaden (extensive)

| | | |
|--|--|---|
| <p>tragende Bauteile (Rahmen, Streben)</p> | <ul style="list-style-type: none">• meisten Elemente Fließen überschritten → signifikante bleibende laterale Verformung, 2-5% permanente Verschiebung (deutlich sichtbar)• umfangreiche Verzerrungen und Verformungen von Balken und Stützenplatten• einige Elemente haben maximale Kapazität überschritten → große bleibende Rotationen• geknickte/gebeulte Flansche• geknickte, gestreckte und gebrochene Streben• Ankerbolzen an Stützen gespannt• Beulen / Knicken von Stützen• Gleiten und Risse in Flanschen und Stegen• Teilversagen / Teileinstürze• bleibende Verschiebung in einem Stockwerk oder Verschiebung im gesamten Gebäude• deutliche Bodenbewegung, Bruch der Bodenplatte, Wölbung der Kellerwände• Ankündigung des Einsturzes |  |
|--|--|---|

| | | |
|---|--|---|
| <p>Verbindungen (Schweiß-, Schraubverbindungen)</p> | <ul style="list-style-type: none"> • einige Verbindungen haben maximale Kapazität überschritten → Versagen Verbindungen • Risse und Versagen Schweißnähte • Versagen Schrauben / Bolzen • Versagen Pfetten- und Gurtverbindungen |   |
| <p>nichttragende Elemente, Füllwände</p> | <ul style="list-style-type: none"> • Versagen von Verbindungen zu Dächern und Füllwänden • Versagen nichttragender Elemente (Trennwände, Verkleidungen und Glas) |   |

5 – Zerstörung (destruction)

| | | |
|------------------|---|---|
| gesamtes Gebäude | <ul style="list-style-type: none">• permanente laterale Verschiebung• Versagen Elemente, Verbindungen, Gründung• Teilstürze• gesamter Kollaps• Instabilität |   |
|------------------|---|---|

Zusätzlich sind für alle Schadensgrade auch die globalen Schadensmerkmale zu beachten!

Quellen:

Abb. 1, 9, 30: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Abteilung Massivbau, Karlsruher Institut für Technologie.

Abb. 2, 7, 16, 18, 21, 24, 27, 31: Clifton et al.: Steel structures damage from the Christchurch earthquake series of 2012 and 2011. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2011.

Abb. 3: <https://www.thefabricator.com/>.

Abb. 4, 13: Küger H., Ummerhofer, T.: Gewindeströmschrauben als alternative zu metrischen Schrauben, Stahlbau 88 (2019), Heft 11, <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/stab.201900078>.

Abb. 5: Anagnostopoulou et al.: Preliminary report on steel building damage from the Darfield earthquake of September 4, 2010. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2010.

Abb. 6, 26, 33-35: NISEE – PEER Center University of California, Berkeley: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary>.

Abb. 8, 36: Buneau, M.: Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17, 1999. Journal of Seismology 6: 357–377, 2002.

Abb. 10, 11, 14, 22: Earthquake Spectra: Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report, Vol. 2, Supplement C to Volume 11, 1996.

Abb. 12: <https://www.anleitung-zum-schweißen.de/uebersicht-die-haeufigsten-schweisfehler-1-teil/>.

Abb. 15: Grimsno et al.: An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel. International Journal of Impact Engineering, 2015, DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2015.07.001.

Abb. 19-20, 25, 28, 29: Tapia-Hernández et al.: Damage assessment and seismic behavior of steel buildings during the Mexico earthquake of 19 September 2017, EERI Earthquake Spectra, 2020.

Abb. 23: Ugnos et al.: Seismic effects of the 2011 Tohoku, Japan earthquake on steel buildings, 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/4th Asia Conference on Earthquake Engineering, 2012.

Abb. 32: Mehrabian, A. and Haidar, A.: Some lessons learned from post-earthquake damage survey of structures in Bam, Iran earthquake of 2003, Structural Survey, Vol. 28, No.3, 2006.

- | | |
|---------|--|
| Heft 1 | Manfred Curbach Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten. |
| Heft 2 | Franz-Hermann Schlüter Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung – Flugzeugabsturz. |
| Heft 3 | Marlies Schieferstein Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. |
| Heft 4 | Thomas Bier Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. |
| Heft 5 | Wolfgang Brameshuber Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. |
| Heft 6 | Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials. |
| Heft 7 | Manfred Feyerabend Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. |
| Heft 8 | Klaus F. Schönlin Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. |
| Heft 9 | Lothar Stempniewski Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. |
| Heft 10 | Jörg Weidner Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung. |
| Heft 11 | Pingli Yi Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. |
| Heft 12 | Rainer Kunterding Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter. |
| Heft 13 | Peter Haardt Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton. |

- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung.
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk.
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren.
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen.
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8.
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung.
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung.
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität.
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.
- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.
- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand.
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen.
- Heft 26 **Cornelius Ruckebrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.

- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton.
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug.
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.
- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern.
- Heft 37 **Mostafa Mehrafza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.

- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton
mit finiten Elementen.
- Heft 44 **Andreas Plokitz**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen
beim Abbruch durch Sprengen.
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von
Beton mit Hilfe der SPH-Methode.
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.
- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer
Vorspannung ohne Verbund.
- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte
bei Erdbebeneinwirkung.
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis.
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected
to Cyclic Loading.
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk.
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis.

- Heft 56 **Sam Foos**
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen.
- Heft 57 **Ramzi Maliha**
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton.
- Heft 58 **Andreas Fäcke**
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten.
- Heft 59 **Juliane Möller**
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken.
- Heft 60 **Martin Larcher**
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens.
- Heft 61 **Christoph Niklasch**
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden.
- Heft 62 **Halim Khbeis**
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern.
- Heft 63 **Sascha Schnepf**
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung.
- Heft 64 **Christian Wallner**
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen.
- Heft 65 **Niklas Puttendörfer**
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder.

»»»»»»»»»»

Bezug der Hefte 1 – 65 und 67

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe
www.betoninstitut.de

Fortführung als

**Karlsruher Reihe Massivbau - Baustofftechnologie -
Materialprüfung (ISSN 1869-912X)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe**

KIT Scientific Publishing

- Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen.
ISBN 978-3-86644-475-1
- Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden.
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)
- Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells.
ISBN 978-3-86644-734-9
- Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben.
ISBN 978-3-86644-735-6
- Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper.
ISBN 978-3-86644-736-3
- Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften.
ISBN 978-3-86644-783-7
- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden.
ISBN 978-3-86644-860-5

- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens
junger normal- und hochfester Betone.
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton.
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung
der Betonschädigung.
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für
faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen.
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen –
Experimente und numerische Modellierung.
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken.
ISBN 978-3-7315-0458-0
- Heft 79 **Engin Kotan**
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein.
ISBN 978-3-7315-0520-4
- Heft 80 **Vladislav Kvitsel**
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und
hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung.
ISBN 978-3-7315-0521-1
- Heft 81 **Michael Vogel**
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung
zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen
im Wasserbau.
ISBN 978-3-7315-0522-8
- Heft 82 **Georgios Maltidis**
Seismic soil structure interaction of navigation locks.
ISBN 978-3-7315-0718-5

- Heft 83 **Steffen Siegel**
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen.
ISBN 978-3-7315-0772-7
- Heft 84 **Fernando Acosta Urrea**
Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the
mechanical properties of concrete.
ISBN 978-3-7315-0795-6
- Heft 85 **Stephan Müller**
Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben.
ISBN 978-3-7315-0943-1
- Heft 86 **Bernhard Walendy**
Ertüchtigung von nicht tragendem Mauerwerk gegen seismische
Einwirkungen mittels aufgeklebter Textilien.
ISBN 978-3-7315-0975-2
- Heft 87 **Roman Sedlmair**
Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl.
ISBN 978-3-7315-1048-2
- Heft 88 **Eric Kirpal**
Verfahren zur Beurteilung der Schadensumfangs- und
Zustandsentwicklung vorgespannter Brückenbauwerke.
ISBN 978-3-7315-1103-8
- Heft 89 **Mareike Kohn**
Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten
Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten.
ISBN 978-3-7315-1186-1
- Heft 90 **Stefania Rizzo**
Experimental characterization and modelling of textile reinforced
masonry structures with the Equivalent frame method.
ISBN 978-3-7315-1214-1
- Heft 91 **Till Heiland**
Dynamische Charakteristik von Eisenbahnrahmenbrücken:
Ein Beitrag zur Klärung von Modelldiskrepanzen.
ISBN 978-3-7315-1345-2
- Heft 92 **Julia Eberl**
Fragilitätsuntersuchungen und Schadensklassifikationen im Erdbebenfall
auf Basis von luftgestützten Aufnahmen.
ISBN 978-3-7315-1397-1

Nach einem Erdbeben ist die zeitnahe Verfügbarkeit von Schadensinformationen häufig nicht gegeben, was die Menschenrettung sowie den effizienten Ressourceneinsatz erschwert.

Ziel dieser Arbeit ist es, einen interdisziplinären Beitrag zur Bereitstellung von schnellen, zuverlässigen und detaillierten Schadensinformationen nach einem Erdbeben zu leisten. Im Rahmen dessen erfolgen Untersuchungen zu Fragilitätsfunktionen und Schadensklassifikationen auf Basis von luftgestützten Aufnahmen. Dazu wird ein multiskalarer Ansatz zur Ableitung von Fragilitätskurven entwickelt, dessen Anwendbarkeit für unterschiedliche Gebäude, Materialien und Intensitätsmaße gezeigt wird. Weiterhin werden Schadenskataloge für unterschiedliche Materialien erstellt, welche die Grundlage für zwei innovative Methoden zur Klassifizierung von Erdbebenschäden bilden.

Die entwickelten Methoden ermöglichen eine effiziente, zeitnahe Schadensbeurteilung sowie die Einleitung geeigneter Sanierungsmaßnahmen. Im Vergleich zu bestehenden Vorgehensweisen verbessern sie die Zuverlässigkeit der Schadensinformationen und den zielgerichteten Einsatz vorhandener Ressourcen.

