



AURIS

Autonomes Risiko- und Informationssystem
zur Strukturanalyse und Überwachung
sicherheitsrelevanter Bauwerke



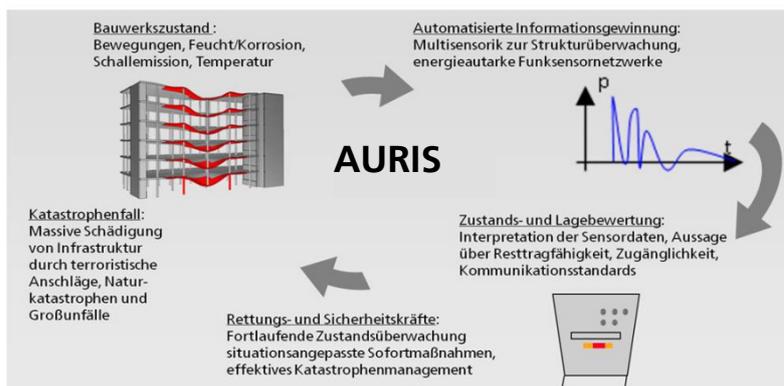
Fraunhofer

EMI

AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke

Teilprojekt des EMI – R² – Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit
Abschlussbericht

Bericht E 29/15



Berichterstatter:

C. Horch
Dr. T. Rinder
D. Schmitt

Mit Beiträgen von:

Dr. A. Stolz
Dr. O. Millon
K. Fischer
C. Brenneis
C. Michalski

Projektleiter:

Prof. Dr. F. Schäfer

November 2015
Freiburg i. Br.

AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke

Teilprojekt des EMI – R² – Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit Abschlussbericht

Bericht E 29/15

Auftraggeber	VDI Technologiezentrum GmbH
Projekt-Nr. (EMI)	006-180912
Auftragsnummer (Auftraggeber)	FKZ: 13N11742
VS-Einstufung	keine

Berichtersteller:

C. Horch
Gruppenleiter – Eingebettete Systeme

Dr.-Ing. T. Rinder
Wissenschaftlicher Mitarbeiter – Sicherheit von Bauwerken

Projektleiter:

Prof. Dr. F. Schäfer
Abteilungsleiter – Systemlösungen
Stellvertretender Institutsleiter

Inhalt

1	Kurzdarstellung des Projekts	5
1.1	Aufgabenstellung	5
1.2	Projektvoraussetzungen	6
1.3	Planung und Ablauf des Projekts	7
1.4	Wissenschaftliche und technische Ausgangslage	8
1.4.1	Informationssysteme zur Strukturüberwachung allgemein	8
1.4.2	Multisensorik zur Strukturüberwachung	10
1.5	Zusammenarbeit mit anderen Stellen	13
2	Eingehende Darstellung des Projekts	14
2.1	Arbeitspaket 1: Bedrohungsanalyse und Szenariodefinition	14
2.1.1	Erzielte Ergebnisse	14
2.1.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	28
2.2	Arbeitspaket 3: Sensor- und Messsystem	28
2.2.1	Erzielte Ergebnisse	28
2.2.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	36
2.3	Arbeitspaket 4.3: Gebäudekollaps-Analysesoftware	37
2.3.1	Erzielte Ergebnisse	37
2.3.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	80
2.4	Arbeitspaket 5: Integration eines Demonstrator-Strukturüberwachungssystems	81
2.4.1	Erzielte Ergebnisse	81
2.4.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	83
2.5	Arbeitspaket 6: Test und Qualifizierung des Demonstrators	83
2.5.1	Erzielte Ergebnisse	83
2.5.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	96
2.6	Arbeitspaket 7: Großversuch	96
2.6.1	Erzielte Ergebnisse	96
2.6.2	Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen	106
3	Verwendung der Zuwendung	107
4	Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit	108
5	Voraussichtlicher Nutzen und Verwertbarkeit der Ergebnisse	109
6	Fortschritte Externer während des Vorhabens	110

7	Erfolgte und geplante Veröffentlichungen	111
8	Literaturverzeichnis	113

1 Kurzdarstellung des Projekts

1.1 Aufgabenstellung

Das Gesamtziel des Verbundprojekts AURIS ist die Entwicklung und Langzeiterprobung eines innovativen Bauwerkssicherheitsmanagementsystems zum Schutz von Menschen innerhalb und außerhalb von Gebäuden der kritischen Infrastruktur. Die Bewertung des Zustands der baulichen Struktur vor, während und nach der Beanspruchung einer außergewöhnlichen Lasteinwirkung durch einen terroristischen Anschlag mit Sprengstoffen, eine Naturkatastrophe (Erdbeben, Stürme, Überschwemmungen) oder einen Unfall (Kollision, Brand, Explosion) soll mithilfe des Managementsystem ermöglicht werden. Durch die Analyse des tatsächlichen Ist-Zustands des Bauwerks vor dem Schadensereignis kann dabei eine zusätzliche Sicherheitslücke geschlossen werden.

Die Gesamtziele des »Fraunhofer-Instituts für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut, EMI« am Verbundprojekt sind:

- die Entwicklung, Integration, Qualifizierung und Betrieb eines Multisensoriksystems zur Strukturüberwachung eines Gebäudes während des Lebenszyklus und im Katastrophenfall;
- die Entwicklung eines Algorithmus zur schnellen Bewertung der Tragfähigkeit baulicher Konstruktionen, die durch extrem dynamische Lasten geschädigt worden sind;
- die Entwicklung von Algorithmen zur Bewertung von Resttragfähigkeiten für einzelne Bauteile und Gesamtbauwerk;
- Mitwirkung an der Schnittstellendefinition und Implementierung dieser Schnittstellen im Hinblick auf ein integriertes Bauwerkssicherheitsmanagementsystem;
- Mitwirkung bei der Langzeiterprobung des Systems in einem Gebäude der Ed. Züblin AG sowie der Auswertung der Langzeittests.

Die Gesamtziele des EMI werden in folgende wissenschaftlich-technische Arbeitsziele aufgeteilt:

- **Multisensorik zur Strukturüberwachung:** Ausstattung von Tragwerkselementen mit akustischen Sensoren, faseroptischen

Sensoren und Korrosionssensoren zur Erfassung der benötigten physikalisch-mechanischen Parameter (Dehnung, Beschleunigung, Temperatur, Feuchtigkeit/Korrosion, etc.) zur Ermittlung des Ist-Zustands vor, während und nach einem Lastereignis;

- **Methodik zur automatischen Bestimmung der Resttragfähigkeit des Gesamtgebäudes:** Entwicklung einer Methodik zur automatischen Ableitung der Standsicherheit des Gesamtgebäudes aus der jeweils aktuellen Resttragfähigkeit einzelner Tragelemente unter Berücksichtigung von Alterung, Umgebungseinwirkung und tatsächlicher Last. Zusätzliche Prognose von Schädigungs- und Versagensbereichen der Struktur im Katastrophenfall (teilweise oder kompletter Kollaps) und Machbarkeitsanalyse zur Berechnung der Lage/Schüttung der Trümmer im Fall des Gebäudekollapses;
- **Entwicklung eines Informationssystems zur Strukturüberwachung:** Erarbeitung von Algorithmen als Grundlage der Client-Server-Architektur des Managementsystems zur permanenten Echtzeit-Bewertung des Bauwerks und zur weiteren Berechnung der Kollapsgefährdung im Schadensereignis;
- **Standardisierung:** Das zu entwickelnde Strukturüberwachungssystem stellt den dritten Systembaustein der Bauwerkssicherheit dar, neben den existierenden Systemen zum Gebäudemanagement (Energie, Steuerungen etc.) und der Gebäudeüberwachung (Innenräume, Außenräume, Brand etc.). Es besteht daher Standardisierungsbedarf im Bereich der gebäudeinternen Dateninfrastrukturen für Bauwerkssicherheit-Managementsysteme, für die Vorschläge erarbeitet werden, an denen das EMI mitwirkt.

1.2 Projektvoraussetzungen

Hintergrund des Projekts ist die bisher für die Bauwerkssicherheit nicht berücksichtigte und zum Teil erhebliche Verschlechterung des Bauwerkszustands, die insbesondere mit der Alterung (Korrosion, Verschleißbeanspruchung) und mit der Lastbeanspruchung (Ermüdung und Schädigung infolge Lastwechsel durch z. B. Verkehr, Wind, Temperatur, Überschreitung der Lebensdauer oder der Lastannahmen) eines Bauwerks einher geht. Um im Schadensereignis eine verlässliche Aussage über die tatsächlichen Tragfähigkeitsreserven eines Gebäudes machen zu können, müssen jederzeit aktuelle Daten aus dem Bauwerksmonitoring zur Verfügung stehen und in Echtzeit analysiert werden.

Das Projekt »AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke« ist ein vom

Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördertes Verbundprojekt aus der Bekanntmachung zum »Schutz von Verkehrsinfrastrukturen« des Programms »Forschung für die zivile Sicherheit«. Das Sicherheitsforschungsprogramm ist eine Initiative der Bundesregierung im Rahmen der Hightech-Strategie.

1.3 Planung und Ablauf des Projekts

Das Projekt AURIS wurde im Zeitraum Juni 2011 bis Mai 2015 als Verbundprojekt durchgeführt. In unterschiedlichen Arbeitsgruppen konnten Lösungen zu den Aufgaben des Projekts erarbeitet werden. Aufgrund der unterschiedlichen Kompetenzen der Partner erfolgt die Bearbeitung des Projekts fachübergreifend und unter Einbeziehung technischer und gesellschaftswissenschaftlicher Gesichtspunkte. Die Involvierung der Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) als Endnutzer garantierte praxisorientierte Entwicklungen und Lösungsansätze.

Das Projekt ist in Arbeitspakete unterteilt, an denen Arbeitsgruppen gleichen fachlichen Hintergrundes an unterschiedlichen Themen mit definierten Aufgaben arbeiteten, um die Ziele des Projekts im Verbund zu erreichen. Es wurde folgende Arbeitsstruktur gewählt, die sich in der eingehenden Projektbeschreibung (Kapitel 2 ab Seite 14) wiederfindet. Die der im Projekt definierten Arbeitspakete ist in Abbildung 1 gezeigt.

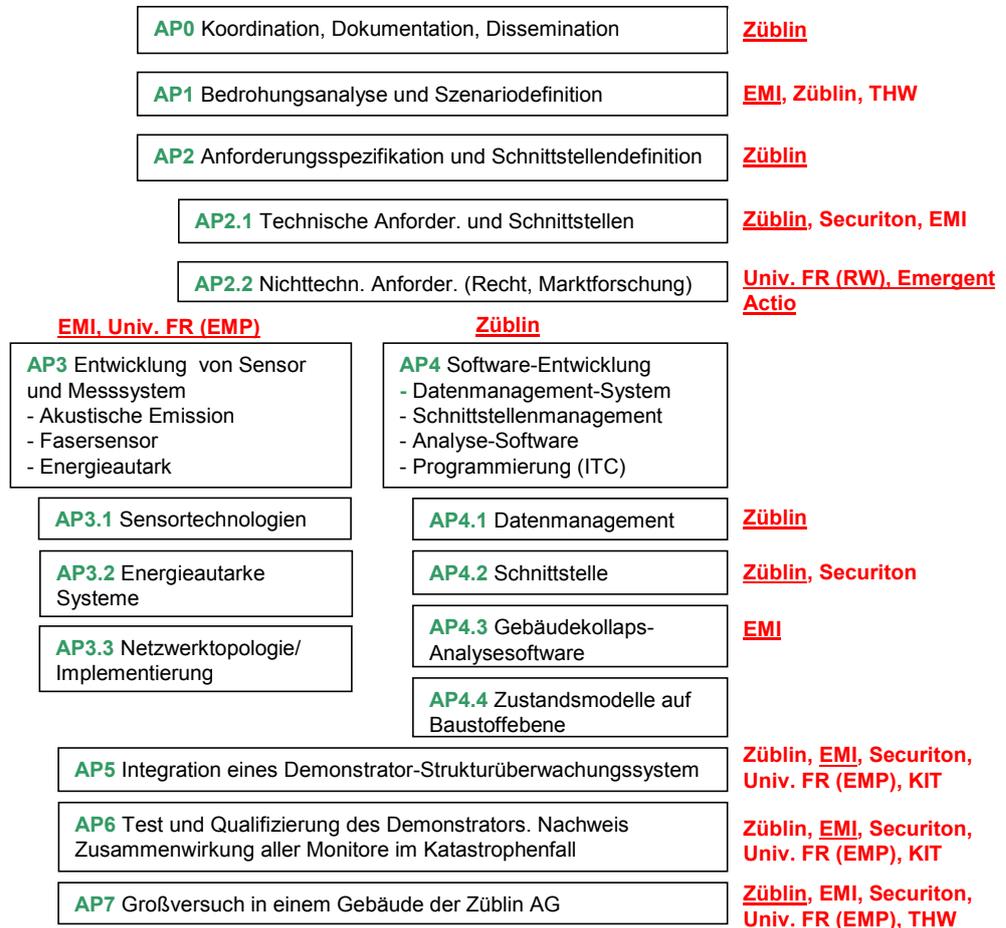


Abbildung 1: Übersicht der Arbeitspakete im Verbundprojekt AURIS.

1.4 Wissenschaftliche und technische Ausgangslage

Der Stand von Wissenschaft und Technik ist im Folgenden für die wesentlichen vom EMI zu bearbeitenden Themen erläutert:

1.4.1 Informationssysteme zur Strukturüberwachung allgemein

Die Forschungsarbeiten zum Erfassen der strukturellen Integrität von Infrastruktur im Katastrophen- und Betriebsfall werden unter dem Begriff des »Structural Health Monitoring of Civil Structures« zusammengefasst.

Es gibt hierzu bereits zahlreiche Veröffentlichungen, wobei sich der Großteil mit der Langzeitüberwachung alternder Brücken (USA, EU, Asien, z. B. [1 bis 4])

sowie der Überwachung von Hochhäusern (Japan, USA, z. B. [5, 6]) beschäftigt. Die automatisierte Beurteilung des Tragverhaltens und der Tragwerkssicherheit, zur Erarbeitung einer Lebensdauerprognose und damit verbunden eine erhöhte öffentliche Sicherheit (public safety), sowie Reduzierung der Unterhaltskosten für die Bausubstanz stehen dabei im Hauptfokus. Die Verwendung von Sensornetzwerken aus drahtlosen Funkknoten zum Monitoring statischer Lasten oder Rissbildung in Brücken- und Tunnelbauwerken ist hingegen nur in einzelnen Projekten (z. B. »Sustainable Bridges« im 6. RP der EU [4], oder »SOFO« aus der Schweiz [1, 2]) untersucht worden. Bei den dabei eingesetzten Funkeinheiten handelt es sich hauptsächlich um Spezialentwicklungen mit kommerziell erhältlichen Komponenten, die außen an der Struktur befestigt werden. Welche physikalischen Parameter am geeignetsten sind, den Langzeit-Zustand von Bauwerken zu charakterisieren, ist ein Hauptdiskussionspunkt der bisherigen Arbeiten.

Trotz der Verfügbarkeit der beschriebenen Systeme werden solche nur im Einzelfall und nur bei akutem Bedarf eingesetzt, wie z. B. bei wiederkehrenden Prüfungen bereits schadhafter Tragwerke [7]. Um aus dem Bauwerksmonitoring ein Sicherheitsmanagement aufzubauen, fehlt der Bezug zur aktuellen Tragwerkssicherheit. Dieser kann über eine Kombination mit Computersimulationen gewonnen werden, die mit den Ergebnissen des Bauwerksmonitorings kontrolliert und korreliert werden können [8]. Der entscheidende Hinderungsgrund für eine breitere Nutzung ist die Tatsache, dass es über die Beobachtungsbewertung hinaus noch kein System gibt, das den Bewertungsvorgang soweit automatisiert, dass dies zu belastbaren Aussagen und Handlungsempfehlungen führt. Erst damit würde sich ein signifikanter Mehrwert als Motivation für eine breitere Nutzung ergeben.

- Es bestehen einzelne Forschungsarbeiten, die sich mit der Langzeitüberwachung von hochbelasteten baulichen Konstruktionen, wie Brücken, Hochhäusern, Dämmen, Pipelines [9 bis 12] beschäftigen. Diese Arbeiten werden unter den Begriff »Health Monitoring of Civil Structures« zusammengefasst. Resttragfähigkeiten von baulichen Strukturen werden bisher nur durch gutachterliche Bewertung des Schädigungsgrades ermittelt.
- Die bisherigen Sensorlösungen im Bereich »Health Monitoring of Civil Structures« basieren auf kabelgebundenen Sensornetzwerken, die zudem nicht für den Einsatz unter extreme Lasten qualifiziert sind (fehlende mechanische Robustheit). Es ist weiterhin Forschungsgegenstand, welche Sensoren die geforderten Daten messen können.
- Im Flugzeugbau ist die Entwicklung fortgeschrittener. Hier werden »In-Situ«-Verfahren bereits seit längerer Zeit entwickelt und zunehmend eingesetzt [13, 14].

- Im Bereich korrosionsinduzierter Schäden an Bauwerken kann durch Kombination von Bauwerksuntersuchung und Zuverlässigkeitsberechnungen eine gezielte und ortsgenaue Erfassung des Bauwerkszustands erfolgen [15].

1.4.2 Multisensorik zur Strukturüberwachung

Die klassischen geodätischen Vermessungsverfahren zur Verschiebungsaufzeichnung einzelner Punkte von Strukturen kommen heute immer noch am häufigsten zum Einsatz, wenn es um Strukturüberwachung von Bauwerken geht. In Abhängigkeit der Struktureigenschaften und der Art der Überwachung können über moderne Totalstationen oder motorisierte Nivelliergeräte [16] regelmäßige Untersuchungen durchgeführt werden. Aufgrund von notwendigen Randbedingungen wie permanenter Sichtfreiheit oder Sicherheit gegen Vandalismus ist es meist nicht möglich, solche automatischen geodätischen Überwachungen dauerhaft einzurichten. In diesen Fällen muss auf manuelle Messungen ausgewichen werden oder es können Sensoren eingesetzt werden, die ähnliche Informationen liefern wie z. B. elektronische Druckschlauchwagen (sehr aufwendig) oder Differential GPS (sehr teuer; nur auf den Außenwänden einsetzbar).

Um diese Nachteile klassischer Verfahren zu umgehen, wird versucht, strukturintegrierte Sensoren in der Bautechnik zu etablieren. Da die Sensorik noch in der Erprobungsphase steht, also vorwiegend in Labor- und Feldstudien getestet wird, ist bisher ein großflächiger kommerzieller Einsatz zur Zustandsüberwachung von Bauwerken ausgeblieben.

Faseroptische Sensoren: Es sind zahlreiche Faktoren wie dem Gebäudetyp, der Konstruktion oder den verwendeten Materialien und den Umgebungsbedingungen von der die Wahl eines geeigneten Sensors abhängt. Diese Anpassung ist neben der räumlichen Anordnung und der zeitlichen Betrachtung der entscheidende Teil eines zielführenden Messkonzepts. Sun [17] gibt einen umfassenden Überblick über die aktuell verfügbaren und im Bereich von Forschungsprojekten bereits eingesetzten Sensoren zur Strukturüberwachung, wie z. B. faseroptische Sensoren (FOS) oder piezoelektrische Sensoren. Beispiele für Sensoren, die im Bauwesen für die Überwachung von Brücken bereits eingesetzt wurden, sind in Hartkorn [16] (Extensometer, Inklinometer, Dehnungssensoren und Temperaturfühler) und Bergmeister [18] zu finden. Dynamische Eigenschaften können z. B. mit Beschleunigungssensoren oder Messung von Erschütterungen oder Akustik bestimmt werden [5, 6]. Die Funktionsweise und konkrete Erprobungsanwendungen von faseroptischen Sensoren im Bereich von Staumauern, Betonpfählen und Kraftwerken werden von Habel [19] gut erläutert.

Für die Messung von statischen und dynamischen Dehnungen, Temperaturverteilungen, Rissbildung, Konzentrationsmessungen von Chlorid-Ionen und weiteren ist die faseroptische Sensorik laut Fachpresse z. B. [7, 17, 19] von besonderer Bedeutung. Dabei werden für Dehnungs- und Temperaturmessungen, interferometrische Methoden zur statischen und dynamischen Verformungsmessung und Methoden der nichtlinearen Rückstreuung in sehr langen Fasern zur Temperaturmessung unter anderem Faser-Bragg-Gitter eingesetzt. Diese sind für ein Bauwerksmonitoring von großem Interesse, da sie eine Vielzahl von hilfreichen Eigenschaften wie hohe Dauerhaftigkeit, die Möglichkeit, viele Sensoren in Reihe zu schalten oder große Bereiche mit einer Faser zu überwachen und dennoch lokalisierte Informationen zu erhalten, vereinen.

Insbesondere für Langzeitbetrachtungen hat die Überwachung der Umgebungsbedingungen und Umwelteinflüsse eine ganz wesentliche Bedeutung. Hier müssen in erster Linie Temperatur, Feuchte und chemische Zusammensetzung der Umgebung, sowie die Korrosion überwacht werden. Die grundsätzliche Marktverfügbarkeit von Fasertechnologie ist gegeben, und insgesamt ergibt sich ein großes Potenzial dieser Technologie für Anwendungen in der Bautechnik. Deshalb werden faseroptische Verfahren im beantragten Projekt intensiv weiterentwickelt, speziell zu großflächigen Dehnungs- und Schwingungsmessungen sowie Temperaturmessungen.

Forschungs- und Entwicklungsbedarf bei faseroptischen Sensoren ergibt sich insbesondere in Bezug auf

- die Steigerung der Robustheit bei der Applizierung der faseroptischen Sensorik in baulichen Strukturen, z. B. die robuste Ankopplung/Befestigung der fragilen Fasern an die bauliche Struktur (dazu zählt auch das nachträgliche Anbringen in die bestehende Bausubstanz), die Berücksichtigung von Umweltbedingungen und -einflüssen, etc.,
- die robuste Nutzung ultralanger Fasern (mehrere Meter Länge) in Strukturen
- die robuste Ankopplung von externen Geräten, z. B. Signalgeneratoren, Spektrometer, etc.
- die Langzeiterprobung der Fasersensorik
- die Erprobung von faseroptischer Sensorik im Verbund mit anderen Sensoren zur Strukturüberwachung (Sensorfusion und Datenfusion), d. h. die Nutzung im Sensor-Systemverbund.

Akustische Sensoren: Die Entstehung von Rissen in Betonstrukturen ist stets mit der Verringerung der Tragfähigkeitsreserve der Struktur verbunden. Bei starker Zunahme von Mikrorissen in einem kurzen Zeitintervall kann dies zu einem Gesamtkollaps eines Bauwerks führen. Die Möglichkeit, Rissentstehung in Betonstrukturen mittels Schallemissionsanalyse zu detektieren und die Herde durch Nachverfolgung akustischer Wellen zu lokalisieren, ist seit langem bekannt und z. B. in [20 bis 22] erläutert. Die Lokalisierungsmethode geht dabei auf Methoden der seismischen Ortung zurück [23] und wurde bereits mehrfach erfolgreich an großformatigen Proben nachgewiesen [24, 25]. Es handelt sich bei der Schallemissionstechnologie um eine marktreife Technik zum Einsatz in Sicherheitsanwendungen für kritische Strukturen. Forschungs- und Entwicklungsbedarf für den Einsatz im Bereich des Monitoring von Risswachstum in Betonelementen ergibt sich insbesondere bei

- der schnellen Erfassung und Verarbeitung der Signale durch die Sensorknoten bei gleichzeitiger Minimierung des Energieverbrauchs für Akquisition und Datenversand
- der Steigerung der Empfindlichkeit der Signalakquisition zur Überwachung großer baulicher Strukturen mit einer überschaubaren Anzahl von Sensoren
- der Entwicklung von Lokalisierungsalgorithmen in komplexen modernen baulichen Strukturen, mit quasi 2-dimensionalen Ausbreitungswegen und deren Validierung in großskaligen Experimenten
- Entwicklung eines Verfahrens zur Minimierung der Lokalisierungsungenauigkeit bei zeitlich synchronisierten Funksensornetzwerken
- der Fusion dieses Sensortyps mit den anderen Sensortypen

Korrosionssensoren: Schäden durch Korrosion von Bau- und Bewehrungsstählen sind meist erst dann feststellbar, wenn der Korrosionsprozess weit fortgeschritten ist. Durch diesen langen Einwirkungsprozess kann Korrosion zur wesentlichen Reduzierung der Sicherheitsreserve der Tragstruktur führen und erhebliche Kosten bei der Instandsetzung verursachen. Der Einsatz von Korrosionssensoren soll dies verhindern. Die entsprechenden Sensoren können nach ganz unterschiedlichen Verfahren funktionieren, wie z. B. dem Durchführen von Messungen zum elektrischen Widerstand [26] oder dem Durchrosten feiner Drähte zum Nachweis, ob ein Korrosionsschaden vorliegt und welches Ausmaß er annimmt [27]. Der Stand der Technik ist somit ausreichend für eine Anwendung vorhandener Sensortechnik. Forschungs- und Entwicklungsaufwand entsteht insbesondere bei:

- der Anpassung der mechanischen, elektrischen und Datenschnittstellen bei der Integration der existierenden Sensoren in das energieautarke Funksensornetzwerk,
- der Langzeiterprobung einer in die Struktur integrierten Sensorik und
- der Fusion dieses Sensortyps mit den anderen Sensoren des Systems.

Zur Zeit sind vom Ereignis zeitlich getrennte Vor- und Nachberechnung mithilfe von Finite-Elemente-Methoden (FEM) und anderen etablierten Ingenieurverfahren, wie Bewertungen von Fenster und Fassaden nach Müller [28] und Simulationen von Explosionsauswirkungen auf bewehrte Konstruktionen nach Gebbeken [29] möglich. Eine rein auf Sensordaten basierende Strukturbewertung, die bei geeigneter Kalibrierung eine automatische Bewertung der Resttragfähigkeit ermöglicht, existiert nicht. Jedoch sind prinzipielle Rückschlüsse aus Sensordaten auf das Belastungsereignis bereits möglich, wie das EMI im BMBF-Projekt SenslBet (abgeschlossen 03/07) gezeigt hat; diese müssen jedoch weiterentwickelt werden. Weiterer Bedarf ergibt sich insbesondere für die Ableitung von Sensorsignalen bezüglich der lokalen Schädigung einzelner Bauteile im Kontext mit dem Gesamttragverhalten einer Struktur, sprich möglichen progressiven Kollaps der Gesamtstruktur in Folge eines geschwächten Stützen- oder Wandanschlusses, wie unter anderem in [30] dargelegt.

1.5 Zusammenarbeit mit anderen Stellen

Eine Zusammenarbeit mit dritten Stellen fand in diesem Projekt seitens des Fraunhofer EMI nicht statt. Die Arbeiten wurden ausschließlich in Kooperation mit den Verbundpartnern durchgeführt, wobei die Arbeitsteilung, wie im Antrag beschrieben, durchgeführt wurde. Unteraufträge an externe dritte Stellen wurden nicht vergeben.

2 Eingehende Darstellung des Projekts

2.1 Arbeitspaket 1: Bedrohungsanalyse und Szenariodefinition

2.1.1 Erzielte Ergebnisse

Die Bandbreite von Schadensereignissen und den betroffenen Bauwerken weist mit den verschiedenen Variationsmöglichkeiten ein äußerst großes Spektrum auf. Für die erfolgreiche Entwicklung des geplanten Überwachungssystems wurde unter den vorgegebenen Randbedingungen ein repräsentatives Szenario mit möglichst wenig Parametern definiert, das dazu geeignet ist, in der rechnerischen Simulation dieses Spektrum mit hinreichender Zuverlässigkeit abzudecken. Die aus den Untersuchungen abgeleiteten Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Bearbeitung der nachfolgenden Arbeitspakete im Verbundprojekt. Die durchgeführten Arbeiten wurden in Abstimmung mit dem Arbeitspaketpartner THW und Züblin durchgeführt. Die Untersuchungen und Ergebnisse zu diesem Arbeitspaket sind im EMI-Bericht E 58/11 dokumentiert:

Rinder, T.: Bedrohungsanalyse und Szenariodefinition für die rechnerische Simulation des Risikos eines progressiven Gebäudekollapses – Teilbeitrag zu AURIS AP1, Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik – EMI, Bericht E 58/11, Efringen-Kirchen, 2011.

Zunächst wurde hierzu die am EMI entwickelte »Terror Event Database« (TED), welche ausschließlich terroristische Angriffe enthält, bezüglich des Bedrohungspotenzials für verschiedene Gebäudetypen und -klassen ausgewertet. Anhand von statistischen Betrachtungen soll eine möglichst repräsentative Bedrohung und der dazugehörige relevante Gebäudetyp herausgefiltert werden, die in dieser Kombination ein signifikant hohes Risiko für einen progressiven Gebäudekollaps bergen.

Unabhängig von dieser Untersuchung wurde eine weitergehende Bedrohungsanalyse durchgeführt, die unterschiedliche Bedrohungen durch katastrophale Ereignisse (Kollision, Feuer, Erdbeben, Explosion, Überschwemmung, Überlastung, außergewöhnlicher Schneefall, Sturm) für bestimmte Gebäude abdeckt. In umfassenden Recherchearbeiten wurden ernsthafte Schädigungsereignisse verschiedenster Art, die in der Vergangenheit an sicherheitsrelevanten Bauwerken stattgefunden haben, tabellarisch zusammengetragen und kategorisiert. Ziel war es wiederum, über die statistische Analyse ein bestimmtes, besonders repräsentatives Szenario zu identifizieren. Dabei spielte nicht nur die vergangene und voraussichtliche Häufigkeit einer Bedrohung eine

Rolle sondern auch deren mögliche Auswirkungen auf die Gebäudestand-
sicherheit im Zusammenwirken mit Alterungsprozessen, die bereits vor dem
Ereignis zu einer Schwächung geführt haben können.

2.1.1.1 Auswertung der »Terror Event Database« (TED)

Die Terror Event Database (TED) enthält 39 500 (Stand 11/2011) eindeutige
Einträge zu Terroranschlägen der Jahre 1920 bis 2008. Um gezielt Rückschlüsse
auf die wahrscheinlichsten Bedrohungsszenarien zu ziehen, wurden die
betrachtungsrelevanten Datenbestände gefiltert und ausgewertet.

Ziele von Anschlägen

Es wurden neun Zielkategorien spezifiziert, welchen Gebäude des Hochbaus
und des Ingenieurbaus zugeordnet werden können:

Bahnhof, Finanzen und Versicherung, Flughafen, Ministerium, Rechenzentrum,
Stadion, Brücke, Energie und Tunnel.

Unter die Zielkategorien wurden zahlreiche Zieleinrichtungen gruppiert, die in
der Vergangenheit durch terroristische Anschläge angegriffen wurden. Hier
wurden nicht nur Gebäude berücksichtigt, sondern auch andere unterschied-
liche Einrichtungen, in denen sich Menschen aufhalten und die daher eine
signifikante Angriffsempfindlichkeit aufweisen.

Insgesamt fallen 5705 Anschläge im Zeitraum von 1968 bis 2007 in das
Spektrum der betrachteten Zielkategorien. Filtert man aus der Verteilung der
gesamten Anschlagzahlen die für mögliche Gebäudeschäden nicht in Frage
kommenden Angriffstaktiken (Entführung, Handwaffen etc.) aus, so verbleiben
insgesamt 4831 Anschläge mit Explosivstoffen oder Brandsätzen. Es ergibt sich
allerdings kein signifikanter Unterschied zwischen den Häufigkeitsverteilungen
der betroffenen Zielkategorien. Dies deutet darauf hin, dass zumindest im
statistischen Mittel sicherheitsrelevante Einrichtungen unabhängig von der
Angriffstaktik im Fokus terroristischer Anschläge stehen.

In der folgenden Grafik werden die hohen Anschlagshäufigkeiten im
Zusammenhang mit Einrichtungen der Kategorien »Ministerium«, »Energie«
und »Finanzen und Versicherung« mit insgesamt 86 % aller terroristischen
Anschläge verdeutlicht. Diese Einrichtungen und die damit verbundenen
Gebäudetypen sind somit der statistisch größten Bedrohung für einen
terroristischen Angriff ausgesetzt, die auch einen progressiven Gebäude-
zusammensturz zur Folge haben kann.

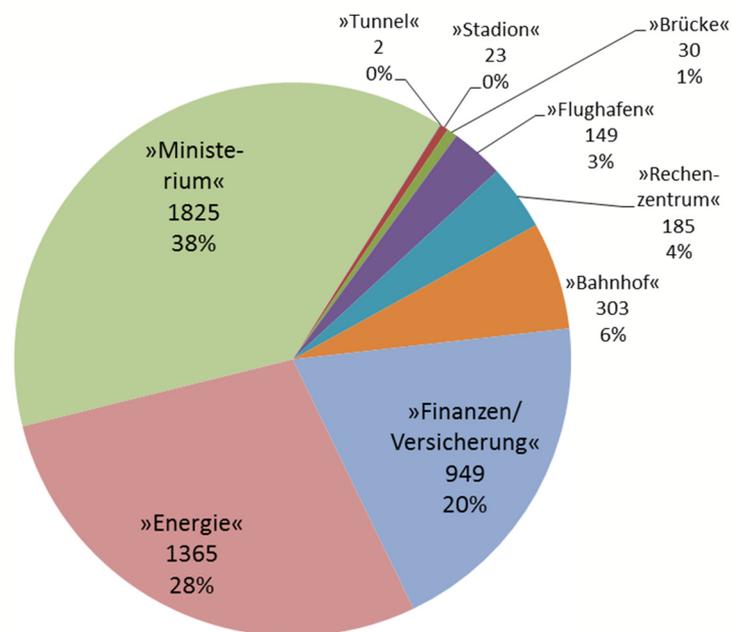


Abbildung 2: Auswertung begrenzt auf strukturschädigende Einwirkungen; Anschläge auf alle Zieleinrichtungen, nur Explosivstoffe und Brandsätze.

Einwirkungsszenarien

In der TED wurden die vergangenen Ereignisse zur Analyse unterschiedlichster terroristischer Bedrohungen zahlreichen detaillierten Einwirkungsszenarien zugeordnet. Um für mögliche zukünftige Schädigungen an Gebäuden ein repräsentatives Szenario zu definieren, wurden diese in Hinsicht auf ihre möglichen Auswirkungen auf Gebäude qualifiziert und zusammengefasst. Als Ursache für Gebäudeschäden mit grundsätzlichem Gefährdungscharakter für die Standsicherheit kommen nur die Kategorien Explosivstoffe und Brandverursacher in Frage. Nach Zuordnung aller Einwirkungen zu den Einwirkungskategorien zeigt sich im Diagramm (Abbildung 3) der bei weitem überwiegende Anteil von Anschlägen mit Explosivstoffen.

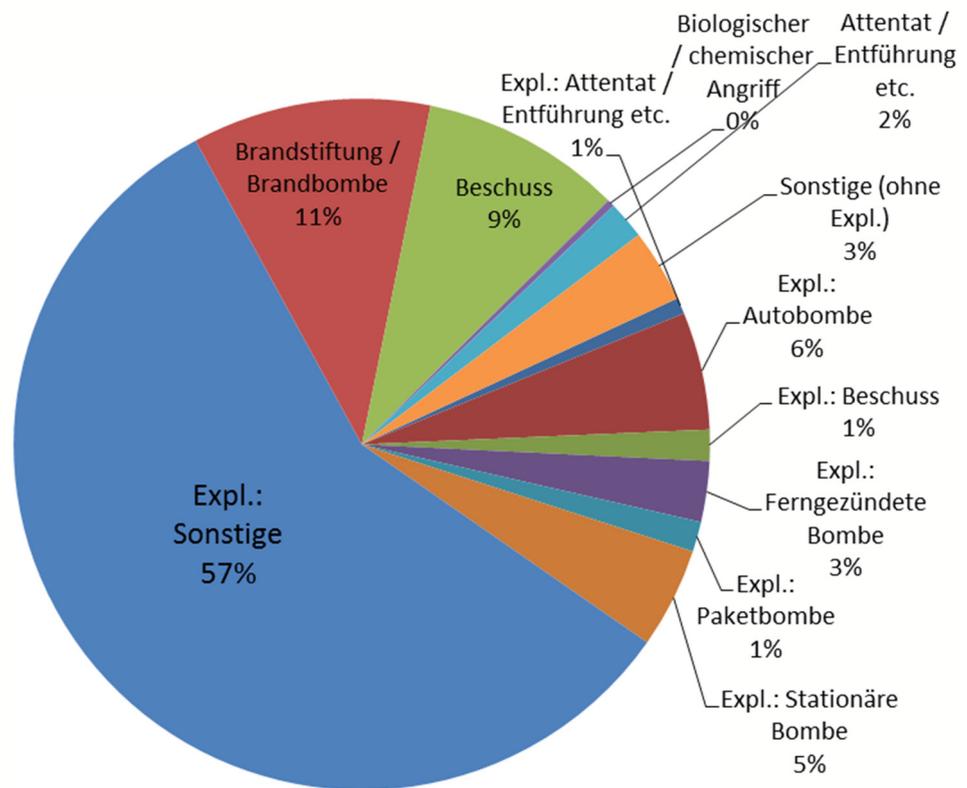


Abbildung 3: Einwirkungen durch Anschläge auf alle betrachteten Zieleinrichtungen (Grundgesamtheit 5705 Anschläge).

Anschläge auf Gebäude

Die Identifikation des signifikanten Gebäudetypus für die Schadenssimulation ist anhand der TED nicht direkt möglich, da die von Anschlägen betroffenen Gebäudestrukturen nicht in die Datengrundlage eingeflossen sind. Mithilfe der Zielkategorien der TED können allerdings Rückschlüsse auf mögliche und wahrscheinliche Gebäudetypen gezogen werden. Nach den Auswertungsergebnissen des vorigen Abschnitts werden im Folgenden nur noch die maßgebenden Kategorien »Ministerium«, »Energie« und »Finanzen und Versicherung« betrachtet sowie ausschließlich Anschlagarten mit Beschädigungspotenzial.

Es zeigen sich zum Teil sehr unterschiedliche Häufigkeiten der Bedrohungsszenarien auf die verschiedenen Zielkategorien. In der Gesamtbetrachtung aller gebäudegefährdenden Anschläge sind überwiegend Gebäude der Kategorie »Ministerium« betroffen. Insbesondere im Fall der für eine Szenariodefinition

überaus wichtigen Bedrohung durch eine Autobombe zeichnet sich ein sehr hohe Anschlaghäufigkeit (80 %) ab.

Auch die Betrachtung der Personenschäden (Tote und Verletzte) durch gebäudegefährdende Anschläge rückt das Bild deutlich in die Richtung der Zielkategorien »Ministerium« und »Finanzen und Versicherung« (Abbildung 4). Die höchsten Opferzahlen sind in der Kategorie »Ministerium« zu verzeichnen. (Der Anschlag auf das WTC, 2001 (3850 Opfer) ist der Gebäudekategorie »Finanzen und Versicherung« zugeordnet). Da es letztendlich um den Schutz der Menschen und nicht der Gebäude selbst geht, sind die beiden zuvor genannten Kategorien als maßgeblich zu betrachten.

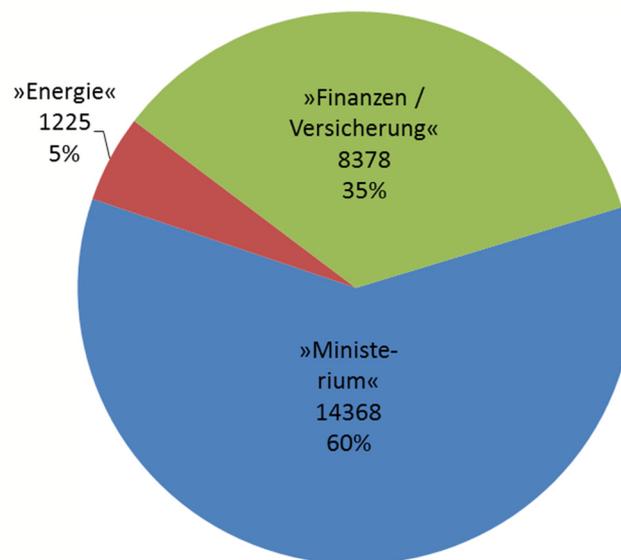


Abbildung 4: Anzahlen und Häufigkeiten aller Personenschäden (Tote und Verletzte) durch gebäudegefährdende Anschläge auf die Haupt-Zielkategorien »Ministerium«, »Energie« und »Finanzen und Versicherung«.

Gebäudetypen für die Szenariodefinition

Im Folgenden werden verschiedene Gebäudetypen für mögliche Angriffsziele erklärt. In Frage kommende Bauwerkstypen weisen zum Teil Gemeinsamkeiten in den Konstruktionsprinzipien auf, welche generell für ein höheres Risiko eines progressiven Gebäudekollapses verantwortlich sein können. Dies betrifft vor allem die in der Regel nicht sichtbare, filigrane Tragwerksstruktur und mehrgeschossigen Bauarten, welche grundsätzlich eine serielle Lastabtragung aufweisen.

Nach dem Erkenntnisstand, der sich aus der alleinigen Auswertung der TED ergibt, ist ein Gebäudetypus, wie er sich überwiegend im Bereich der politischen Verwaltung (Kategorie »Ministerium«) findet, für die Szenariodefinition maßgebend. Hierfür käme nach den durchgeführten Recherchen ein mehrgeschossiger Skelettbau in Stahlbetonbauweise mit wenigen Aussteifungselementen in Frage (siehe Bericht EMI Bericht E 58/11). Für tragende Bauteile (Stützen, Decken) sollten auch Stahlbetonfertigteile als mögliche Konstruktions-elemente berücksichtigt werden.

Trotz der anhand der TED nachgewiesenen Tendenz in Richtung Kategorie »Ministerium« sind zur endgültigen Szenariodefinition Gebäudetypen, wie sie in der Kategorie »Finanzen und Versicherung« vorkommen, nicht vorschnell aussortiert worden, da hier die Insassendichte sehr hoch sein kann und großer Personenschaden verursacht werden kann.

2.1.1.2 Ableitung der Schädigungsbereiche

Für die genaue Untersuchung möglicher und wahrscheinlicher Schädigungsbereiche nach außergewöhnlichen Ereignissen wurde eine umfangreiche Recherche nach bedeutenden Gebäudeschäden an sicherheitsrelevanten Bauwerken durchgeführt. Dabei konnten 130 Ereignisse aus den Jahren 1911 bis 2011 zusammengetragen und für die Auswertung zahlreichen Eigenschaftskategorien zugeordnet und tabellarisch erfasst werden.

Relevanzeinstufung für die Szenariodefinition

Bei der Untersuchung von Gebäudeschäden, die nicht durch einen gezielten Angriff entstanden sind, wird als Schadensursache häufig ein äußerer Einfluss, z. B. hohe Schneelast, und zugleich eine innere Unzulänglichkeit, z. B. ein Bauausführungsfehler, festgestellt. Für adäquate Schädigungsszenarien im Sinne dieses Projekts werden Konstruktions-, Bauausführungs- oder Materialfehler nicht als ursächlich betrachtet, sondern grundsätzlich von einer planmäßigen Bauwerksherstellung ausgegangen. Somit scheidet auch Einstürze, die sich noch während der Bauzeit ereignen, für die Szenariodefinition aus. Die berücksichtigten »Bedrohungen« stellen immer äußere Einflüsse dar, welche auf Bauwerkskomponenten und dadurch auch auf die Überwachungssensorik einwirken. Beim Einsatz eines auf dieser Grundlage entwickelten Überwachungssystems werden mögliche Mängel in der Bauwerksherstellung ebenfalls entdeckt und auf das Risiko eines Kollapses hin analysiert.

Zahlreiche Zerstörungereignisse von sicherheitsrelevanten Bauwerken lassen sich jedoch nicht zur Definition eines Schadensszenarios nutzen und wurden deshalb nicht in die Datentabelle aufgenommen. Dies betrifft vor allem

- gewollte Zerstörungen durch strategische Kriegshandlungen

- spontane Einstürze durch erhebliche Baumängel
- sofortige Totalzerstörungen, z. B. durch große Explosionsereignisse.

Während der eingehenden Rechercharbeiten kristallisierten sich 18 grundsätzlich unterschiedliche Bauwerksarten für die Kategorisierung der Schadensereignisse heraus. Je nach der konstruktionsbedingten Neigung zum progressiven Kollaps und nach der Höhe der Sicherheitsrelevanz aufgrund der Bedeutung für die Infrastruktur bzw. der Zahl der möglichen Opfer wurden die Bauwerksarten mit einer hohen oder geringen Relevanz für die Szenario- definition eingestuft. Abbildung 5 gibt einen Überblick über sämtliche recherchierte Ereignisse der letzten 100 Jahre, die im Zusammenhang mit Bauwerken zu einem kompletten oder teilweisen Bauwerkskollaps geführt haben.

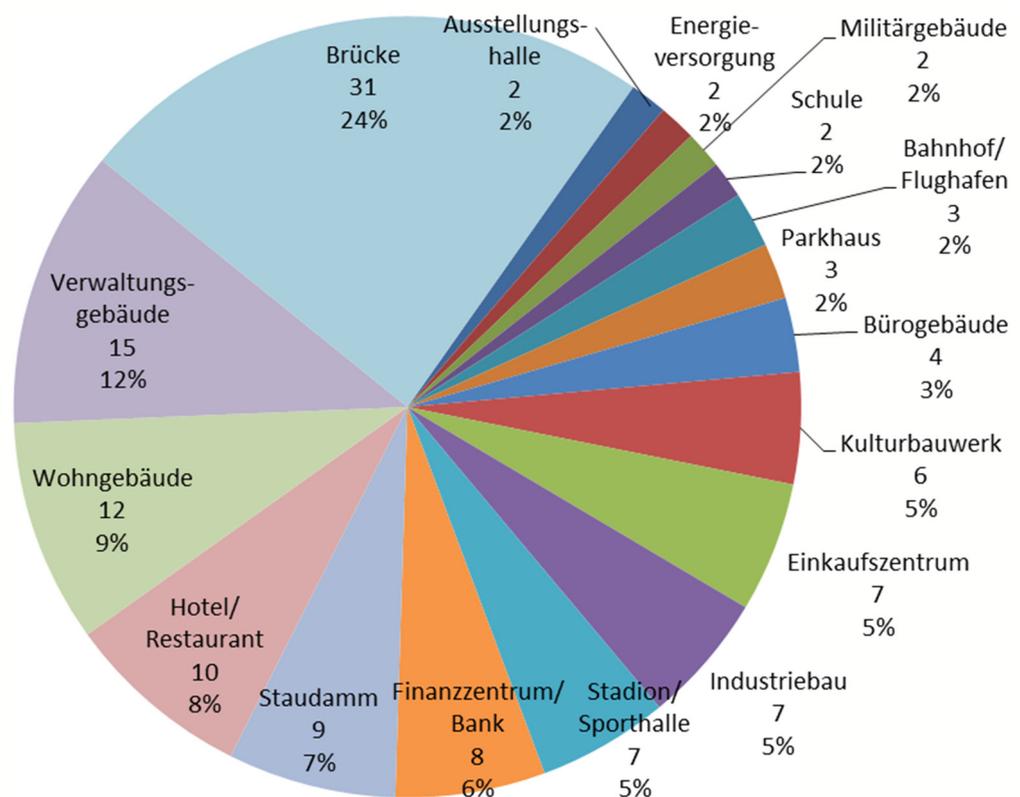


Abbildung 5: Anzahl und Häufigkeit der insgesamt 130 recherchierten Ereignisse an verschiedenen Bauwerksarten mit in der Folge komplettem oder teilweisem Kollaps.

Bauwerke, bei welchen aufgrund ihrer Konstruktionsweise ein denkbarer Schaden voraussichtlich nicht zu einem progressiven Kollaps führen wird,

wurden aus den nachfolgenden Betrachtungen ausgeklammert. Eine besondere Stellung nehmen dabei Staudämme und Brücken ein. Bei Staudämmen ist grundsätzlich ein Potenzial für ein fortschreitendes Versagen gegeben. Da in allen gefundenen Fällen jedoch ein anfänglicher Dammbbruch immer durch große anschließende Strömungskräfte zu einem weiteren, katastrophalen Versagen geführt hat, ist die Beurteilung einer möglichen Reststandsicherheit nicht sinnvoll. Auch bei Brücken kann ein Potenzial für progressives Kollapsverhalten vorhanden sein, wenn z. B. der Überbau über die Brückenfelder durchlaufend konstruiert wurde. Die Untersuchung der Einsturzmuster ergab jedoch in keinem Fall, dass das Versagen eines Brückenfeldes im Nachgang weitere Felder oder Stützen ernsthaft in Mitleidenschaft gezogen hatte. Daher gingen die beiden Bauwerksgruppen nicht in die weiteren Betrachtungen ein.

Maßgebende Bedrohungsart

Die Anzahlen und Häufigkeiten sämtlicher im Zusammenhang mit den Bedrohungsarten recherchierten Ereignisse der letzten 100 Jahre, die zu einem kompletten oder teilweisen Bauwerkskollaps geführt haben, sind in Abbildung 6 dargestellt. Es ist allerdings zu beachten, dass die umfangreichsten Schäden an Gebäuden, die durch jeweils ein Einzelereignis verursacht wurden, durch Erdbeben und gegebenenfalls anschließende Tsunamis zustande kamen. Dies wird durch die hier angegebene Zahl der gefundenen Einzelfälle nicht repräsentiert, da die Anzahl der betroffenen Gebäude sehr viel höher ist als die gefundenen Einzelfallbeschreibungen, die den progressiven Kollaps eines einzelnen Gebäudes nach einem Erdbeben beschreiben. Die Aufzeichnungen hierüber gehen im unüberschaubaren Gesamtschadensbild schwerer Erdbeben stets unter und ermöglichen so keine genaue Analyse.

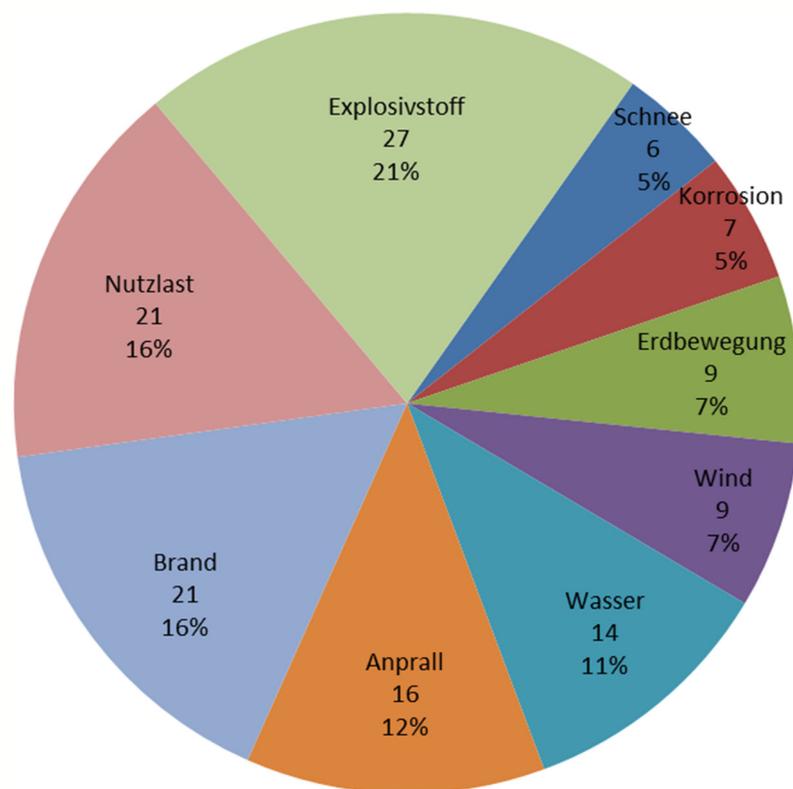


Abbildung 6: Anzahl und Häufigkeit der insgesamt 130 recherchierten Ereignisse der verschiedenen Bedrohungsarten mit in der Folge komplettem oder teilweise Bauwerkskollaps.

Somit kann nur festgehalten werden, dass Erdbeben international betrachtet aufgrund ihrer Häufigkeit und ihres Zerstörungspotenzials eine sehr relevante Bedrohung darstellen. Es kann aber nicht quantifiziert werden, inwieweit sich ein fortschreitender Gebäudeeinsturz infolge eines Primärbebens ergeben hat, da eine hierzu erforderliche Berichterstattung eines solchen Ereignisses nicht vorliegt.

Bei der Häufigkeit der Bedrohungen liegt der Schwerpunkt auf den Angriffen und Industrieunfällen mit Explosivstoffen (Abbildung 7). Dies tritt bei einer Betrachtung ausschließlich europäischer Länder, noch deutlicher hervor (32 %). Auch hier folgt wie bei der weltweiten Erfassung die Bedrohungsart »Nutzlast« (meist Überbelastungen durch Bauwerksnutzer) mit 23 % gleich an zweiter Stelle. Nach diesem Kenntnisstand ist die Bedrohung durch Explosivstoffe für die Szenariodefinition maßgebend, insbesondere unter Berücksichtigung der Opferzahlen bei den Ereignissen.

Mögliche Explosionsereignisse

In der Auswertung überwiegen Anschläge mit Auto-Bomben beim verursachten Gesamtschaden (Sachschaden und Personenschaden) bei Weitem. Außerdem geht hiervon ein besonders hohes Risiko für einen progressiven Gebäudekollaps aus, da die Zerstörungen an der Gebäudebasis stattfinden und dort vor allem redundanzarme tragende Bauteile betreffen. Die große Blast-Wirkung schwächt darüber hinaus weitere Bauteile in größerem Umkreis, was einen progressiven Kollaps begünstigt.

Anschläge mit Koffer-Bomben (hierunter wurden auch Taschen- oder Rucksackbomben zusammengefasst) stellten in der Regel keine ernsthafte Bedrohung für die Gebäudestandsicherheit dar. Es besteht jedoch die Möglichkeit, Koffer-Bomben bei entsprechender Kenntnis direkt an hochbelasteten Bauteilen wie Stützen zu platzieren und diese durch die Kontaktdetonation ernsthaft zu schädigen. In dieser Kombination stellt die Anschlagsform »Koffer-Bombe« ein maßgebliches Szenario dar.

Maßgebende Bauwerksart

Die unterschiedlichen Gebäude wurden zur statistischen Auswertung für die Szenariodefinition in bestimmte Kategorien eingeteilt. Diese beziehen sich auf die Nutzung (»Zielbauwerkspezifikation«), die Materialien (»Zielbauwerksbauart«) und die Konstruktionsweise (»Zielbauwerksbauartspezifikation«) eines Bauwerks. Abbildung 7 gibt die Anzahlen und Häufigkeiten der für die Szenariodefinition relevanten Gebäude nach ihrer Nutzung (»Zielbauwerkspezifikation«) wieder. Die meisten Ereignisse (15, entspricht 25 %) fanden an Gebäuden der öffentlichen Verwaltung statt, was die gefundene Tendenz für die Zielkategorie »Ministerium« in der Auswertung der TED-Datenbank unterstreicht.

Anhand dieser Kategorienzuzuordnung wurde die Gesamtheit der betreffenden Bauwerke auch nach den hauptsächlich verwendeten Konstruktionsmaterialien (Abbildung 8) und nach der Konstruktionsweise (Abbildung 9) statistisch ausgewertet.

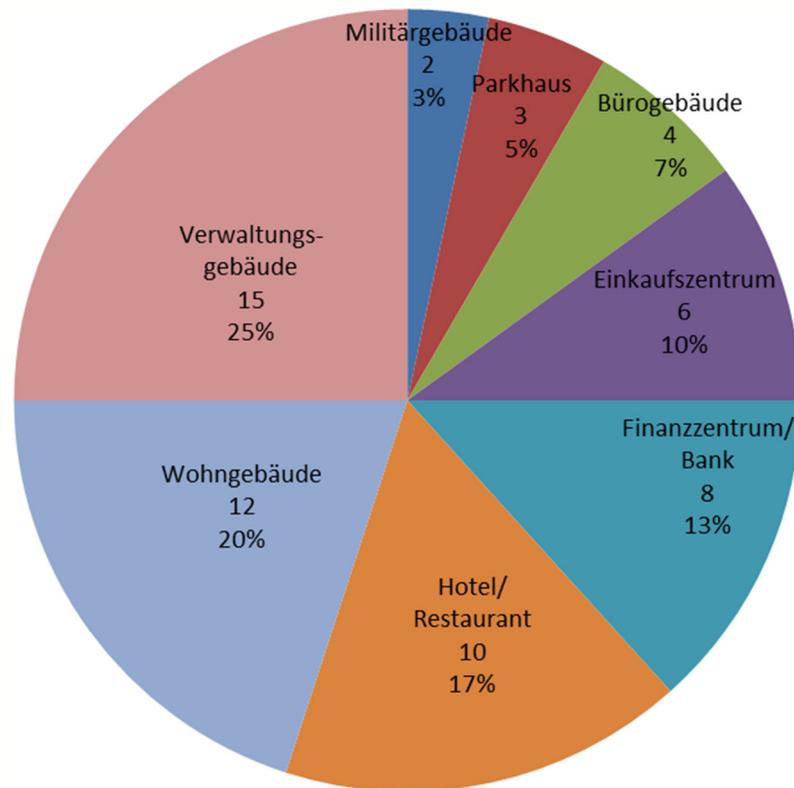


Abbildung 7: Anzahl und Häufigkeit der für die Szenariodefinition relevanten Gebäude nach ihrer Nutzung (»Zielbauwerkspezifikation«).

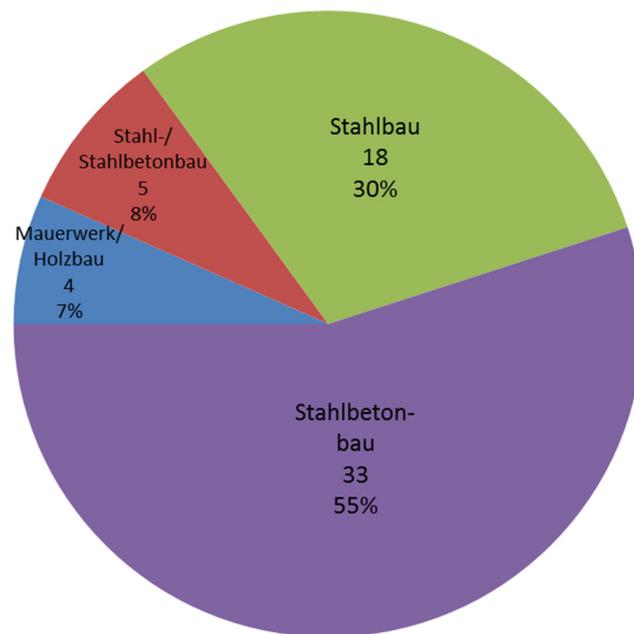


Abbildung 8: Anzahl und Häufigkeit der für die Szenariodefinition relevanten Gebäude nach Konstruktionsmaterialien (»Zielbauwerkart«).

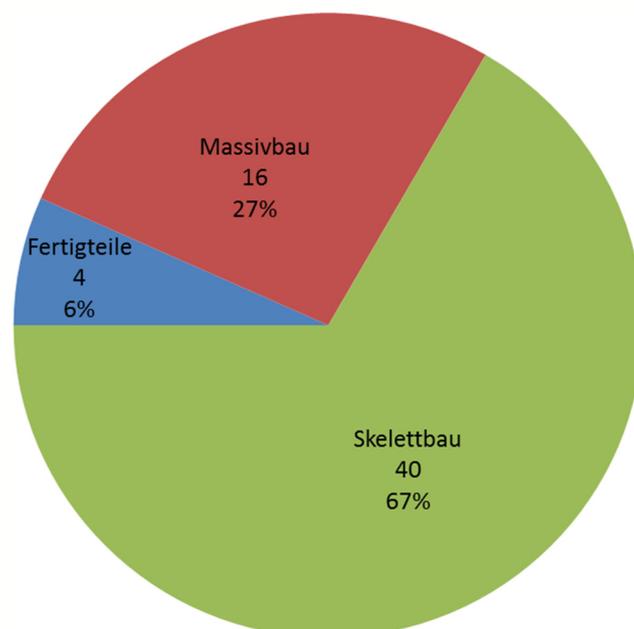


Abbildung 9: Anzahl und Häufigkeit der für die Szenariodefinition relevanten Gebäude nach ihrer Konstruktionsweise (»Zielbauwerkbauartspezifikation«).

Durch die statistische Auswertung wird die große Mehrheit und damit Relevanz der als »Stahlbetonbau« (55 %) und »Skelettbau« (67 %) ausgeführten Bauwerke gegenüber den anderen Bauweisen deutlich. Obwohl hier nur wenige Ereignisse an Gebäuden in Fertigteilbauweise gefunden wurden, sollten diese trotzdem nicht völlig aus dem Fokus weiterer Untersuchungen herausfallen, da sie aufgrund der konstruktiv bedingten Redundanzarmut ein hohes Risiko gegenüber progressivem Kollaps aufweisen.

Die Abschätzung der zumeist in Frage kommenden Bauwerkshöhen lässt sich über die Auswertung der gefundenen Stockwerkszahlen vornehmen. Damit ergibt sich als maßgebende Bauwerksart ein 17-geschossiger Stahlbeton-Skelettbau.

Häufige Schädigungsbereiche

Gebäudeschäden durch katastrophale Ereignisse betreffen häufig einen großen Teil der Tragwerksstruktur zeitgleich (Totaleinsturz, Großbrand, Erdbeben), weshalb anfängliche Schädigungsbereiche kaum ausgemacht werden können. Doch in vielen Fällen lassen sich auch Initialschadensbereiche differenzieren (z. B. bei Anprall, Explosivstoff, Windlast). Die häufige Annahme des Stützensausfalls bei Schadensmodellen bestätigt sich hier. In 32 % aller Fälle wurden zuerst nur Stützen beschädigt und in 18 % der Fälle Stützen gemeinsam mit Wänden oder Decken. Dies bedeutet, dass bei 50 % der auswertbaren Ereignisse, Stützen als hochbelastete, oft seriell tragende Bauteile betroffen waren.

2.1.1.3 Einfluss durch Alterungsprozesse und Vorschädigungen

Um eine Aussage zum Einfluss der normalen Alterung von Bauwerken auf das Einsturzrisiko zu machen, muss das Bauwerksalter zum Zeitpunkt des Ereignisses bekannt sein. Für 99 Bauwerke konnte das Baujahr ermittelt und eine Analyse des Alterungseinflusses durchgeführt werden. Zur weiteren Beurteilung der Alterungsprozesse wurde geprüft, ob und welche Vorschädigungen bereits vor Eintritt des Ereignisses bekannt waren und ob sich bestimmte Ursachen für ein erhöhtes Risiko von Vorschädigungen finden lassen. An 23 verschiedenen Bauwerken konnten Vorschädigungen festgestellt werden. Für eine statistische Auswertung ist diese Datenbasis nicht breit genug, daher wurden diese nur qualitativ beurteilt.

Die Arten der an 23 Bauwerken gefundenen Vorschädigungen waren sehr unterschiedlich (Ausbrüche, vorheriger Brand, gealterte Brandschutzbeschichtungen, fehlerhafte Schweißnähte, Kriechdeformationen, Materialversprödung). In den meisten Fällen (16) waren die Vorschädigungen bereits durch Risse sichtbar. Die Ursachen für Vorschädigungen lagen in drei Fällen an einer mehr oder weniger normalen Alterung und in zwei Fällen an Stahlkorrosion.

Unterschiedlichste Ausführungs- (Leim-, Schweiß-, Materialfehler) oder Nutzungsfehler (Überlastung, Lastspiele) kamen ebenso zum Tragen wie das unvorhergesehene Ereignis einer Grundwasserabsenkung.

2.1.1.4 Szenariovorschlag

Unter der Berücksichtigung der hohen Opferzahlen wurde das Bedrohungsszenario durch Explosivstoffe als maßgebend herausgearbeitet. Mithilfe der recherchierten Fälle und einer Abschätzung von plausiblen Ladungsmengen sowie Machbarkeitsüberlegungen wurden für das wahrscheinlichste Bedrohungsszenario zwei unterschiedliche Fälle wie folgt definiert:

- »Auto-Bombe« mit 1000 kg TNT-Äquivalent: »Blast-Wirkung«, dadurch charakterisiert, dass ein oder wenige tragende Elemente ausfallen und umliegende Strukturen zum Teil erheblich geschwächt werden,
- »Koffer-Bombe« mit 40 kg TNT-Äquivalent: »Kontaktdetonation«, dadurch charakterisiert, dass ein wichtiges Tragelement ausfällt.

Auch in Hinsicht auf die zahlenmäßig weit überlegenen Gebäudeschäden durch Erdbeben stellen die vorgeschlagenen Szenarien eine optimierte Lösung dar. Das unter simulierten Explosionsereignissen entwickelte Strukturanalysesystem lässt sich ebenso zur Überwachung von erdbebengefährdeten Bauwerken einsetzen. Aber bei starken Erdbeben laufen die Beschleunigungsvorgänge langsamer ab als bei einer Explosion. Damit werden durch die gewählten Szenarien die höchsten Anforderungen an die folgenden Aufgaben bzw. an die Überwachungssensorik gestellt.

Für den zugrunde zu legenden Gebäudetyp ergab die statistische Auswertung, dass die meisten Ereignisse (25 %) an Gebäuden der öffentlichen Verwaltung stattfanden, was die mit der TED gefundene Tendenz für die Zielkategorie »Ministerium« bestätigt. Um einen repräsentativen Konstruktionstyp zu finden, war es sinnvoll, die Nutzungsart der Gebäude außer Acht zu lassen und allein die geschädigten Konstruktionstypen zu betrachten. Damit ergab sich als maßgebende Bauwerksart ein

- ~17-geschossiger Stahlbeton-Skelettbau.

Die Untersuchung der Gebäudealterung im Zusammenhang mit ihren Auswirkungen auf das Schadensausmaß zeigte, dass allgemein schwächende Alterungsprozesse einen signifikanten Einfluss auf das Risiko für einen progressiven Gebäudekollaps nach einem katastrophalen Schadensereignis haben. Auch trugen häufig Vorschädigungen im Zusammenhang mit großen Gebäudeschäden höchst wahrscheinlich zur Erhöhung des Schadensausmaßes bei. Die Vorschädigungsarten und deren Ursachen waren sehr unterschiedlich.

Meistens waren Vorschädigungen jedoch bereits durch Rissbildungen erkennbar gewesen, die somit einen wichtigen Indikator für die Vorschädigung darstellen. Als ein bedeutender Risikofaktor für Vorschädigungen zeigte sich der unplanmäßige Zutritt von Wasser. Durch die in diesem Bericht durchgeführten Untersuchungen konnte somit dargelegt werden, dass ein gealtertes Bauwerk in Stahlbetonskelettbauweise unter einer Explosionseinwirkung das signifikanteste Szenario für einen progressiven Kollaps darstellt.

2.1.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

Die Zielvorgaben dieses Arbeitspakets sind den vorliegenden Ergebnissen erreicht worden. Die Beanspruchungen verschiedener Bauwerke während ihrer geplanten Lebensdauer und schließlich die Ereignisse, welche zu wesentlichen Schädigungen bis hin zum Verlust der Tragfähigkeit führten wurden recherchiert und ausgewertet. Hierbei wurden auf der Ereignisseite insbesondere terroristische Anschläge mit Explosivstoffen, Großunfälle und Erdbeben betrachtet. Auf der Bauwerksseite wurde untersucht, welches Bauteilversagen zu Einstürzen geführt hatte, inwieweit Vorschädigungen für das Versagen der Bauteile verantwortlich waren und bei welchen Ausgangsszenarien das Risiko von Einstürzen einzelner Bauwerkstypen steigt. Ausgehend von diesen Fragestellungen wurde eine Bedrohungsanalyse durchgeführt und darauf aufbauend zwei maßgebende Szenarien definiert. Die einzelnen Beiträge hierzu waren:

- Abfrage der Terror Event Database (TED) des EMI hinsichtlich relevanter Bedrohungsszenarien vergangener terroristischer Anschläge
- Ableitung von Schädigungsbereichen und reduzierter Tragfähigkeit nach außergewöhnlichen Belastungen (Blast, Kontaktladung, Erdbeben, Tragwerksüberlastung (Schnee))
- Ermittlung des Zusammenwirkens von normaler Alterung und Voraussichtlicher Nutzen und Verwertbarkeit der Ergebnisse

Die in diesem Arbeitspaket erzielten Ergebnisse bilden die Grundlage für die technischen Entwicklungen. Diese müssen für die in diesem Arbeitspaket definierten Belastungssituationen ausgelegt sein. Eine Veröffentlichung der Ergebnisse oder deren Verwertung außerhalb des Projekts erfolgt nicht.

2.2 Arbeitspaket 3: Sensor- und Messsystem

2.2.1 Erzielte Ergebnisse

Aufgabenstellung dieses Arbeitspakets war die Entwicklung eines Messsystems, mit dem aussagekräftige Daten über den aktuellen Gebäudezustand gewonnen werden können. Mit diesem System zur Überwachung der Gebäudestruktur

kann der *tatsächliche* Bauwerkszustand zum Zeitpunkt einer außergewöhnlichen Lasteinwirkung, etwa durch eine Explosion, einen Unfall oder ein Erdbeben, ermittelt werden. Die daraus automatisch gewonnenen Daten werden durch Computeranalysen im Hinblick auf die Resttragfähigkeit der baulichen Struktur analysiert, um für Sicherheits- und Rettungskräfte Informationen zur Lage vor Ort und zur Standsicherheit des Gebäudes oder einzelner Segmente eines Gebäudes ableiten zu können, die für Planung und Durchführung von Rettungs- und Evakuierungsmaßnahmen dringend benötigt werden.

Die Sensorik besteht dabei aus zwei Subsystemen: einerseits einem Netzwerk aus energieautarken Funksensorknoten, dessen Aufgabe die Aufzeichnung der akustischen Emissionen von sich bildenden Mikrorissen ist sowie die Lokalisierung der Signalquelle. Dieses Funksensornetzwerk wurde vom Institut für Mikrosystemtechnik (IMTEK) der Universität Freiburg entwickelt, das EMI trägt eine entsprechende Funkschnittstelle zur Weiterleitung der gewonnenen Daten bei. Andererseits zeichnen verschiedene Dehnungssensoren die Verformung der Gebäudestruktur auf und überwachen diese. Dadurch wird die alterungsbedingte Schwächung der Struktur erfasst. Neben herkömmlichen Dehnmessstreifen kommen dabei auch verschiedene neuartige optische Messsysteme zum Einsatz.

AP3-1: Sensortechnologien

Im Bereich der faseroptischen Dehnungsmesstechnik wurden kommerziell verfügbare Fabry-Pérot-Dehnungssensoren ausgewählt, die sich zur Einbettung in Beton eignen. Zur Verifikation der Sensoreigenschaften wurde ein Probekörper aus Stahlbeton mit eingebettetem Sensor gefertigt. Die Sensoren werden mittels eines sogenannten Interrogators ausgelesen. Dieser wurde ebenfalls ausgewählt und beschafft. Im weiteren Projektverlauf wurden die Fabry-Pérot-Sensoren in mehreren Versuchen sowohl im Labor als auch in realen Gebäuden eingesetzt. Der Einsatz war stets unproblematisch und durchweg erfolgreich.

Eine relativ neue Technologie stellt die sogenannte kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung dar, bei der die Dehnung einer Struktur entlang eines Messkabels erfasst werden kann. Im Rahmen des Projekts wurde aus den am Markt verfügbaren Systemen eines ausgewählt, beschafft und auf seine Anwendung hin untersucht. Bei dem ausgewählten Gerät handelt es sich um das »ODiSI-B« der Firma Luna Technologies. Dieses System ermöglicht eine quasi-kontinuierliche Messung der Dehnung einer handelsüblichen Single-Mode-Glasfaser. Physikalisch beruht das System auf der Rayleigh-Rückstreuung von in die Faser eingestrahlttem Laser-Licht. Quasi-kontinuierlich bedeutet, dass in der eingesetzten Konfiguration pro 5 mm ein Dehnungsmesswert zur Verfügung steht. Diese hohe Ortsauflösung ist einer der Gründe für die

Entscheidung für das betrachtete System. Angesichts der Dimensionen im Meter-Bereich von normalen Gebäudestrukturen kann man durchaus von einer kontinuierlichen Messung sprechen.

Das Messsystem besteht aus dem Interrogator und einem PC, in dem die notwendige Signalverarbeitung durchgeführt wird. Weiterhin wurde ein passender faseroptischer Switch beschafft, mit dem mehrere Sensoren umgeschaltet werden können. Von sich aus unterstützt das System nur einen einzigen Messkanal. Abbildung 10 zeigt den Laboraufbau des Systems.

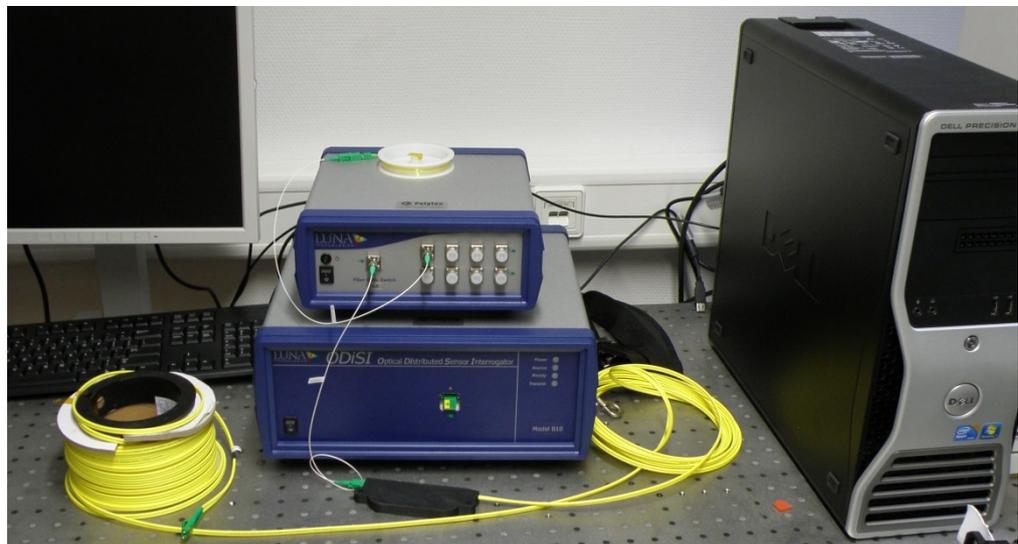


Abbildung 10: Faseroptisches Dehnungsmesssystem Luna ODiSI-B. Zu sehen sind der Interrogator, darauf der faseroptische Switch und rechts daneben der dazugehörige PC. Weiterhin sieht man die gelbe Anschlussleitung für das Sensorkabel.

Besondere Beachtung verdienen die eigentlichen Sensoren des Dehnungsmesssystems: die Fasermesskabel. An diese müssen sehr hohe Anforderungen gestellt werden. Um eine sinnvolle Messung zu ermöglichen, muss die zu messende physikalische Größe möglichst unverfälscht auf die Glasfaser aufgebracht werden. Im Fall von Dehnung bedeutet dies, dass der Mantel des Kabels möglichst fest mit der Faser verbunden sein muss. Für eine Temperaturmessung gilt genau das Gegenteil: die Faser muss möglichst wenig von der auf den Mantel aufgetragenen Dehnung beeinflusst werden. Stattdessen muss bei einem Temperaturmesskabel die Wärmeleitung vom umgebenden Medium zur Faser möglichst gut sein, ohne dass dabei zu viel Wärme in der Längsrichtung des Kabels abtransportiert wird. Für die Einbettung eines Messkabels in Beton muss dieses besonders widerstandsfähig gegenüber den mechanischen Bedingungen auf einer Baustelle und den chemischen Bedingungen im flüssigen Beton sein.

Im Rahmen des Projekts konnten geeignete Messkabel gefunden und beschafft werden. Die Handhabung und Verarbeitung der Fasermesskabel stellt jedoch eine gewisse Herausforderung dar. Insbesondere die Anforderungen an ein robustes Dehnungsmesskabel sorgen für eine komplizierte Handhabung bei der Installation und Konfektionierung der Kabel. Das Kabel ist auf hohe mechanische Stabilität und einen sehr starken Verbund zwischen Mantel und Faser optimiert. Beides ist beim notwendigen Abisolieren und Anspießen von Steckern sehr nachteilig. Das Fraunhofer EMI hat daher im Rahmen von AURIS die Kompetenz für die Konfektionierung solcher Kabel aufgebaut. Weiterhin wurde ein Teststand für die Charakterisierung der faseroptischen Messkabel konzipiert und aufgebaut.

Im Rahmen der Vorarbeiten für die Entwicklung der energieautarken Funksensorknoten zur Ortung von Mikrorissen wurde ein Dreipunktbiegeversuch durchgeführt. Für diesen Versuch wurde eine mit insgesamt 34 Ultraschallsensoren bestückte 120 cm * 60 cm * 10 cm große, stahlarmierte Betonplatte mittig bei konstanter Geschwindigkeit »zerdrückt«.

Das Hauptziel dieses Versuchs war es, verlässliche Daten über die zu erwartenden Signale bei der Bildung von Mikrorissen zu gewinnen. Diese Informationen werden für die Auslegung des Sensorsubsystems und die Wahl des Auswertalgorithmus der Funksensorknoten benötigt. Außerdem wurden im Rahmen des Versuchs fünf verschiedene Sensortypen bezüglich ihrer Eignung für diesen Anwendungsfall verglichen.

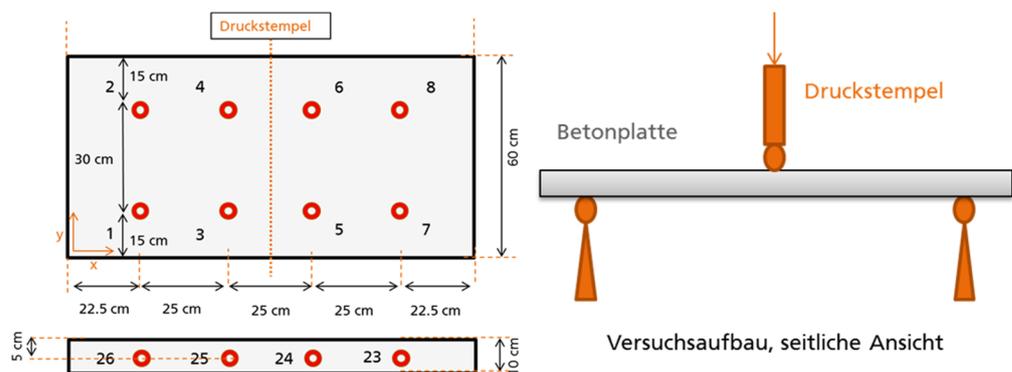


Abbildung 11: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus. Die Abbildung links zeigt die Maße des Probenkörpers und die darauf platzierten Ultraschallsensoren (rot). Der rechte Teil der Abbildung zeigt die Seitenansicht des Versuchsaufbaus.

Anknüpfend an den Dreipunktbiegeversuch wurden einige theoretische Überlegungen zur Signalverarbeitung und zu Lokalisierungsalgorithmen angestellt. Es gibt mehrere Möglichkeiten, eine Schallquelle zu lokalisieren. Unter der Annahme eines isotropen Mediums und einer homogenen Geschwindigkeitsverteilung bietet sich der GEIGER-Algorithmus an. Alternativ

kommt der Bancroft-Algorithmus in Frage, der auch bei der Satellitennavigation verwendet wird. Hierbei werden Zeit und Ort über jeweils vier Sensoren durch Lösen eines vier-dimensionalen linearen Gleichungssystems bestimmt. Für eine präzise Lokalisierung von Mikrorissen, bedarf es einer guten Kenntnis der Materialeigenschaften des verwendeten Körpers. Alternativ muss die Geschwindigkeitsverteilung des Schalls an jedem neuen Bauteil separat bestimmt werden.

AP3-3: Netzwerktopologie und Implementierung

In enger Absprache mit den Projektpartnern konnte das Konzept einer Systemarchitektur entwickelt und ausgearbeitet werden. Das XML-basierte Datenaustauschformat AURIS-XML wurde spezifiziert und stellt die Grundlage für die Integration der verschiedenen Teilsysteme dar. Insbesondere für den Bereich des Sensorsystems wurde eine klare Aufteilung der Aufgaben auf Teilkomponenten festgelegt und implementiert. Im Folgenden soll ein Überblick über die Systemarchitektur gegeben werden, wie sie auch in Abbildung 12 dargestellt ist.

 AURIS XML-Protokoll
 andere Protokolle

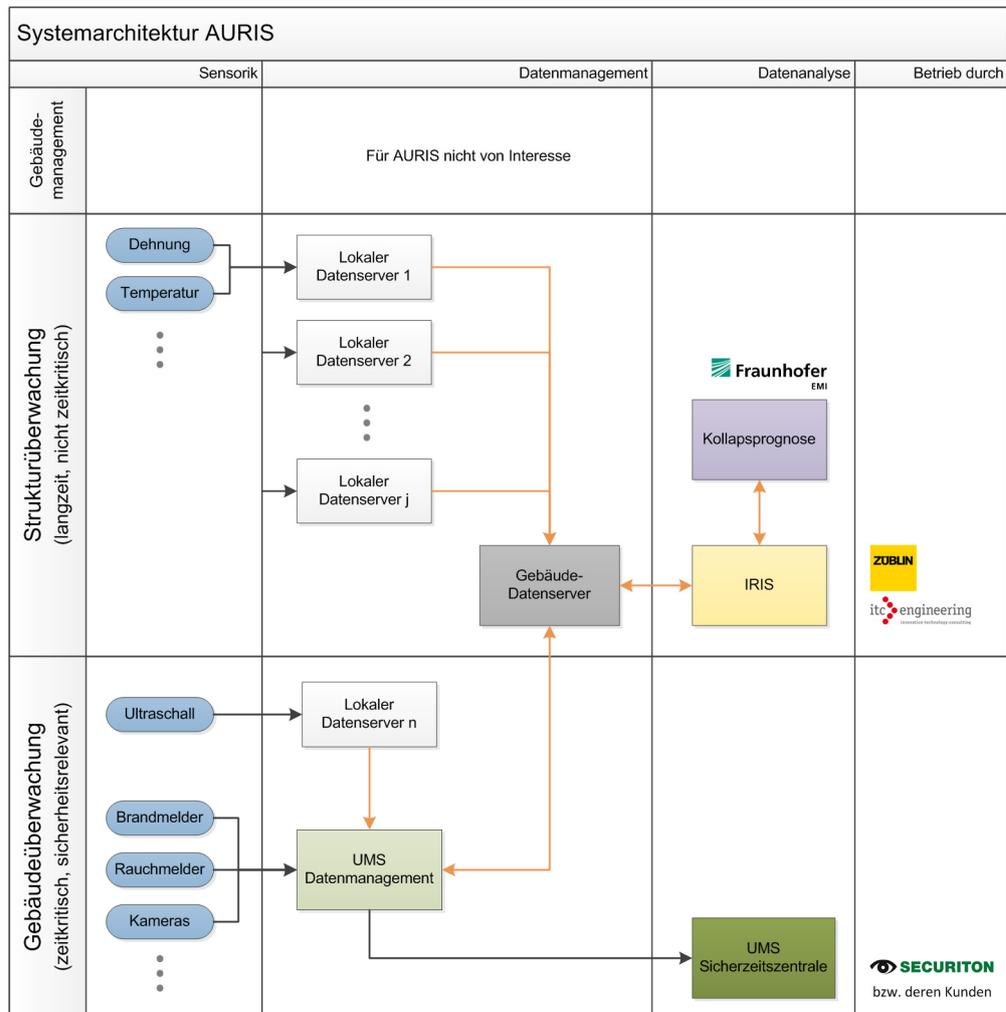


Abbildung 12: Überblick über die AURIS-Systemarchitektur, insbesondere Schnittstellen zwischen Teilsystemen und verwendete Protokolle

Das System besteht aus mehreren sogenannten »lokalen Datenservern«. Dieser stellt auf der einen Seite Schnittstellen zu den physikalischen Dehnungs- und Temperatursensoren und dem Funksensornetzwerk für die Ultraschallmessungen zur Verfügung. Auf der anderen Seite stellt er die gewonnenen Messdaten über die (kabelgebundene) AURIS-XML-Schnittstelle weiteren Systemen zur Verfügung. In einem Gebäude kommen mehrere solcher lokalen Datenserver zum Einsatz – beispielsweise einer je Stockwerk.

Weiterhin wurde ein sogenannter »Gebäudedatenserver« definiert. Dieser hat die Aufgabe, alle anfallenden Messdaten eines Gebäudes zu sammeln und zusammen mit Meta-Informationen über die Gebäudestruktur zur Auswertung

bereitzustellen. Dadurch wird eine zentrale Anlaufstelle für ein Gebäude geschaffen und die nachfolgenden Systeme müssen nicht jeden lokalen Datenserver separat auslesen. Weiterhin erhöht diese Architektur die Flexibilität des Gesamtsystems: wird beispielsweise ein neuer lokaler Datenserver in ein bestehendes Gebäude integriert, muss nur noch die Konfiguration des Gebäudedatenservers angepasst werden. Dieser stellt dann die Information über diese Konfigurationsänderung allen weiteren Systemen zur Verfügung. Schließlich erleichtert der Gebäudedatenserver auch die Ausweitung des AURIS-Systems auf mehrere Gebäude. Im Rahmen des Projekts wurde ein funktionaler Demonstrator für diese Komponente implementiert.

Im Rahmen der Bearbeitung des Arbeitspakets entstanden in einem iterativen Prozess mehrere Versionen des lokalen Datenservers. Die erste Version des Messsystems bestand aus einem handelsüblichen Industrie-PC, der die Dehnungsmessdaten eines optischen Fabry-Pérot-Dehnungssensors erfasst und über das Internet zur Verfügung stellte. Bei einem ersten Einsatz in einem Gebäude der Ed. Züblin AG konnte die grundsätzliche Funktion demonstriert werden und gleichzeitig die notwendigen Erfahrungen für eine verbesserte Version des Systems gewonnen werden.



Abbildung 13: Die erste Version des Messsystems bei ihrem ersten Einsatz.

Die zweite und auch finale Version des Messsystems setzt nun auf die Kombination von selbst entwickelter Elektronik mit einem kommerziell verfügbaren Einplatinencomputer (Single Board Computer). Dadurch konnte im

Vergleich zur ersten Version sowohl der Energie- als auch der Platzbedarf erheblich gesenkt werden.

Die Wahl des SBC fiel auf die von der Firma »Texas Instruments« vertriebene Entwicklungsplattform Beagleboard. Gründe für diese Wahl waren der leistungsstarke Prozessor des Systems, die bereits vorhandene Ethernet-Schnittstelle, der geringe Platzbedarf und die Erweiterungsmöglichkeiten des Boards. Die entwickelte Erweiterungsplatine besteht aus einem Analogteil, der für die Messwertwandlung der auf einem resistiven Messverfahren basierenden Sensoren benötigt wird. Konkret stehen vier Kanäle zum Anschluss von PT-100- oder PT-1000-Temperatur Sensoren und vier Kanäle zum Anschluss von Dehnmessstreifen zur Verfügung. Weiterhin befindet sich die Funkschnittstelle für das drahtlose Sensornetzwerk, eine Schnittstelle für den Fabry-Pérot-Interrogator und das Energiemanagement für den lokalen Datenserver. Abbildung 14 zeigt die Platine und ein entsprechendes Blockdiagramm.

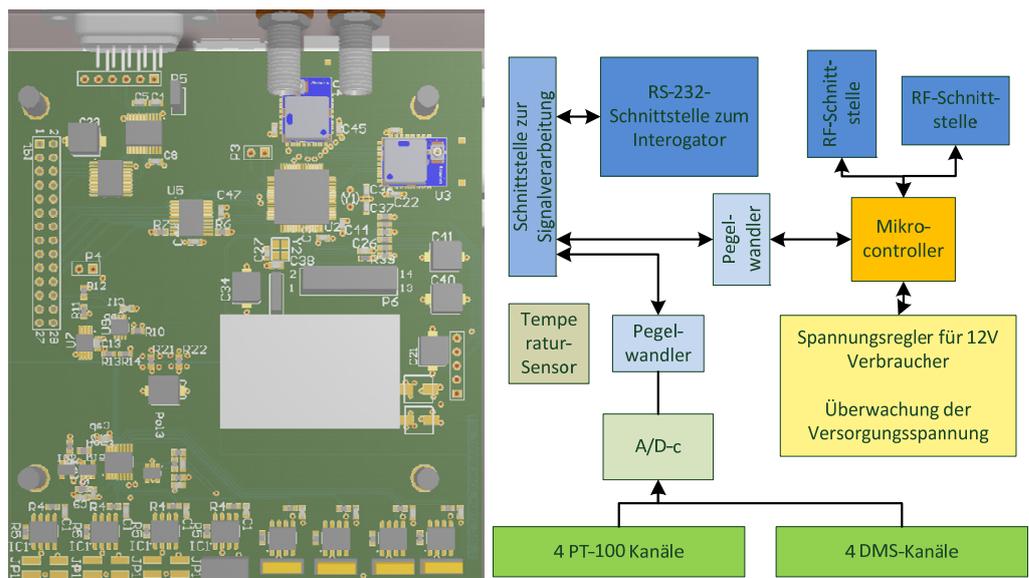


Abbildung 14: 3D-Modell und Blockdiagramm der entwickelten Adaption Platine.

Ein wesentlicher Teil des lokalen Datenservers ist auch seine Software. Diese erfüllt unter anderem die folgenden Funktionen:

- Erfassung der Messdaten aller angeschlossenen Sensoren und über die Funkschnittstelle
- Lokale Speicherung der Messdaten. Dies ermöglicht es, auch nach einem möglichen Neustart, einem Verlust der Internetverbindung oder

nach längerer Zeit auf die erfassten Messdaten zuzugreifen. Dadurch wird die Robustheit des Systems erhöht.

- *Flexible Konfiguration.* Die Firmware kann nun über eine Konfigurationsdatei flexibel an unterschiedliche Sensortypen oder Kanalbelegungen angepasst werden. Auch eine Kalibrierung der einzelnen Messkanäle wird dadurch ermöglicht.
- *Hardware Selbsttest.* Diese Funktion ist bei der Einrichtung und Inbetriebnahme einer neuen Messstation sehr hilfreich. Dabei werden die Funktionsfähigkeit der einzelnen Komponenten der Adaptionenplatte getestet und die aktuellen Messwerte angezeigt. Weiterhin ist dadurch auch eine Überwachung der internen Versorgungsspannungen und der Batteriespannung möglich.
- *AURIS-XML-Schnittstelle.* Bereitstellung der aktuellen und auch historischen Sensordaten inklusive der zugehörigen Metadaten über in einem maschinenlesbaren Format.

2.2.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

Das Ziel der Entwicklung eines vollständigen und funktionsfähigen Messsystems konnte in vollem Umfang erreicht werden. Ebenfalls wurde die Evaluierung und Auswahl der Sensorik erfolgreich durchgeführt. Im Projektverlauf stellte es sich als sinnvoll heraus, sich statt auf Korrosionssensorik verstärkt auf die Untersuchung der neuartigen faseroptischen Dehnungsmesssysteme zu konzentrieren. In diesem Bereich konnten dann über die Projektziele hinaus wertvolle Erkenntnisse bezüglich des Einsatzes solcher Systeme in Gebäuden gewonnen werden.

Die Arbeiten des Unterarbeitspakets 3.2 Energieautarke Systeme wurden zu einem großen Teil vom IMTEK durchgeführt. Dies stellte sich als sinnvoll heraus, da die Entwicklung des drahtlosen Sensornetzwerks ebenfalls vom IMTEK durchgeführt wurde.

2.3 Arbeitspaket 4.3: Gebäudekollaps-Analysesoftware

2.3.1 Erzielte Ergebnisse

2.3.1.1 Recherche, Auswahl und Erarbeitung eines geeigneten Verfahrens zur Kollapsprognose

Die Untersuchungen und Ergebnisse zu diesem Arbeitspaket sind im EMI-Bericht A 33/13 dokumentiert:

Rinder, T.: AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke – Teilprojekt des EMI: R² - Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit. Bericht zum AP 4-3: Gebäudekollaps-Analysesoftware, Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik – EMI, Bericht A 33/13, Efringen-Kirchen, 2013

Erste Aufgabe im Arbeitspaket bestand im Vergleich und der Auswahl eines Verfahrens, welches es ermöglicht, im Hinblick auf die Zielstellung des Projektes eine Gebäudekollaps-Software zu erstellen. Hierzu wurden in verschiedenen Studien Ansätze miteinander verglichen und gegenübergestellt, um schließlich den geeigneten Modellansatz zu identifizieren. Neben Modellen aus der Literatur (Mehr-Massenschwinger-Ansätze, Stabwerksmodelle) standen zum einen vereinfachte geometrische Modelle mit einem Versagensbaum zur Beschreibung von Schädigungsfortpflanzung zur Diskussion (Abbildung 15), zum anderen wurde der Einsatz von vereinfachten Finite-Element-Modellen, eingebettet in ein automatisiertes FE-Paket mit automatischer Generierung von Anfangs- und Randbedingungen (Alterung/Typ der Sonderlast), konzeptionell ausgearbeitet.

Die Wahl eines geeigneten Berechnungsmodells wird im Wesentlichen von zwei Zielsetzungen bestimmt: der Vorhersagegenauigkeit für das Kollapsrisiko und der möglichst kleinen Rechenzeit. Ein Rechenlauf für die Gesamtmodellierung des beabsichtigten Szenario-Gebäudes benötigt auch mit spezieller FEM-Software, z. B. »Extreme Loading for Structures (ELS)«, einen ganzen Tag für ein Szenario [31]. Die Simulation des Kollapsverhaltens an Mehrkörpersystemen hingegen kann, so ergaben die Voruntersuchungen, unter erheblicher Zeitersparnis bei hinreichender Übereinstimmung mit der komplexen und zeitintensiven FEM-Berechnung durchgeführt werden [32].

Das gewählte Modell besteht aus länglichen, quasistarren Tragelementen und deren Verbindungen als nichtlineare, räumliche Federn (»Rigid Body Model«, siehe auch Abbildung 34). Die grundsätzlichen Tragelemente werden wie folgt abgebildet:

- Stützen: zweigliedrige Stäbe
- Decken: zweigliedrige Gurt- und Feldstäbe
- Wände: Auflösung in Stäbe nach Ermessen.

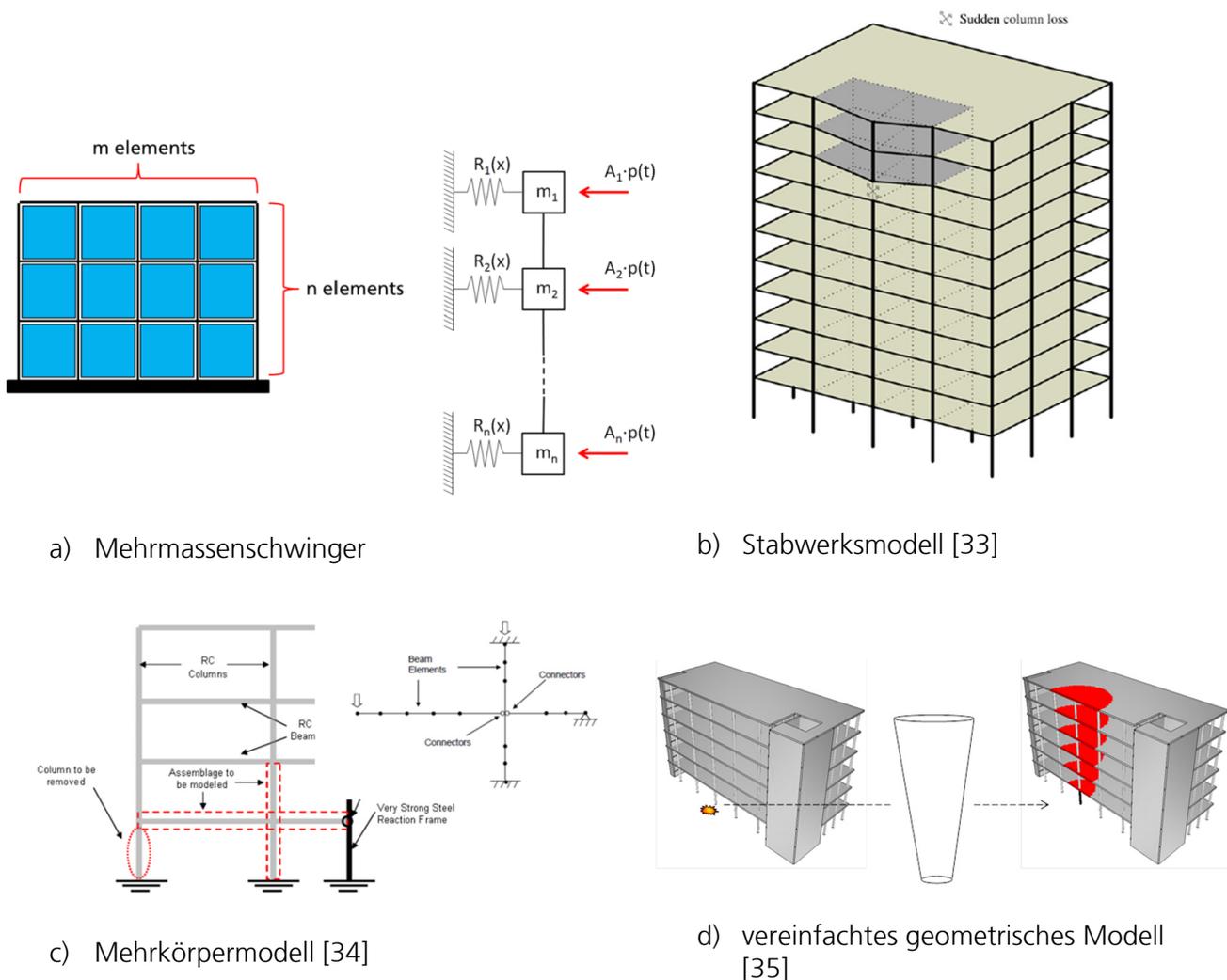


Abbildung 15: Auswahl der untersuchten Modelle zur Entwicklung einer Gebäudekollaps-Analysesoftware.

Die starren Tragelemente sind mit der ihnen zugrunde liegenden Masse behaftet, ansonsten wirken Lasten nur an den Knoten. Das vereinfachte Modell besteht dort, wo auch später keine Sensordaten geliefert werden, generell aus idealen Starrkörpern. Damit verkürzte sich die Berechnungszeit gegenüber der FEM-Modellierung an dem gewählten Beispielgebäude um 96 %.

Entwicklung und Validierung des vereinfachten Modells

Zur erforderlichen Validierung dieses vereinfachten Ansatzes wurde eine aufwendige Versuchsserie durchgeführt. Als Untersuchungsobjekt zur Entwicklung des vereinfachten Modells diente ein zweifeldriger Stahlbetonbalken, der durch den Verlust der Mittelstütze zum Einfeldträger wird (Abbildung 16). Das Tragverhalten dieses Stahlbetonbalkens wurde bereits ausführlich untersucht [36, 37] so dass die Ergebnisse mit den Rechen-simulationen verglichen werden konnten.

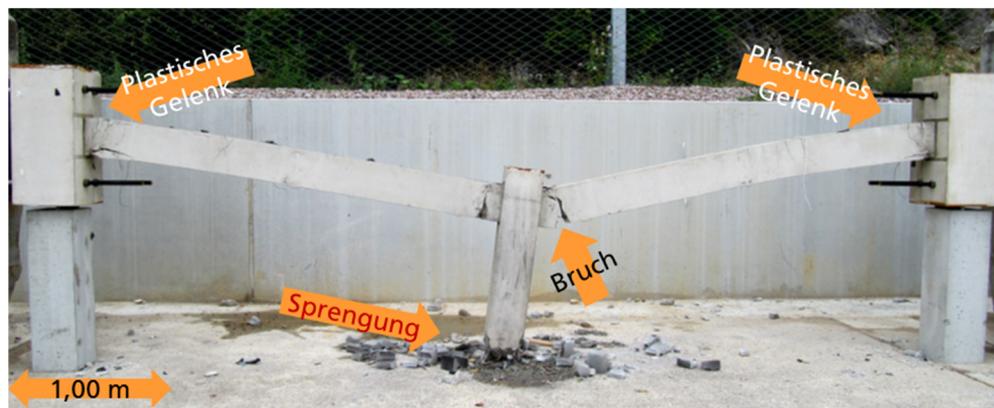
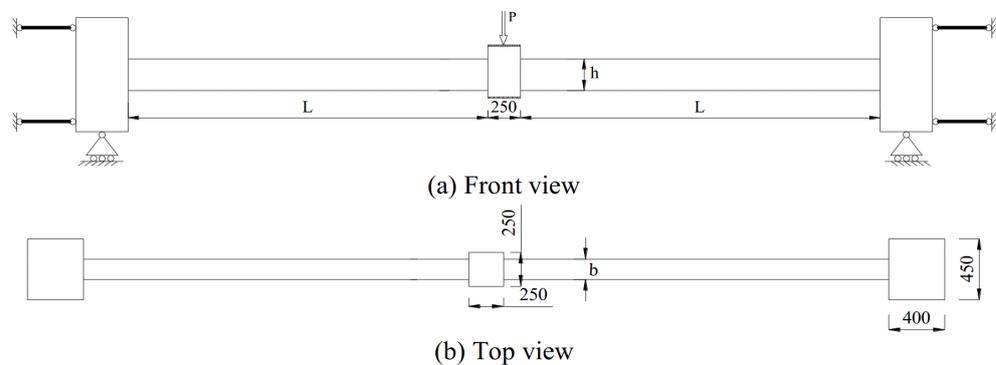


Abbildung 16: Stahlbetonbalken als Versuchskörper zur Untersuchung des Kollapsverhaltens ($h = 250$ mm, $L = 2750$ mm, $b = 150$ mm) Unten: Ein entsprechend nachgebildeter Stahlbetonversuchskörper nach einem dynamischen Versuch am EMI, Efringen-Kirchen (Explosion an der Mittelstütze; Belastungs- und Messeinrichtungen wurden vor der Aufnahme entfernt).

In der rechnerischen verformungsgesteuerten Simulation wurden die unterschiedlichen Tragzustände hinreichend genau berücksichtigt und eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt (Tabelle 1). In Abbildung 17 sind beide Modelle dargestellt.

Im weggesteuerten, quasi-statischen Belastungsversuch werden die oben beschriebenen Tragzustände Bogentragwirkung – Biegung – Membrantragwirkung bis zum endgültigen Versagen unter großen Verformungen durchlaufen. Um in der FEM-Berechnung die Belastungsgeschichte einschließlich des absteigenden Bereichs der vorübergehenden Entfestigung ebenfalls zu erfassen, wurde die Verformung in der Mitte der Modelle schrittweise nach unten gesteigert. Die gemessenen bzw. berechneten Kraftverläufe sind in Abbildung 18 und Abbildung 19 dargestellt.

Tabelle 1: Vergleich der Ergebnisse aus statischen Versuchen und aus Rechensimulationen.

	Versuche (Mittelwerte)	FEM-QUAD- Modell	Starrkörper- Feder-Modell
Grenzlast Biegung (mittige Einzellast)	38,5 kN	46,0 kN	38,7 kN
zugehörige Durchbiegung	50 mm	40 mm	170 mm ¹
Traglast (mittige Einzellast)	68,3 kN	70,0 kN	70,7 kN
maximale Membranzugkraft	160 kN	180 kN	193 kN
zugehörige Durchbiegung	600 mm	520 mm	640 mm

¹ Die größere Durchbiegung beim Erreichen der Grenzlast für die Biegetragwirkung rührt daher, dass beim Feder-Modell kein inneres Druckgewölbe ausgebildet wird. Die Rotationsfähigkeit ist daher deutlich erhöht.

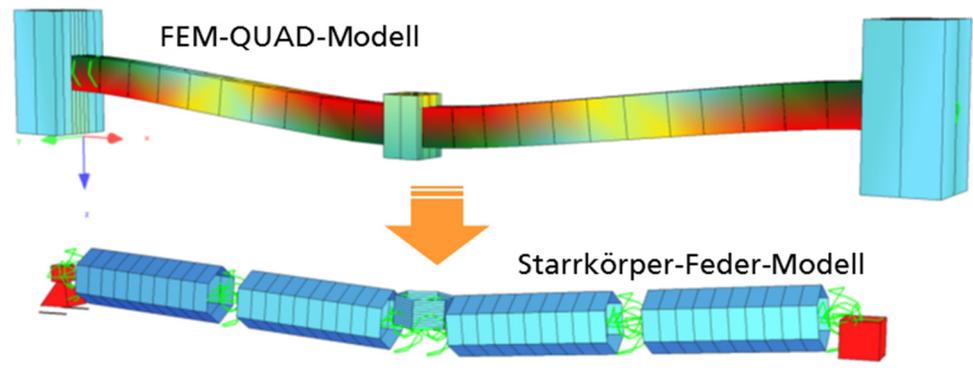


Abbildung 17: FEM-QUAD-Modell des Stahlbetonbalkens und darunter das daraus abgeleitete und entwickelte vereinfachte Starrkörper-Feder-Modell.

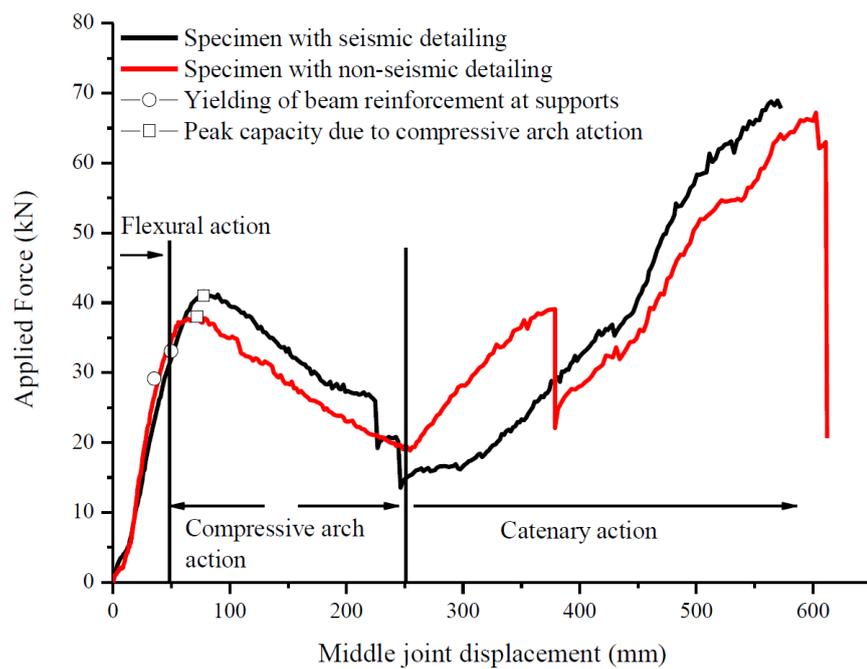


Abbildung 18: Kraft-Verformungs-Verläufe im statischen Versuch [37]. Für die FEM-Berechnung wurde der zweite Versuchskörper (»Specimen with non-seismic detailing«) nachgebildet.

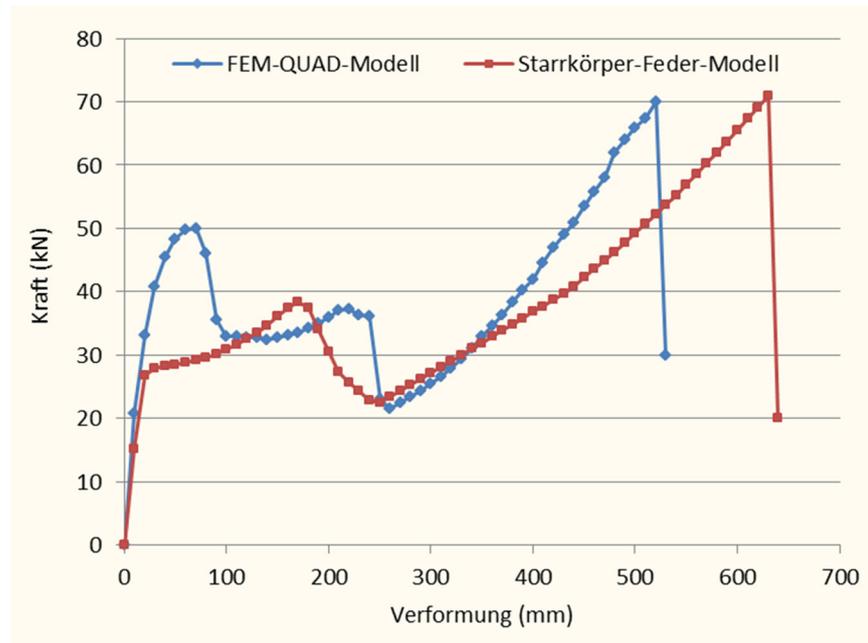


Abbildung 19: Kraft-Verformungs-Verlauf beim FEM-QUAD-Modell und beim Starrkörper-Feder-Modell. Aufgetragen ist die mittige Auflast über die maximale Durchbiegung.

An der einspannenden Auflagerung an den Enden der Versuchskörper wurden die horizontal auftretenden Kräfte gemessen beziehungsweise für das Modell errechnet. Diese sind in Abbildung 20 und Abbildung 21 als Verläufe über den Verformungsweg in der Mitte des Modells aufgetragen. Im vereinfachten Starrkörper-Feder-Modell können horizontale Auflagerdruckkräfte, wie sie beim Volumenkörpermodell aus der möglichen Bogentragwirkung resultieren, nicht abgebildet werden. Da die Mittellinien der Längsfedern auf der Systemlinie liegen, kann hier kein Versatzmoment zustande kommen. Durch die Bogentragwirkung wird die Biegetragfähigkeit der Konstruktion in dieser ersten Belastungsphase erhöht. Über eine entsprechende Anpassung der Momentenfeder-Arbeitslinien wird diese Erhöhung berücksichtigt. Die für das Resttragvermögen vor einem möglichen Kollaps wesentlich relevanteren Membranzugkräfte, deren Größe von den Stahleinlagen abhängt, wurden im Starrkörper-Feder-Modell in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen wiedergegeben.

Mit den beschriebenen Modellvereinfachungen können die signifikanten Bauteilverbindungen und deren Versagen unter Zug-, Druck-, Biege- oder Schubbeanspruchung berechnet werden und somit erwiesen sich diese als geeignet für die Analyse-Software. Die in [38] ausführlich veröffentlichten Ergebnisse der dynamischen Versuche können im Wesentlichen wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Gewölbetragswirkung («Compressive arch action») und Membrantragswirkung («Catenary action») wurden anhand der gemessenen Horizontalkräfte nachgewiesen.
- Die Rissbilder und Versagensmechanismen unterscheiden sich nicht signifikant zu den statischen Versuchen.
- Der dynamische Erhöhungsfaktor für den Bauteilwiderstand (DIF) kann aufgrund der vergleichsweise geringen Belastungsgeschwindigkeiten vernachlässigt werden.
- Für den dynamischen Lasterhöhungsfaktor (DLAF) wurden in der Anfangsphase der Versuche Werte zwischen 1,5 und 1,9 gefunden. Im weiteren Versuchsverlauf nehmen diese ab. Beim Erreichen des Membranzustands kann der Lasterhöhungsfaktor mit $DLAF \approx 1$ vernachlässigt werden.

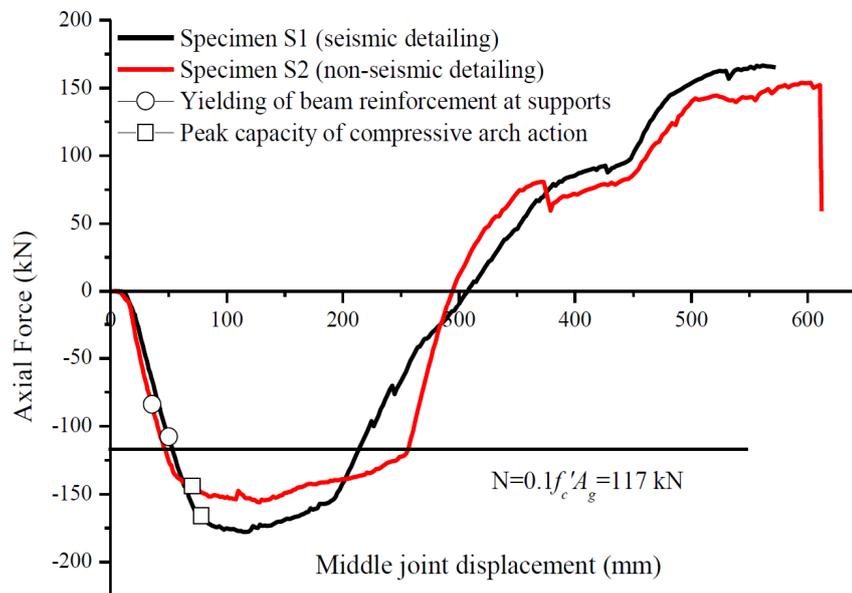


Abbildung 20: Horizontalkraft-Verformungs-Verläufe im statischen Versuch [37]. Für die FEM-Berechnung wurde der zweite Versuchskörper («Specimen with non-seismic detailing») nachgebildet.

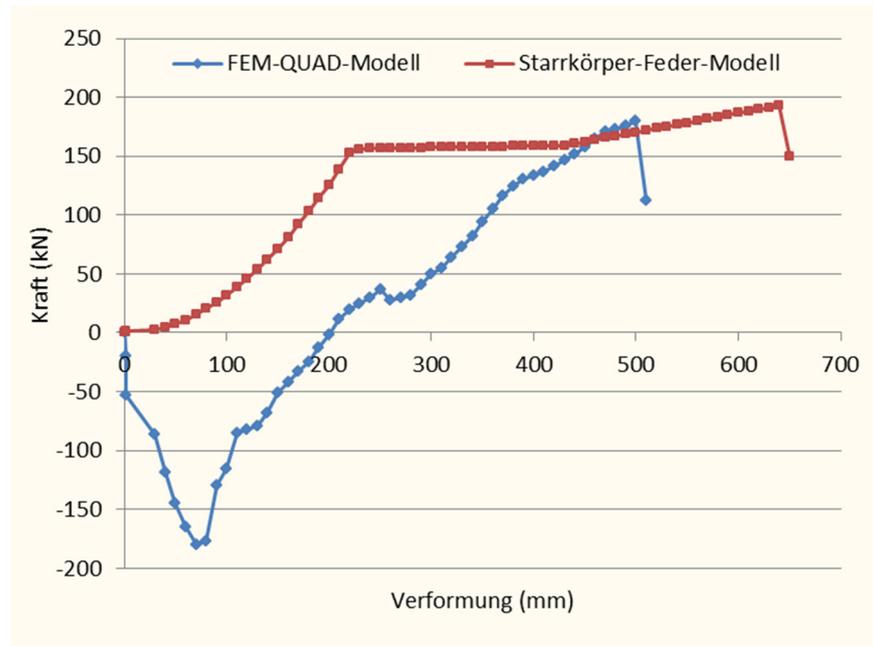


Abbildung 21: Horizontalkraft-Verformungs-Verlauf beim FEM-QUAD-Modell und beim Starrkörper-Feder-Modell. Aufgetragen ist die Auflagerreaktionskraft in x-Richtung über die Verformung.

2.3.1.2 Auswahl und Untersuchung der Beispielgebäude

In einem weiteren Arbeitspunkt erfolgte ist die Festlegung der im AP1 identifizierten Gebäudetypen und deren Diskretisierung in einer praxisüblichen Bemessungssoftware. Die erstellten Modelle wurden dazu verwendet, auch außergewöhnliche Lastfälle und Alterungszustände anzusetzen und die daraus entstehenden Schädigungen im Gebäude oder Gebäudeteilen näher zu untersuchen, um darauf aufbauend ein vertieftes Verständnis der Grenzzustände zu erlangen, die in der Kollaps-Analysesoftware mit berücksichtigt werden können. Die Definition der Gebäude erfolgte in Absprache mit dem Projektpartner Züblin.

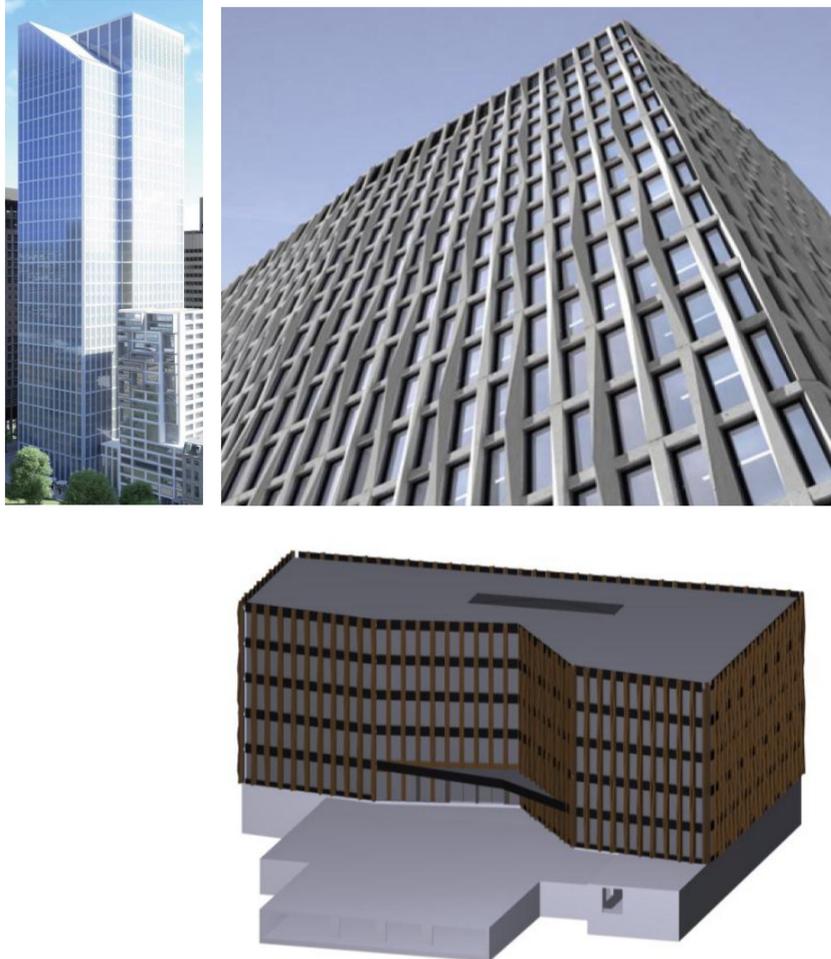


Abbildung 22: Visualisierung der definierten Gebäudetypen zur weiteren Untersuchung.

Insgesamt wurden für drei Gebäude unterschiedlichste Stützensausfallszenarien festgelegt und diese mit der Methode der finiten Elemente unter Anwendung einer praxisüblichen Bemessungssoftware (SOFISTIK) analysiert. Zwei Gebäude wurden mit herkömmlichen Schalelementen diskretisiert und berechnet. Die Erkenntnisse hieraus flossen zusammen mit Versuchsergebnissen in die Entwicklung des vereinfachten Modellansatzes zur zeiteffizienten Kollapsanalyse ein. Mit diesem Starrkörper-Feder-Modell wurde ein drittes Gebäude auf sein Kollapsverhalten hin untersucht. Aufgrund der deutlich höheren Geschwindigkeiten bei den Berechnungen mit dem vereinfachten Modell kann dieses dazu verwendet werden, um einen großen Datensatz an Ergebnissen für die Gebäudekollaps-Analysesoftware aufzubauen.

Beim untersuchten Beispielgebäude 1 handelt es sich um ein 40-stöckiges Bürogebäude ($h = 170 \text{ m}$) in Stahlbetonskelettbauweise. Die Struktur besitzt

zwei innere Treppenhauskerne mit Aussteifungswänden und Außenstützen, welche die Deckenlasten über Unterzüge abtragen. Untersucht wurden unterschiedliche Stützensausfälle von Rand-, Eck- und Sonderstützen. Abbildung 23 zeigt die Diskretisierung der unteren 4 Geschosse sowie den Kernaufbau.

Auch bei Beispielgebäude 2 handelt es sich um einen Stahlbetonskelettbau. Das Gebäude besitzt sowohl Rand- als auch Innenstützen. Im Gegensatz zu Gebäude 1 befindet sich der Kern hier jedoch nicht in der Mitte des Gebäudes (bezogen auf beiden Hauptachsen). Zudem besitzt das Gebäude zusätzlich zum Hauptkern zwei weitere Kerne sowie 4 Innenstützen. Abbildung 24 zeigt die Gebäudestruktur und das Regelgeschoss.

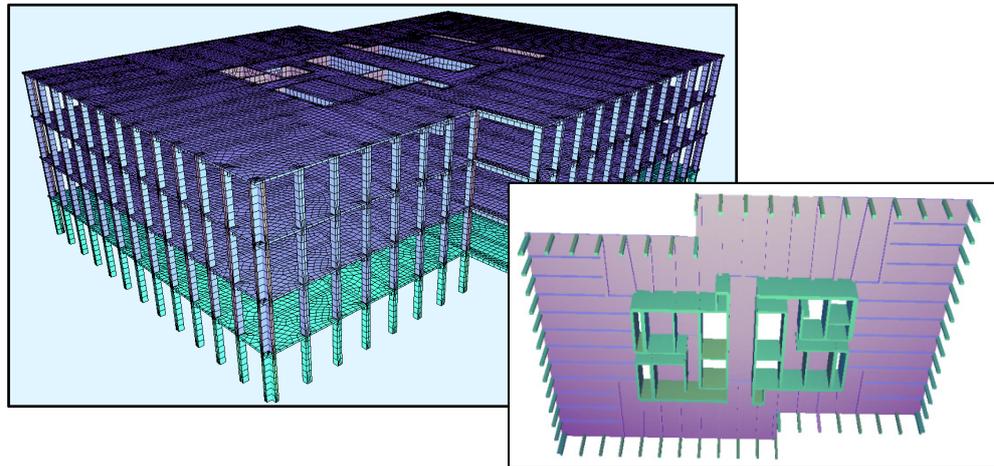


Abbildung 23: Teilsystem Gebäude 1 aus vier Regelgeschossen (Gesamtsystem 40 Stockwerke): Erdgeschoss grün hervorgehoben.

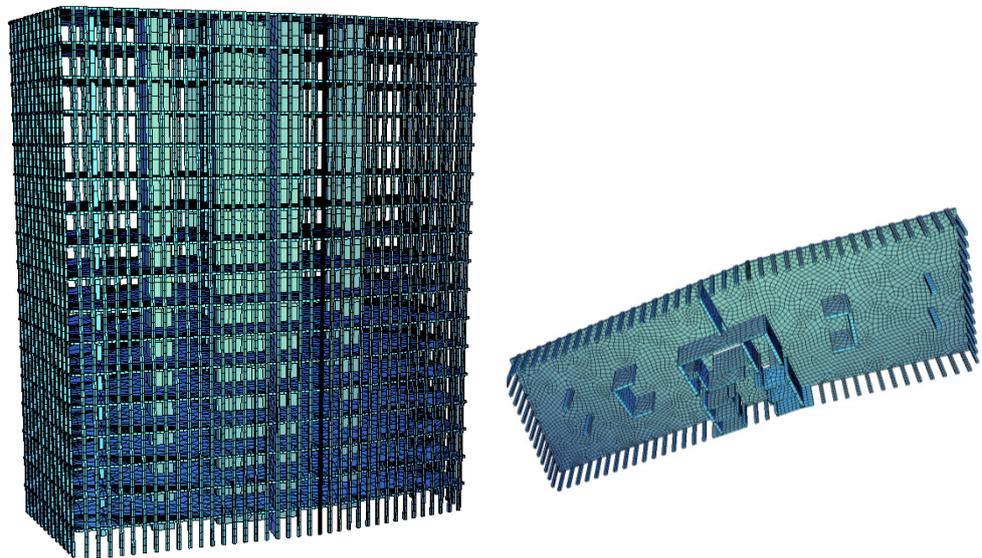


Abbildung 24: Systemdarstellung Gebäude 2 – 17 Regelgeschosse, Gebäudehöhe $H = 69$ m (links), Systemdarstellung des Regelgeschosses aus Gebäude 2. Ansicht von unten mit Kernaufbau (rechts).

Die Gebäudestrukturen wurden ausschließlich mit finiten Schalenelementen (QUAD) diskretisiert. Im Folgenden sind Überlegungen, Berechnungen und Ergebnisse für das Gebäude 1 zusammenfassend beschrieben.

Es wurden mehrere Teilsysteme der Gesamtstruktur des Gebäudes aufgebaut, um die unterschiedlichen initialen Ausfälle von Stützen im untersten Regelgeschoss und die sich daraus ergebenden Folgen zu untersuchen. Die Lasten aus den Geschossen darüber wurden im Vorfeld ermittelt und entsprechend aufgebracht. Abbildung 25 zeigt die Übersicht der Stützenbezeichnungen, welche für die jeweiligen Szenarien verwendet wurden. Tabelle 2 enthält eine Übersicht der untersuchten Stützenszenarien für Gebäude 1. Die Analyse von Szenario 2 wird hier ausführlich vorgestellt.

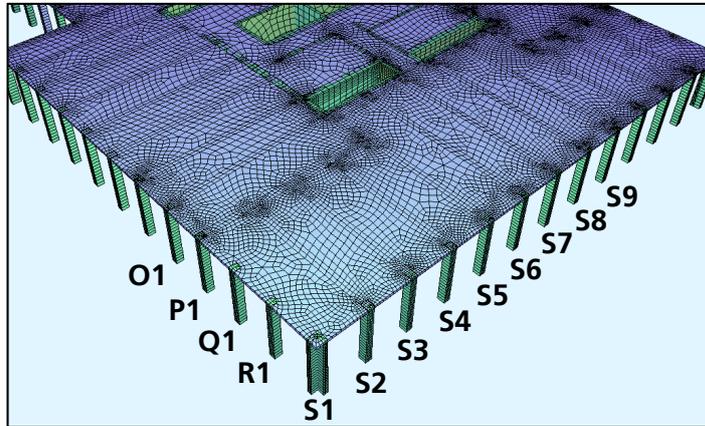


Abbildung 25: Stützenbezeichnungen im Erdgeschoss von Gebäude 1.

Tabelle 2: Stützensausfälle in den untersuchten Szenarien (Gebäude 1).

Szenario	Ausfall Randstütze	Ausfall Sonderstütze	Ausfall Eckstütze
1	S8		
2	S7, S8		
3	S6, S7, S8		
4		P1	
5		P1, O1	
6		P1, O1, Q1	
7			S1
8		S2, R1	S1

Es wurden zwei grundsätzlich unterschiedliche Berechnungsvarianten angewendet. Zum einen wurde für die verschiedenen Szenarien durch kraftgesteuerte Berechnungen die jeweilige Traglast des Systems bestimmt, zum anderen wurden weggesteuerte Berechnungen für ausgewählte Szenarien durchgeführt. Diese verformungsbasierten Rechenläufe dienen zur Bestimmung der Traglastkurve des Systems, da sich durch klassische Traglastverfahren mit der verwendeten FE-Software so genannte »abfallende Äste« (nachkritische Entfestigungen) in der Traglastkurve nicht ermitteln lassen (keine Bogenlängenverfahren möglich).

In allen durchgeführten FE-Simulationen wurden sowohl materialspezifische als auch geometrische Nichtlinearitäten berücksichtigt. Für die Analysen der Szenarien 2 und 3 (Ausfall von 2 bzw. 3 Randstützen) wurde zusätzlich ein reduziertes Teilsystem bestehend aus etwa einem Drittel des Grundrisses über die unteren 4 Regelgeschosse verwendet, um den Einfluss darüber liegender

Geschosse (insbesondere aus den Stützenkopfmomenten) besser berücksichtigen zu können.

Szenario 3 – Ausfall von 3 Randstützen (Beispielszenario)

Szenario 3 soll als Beispielszenario dienen, um die FE-Analyse bzgl. des Kollapsverhaltens von Gebäude 1 und die damit verbundenen Ergebnisse vorzustellen. Szenario 3 beschreibt dabei den 3-fachen Randstützenausfall im Erdgeschoss (Ausfall der Stützen S6, S7 und S8). Zunächst wurde für das Teilsystem »Regelgeschoss« über eine kraftgesteuerte nichtlineare Analyse der **Traglastfaktor $F = 0,89$** des Systems ermittelt. Dies bedeutet, die untersuchte Teilstruktur kann 89 % der einwirkenden Lasten aufnehmen. Bei Überschreitung dieser 89 % erfolgt das Knickversagen der Stütze S9 (siehe Abbildung 26).

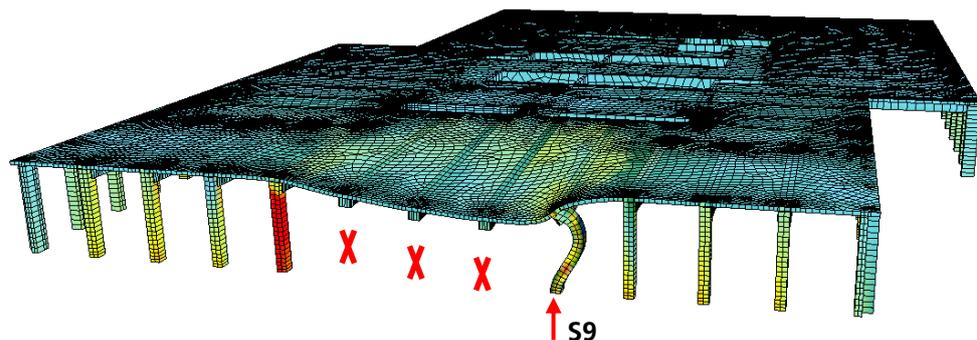


Abbildung 26: Stabilitätsversagen der Stütze S9 (Traglastfaktor $F = 0,89$). Simulation am Teilsystem »Regelgeschoss« mit entsprechender Auflast der Stützen aus den Obergeschossen. Überhöhte Darstellung im Augenblick des Knickversagens der Stütze S9.

Durch den Ausfall der drei Randstützen S6 bis S8 erfolgt zwangsläufig die Überbelastung und Zerstörung der Nachbarstützen S9 und S5. Das sich dadurch ergebende System mit 5-fachem Stützenausfall der Randstützen S5 bis S9 wurde daher zur weiteren Beurteilung (auch des Deckentragverhaltens) untersucht. Wie bei allen Berechnungen wurden auch hier die sich aufgrund von Lastumlagerungsprozessen ergebenden neuen Auflasten aus den Obergeschossen, nach Ausfall der Stützen S5 und S9, entsprechend berücksichtigt. Die Berechnungen führten zum gleichen Verhalten wie im System mit 3-fachem Stützenausfall. Bevor ein Abriss der Deckenplatten stattfindet, versagen auch hier wiederum die anschließenden Nachbarstützen, angefangen bei Randstütze S4. Abbildung 27 zeigt das überhöhte Verformungsbild zum Zeitpunkt des Versagens von Stütze S4.

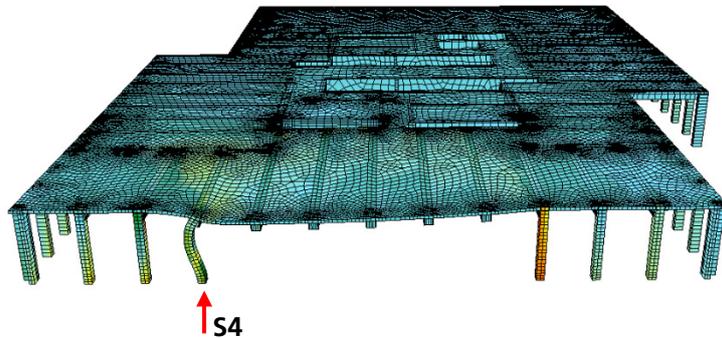


Abbildung 27: Stabilitätsversagen der Stütze S4 (Traglastfaktor $F = 0,7$). Simulation am Teilsystem »Regelgeschoss« mit entsprechender Auflast der Stützen aus den Obergeschossen. Überhöhte Darstellung im Augenblick des Knickversagens der Stütze S4.

Abbildung 28 zeigt den Endzustand des progressiven Kollapses anhand des Verformungsbildes. Das Ende des Kollapses ergibt sich, wie in der Abbildung zu sehen, auf Höhe des Anschlussbereiches Gebäudekern (gelbe gestrichelte Linie). Die Bereiche, in denen die Bruchdehnungen des Betonstahls überschritten werden, sind in Abbildung 29 zu sehen. Der progressive Kollaps kommt nach dem Abriss der Deckenplatten auf Höhe des Kernbereichs zum Stillstand.

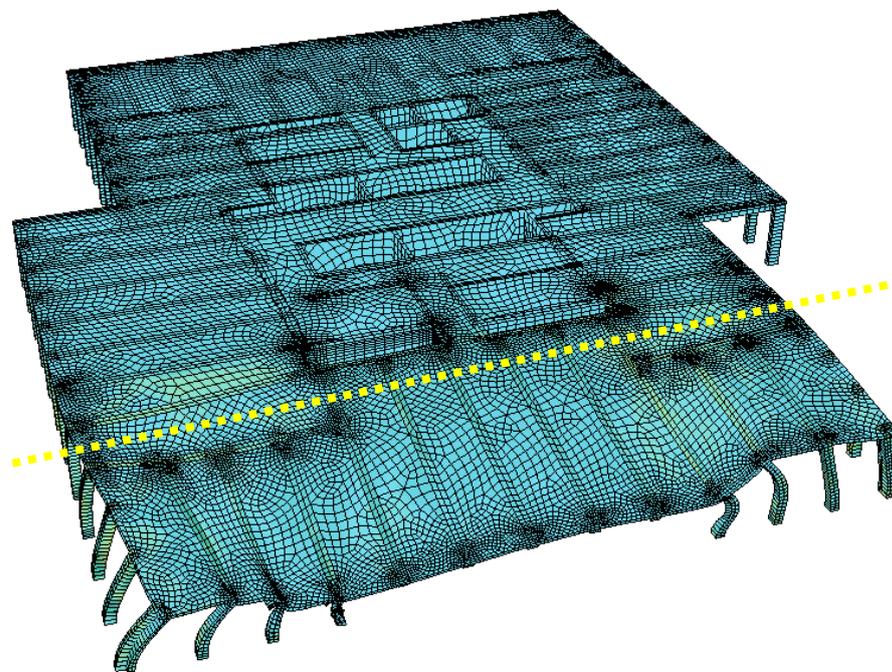


Abbildung 28: Darstellung des Kollapsbereichs anhand des Verformungsbildes, Traglastfaktor $F = 0,7$.

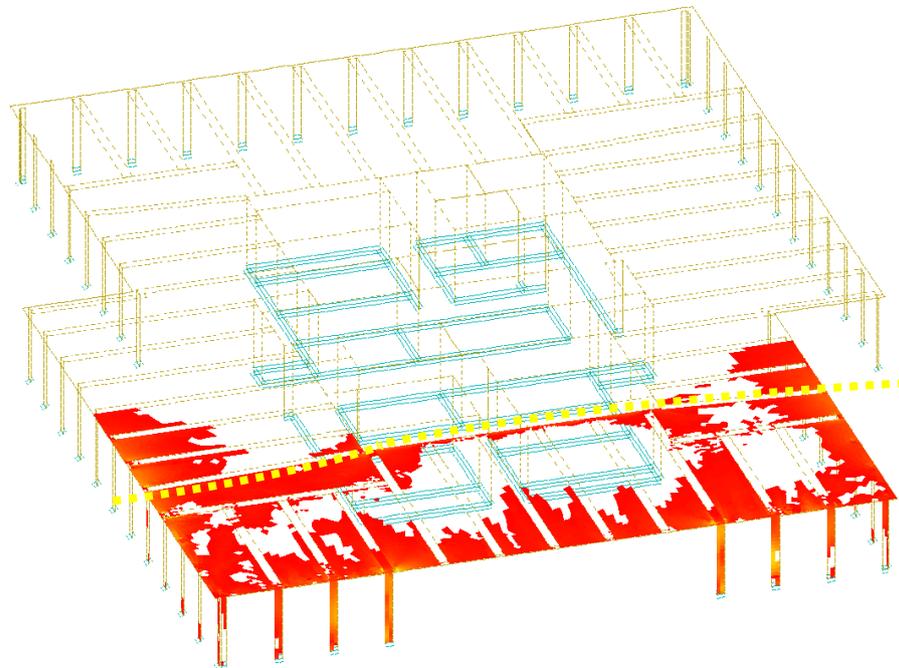


Abbildung 29: Bereiche überschrittener Bruchdehnungen der Bewehrung (rot) ab dem Traglastfaktor $F = 0,7$.

Zusätzlich wurde die hier vorgestellte Analyse am Regelgeschoss an einem weiteren Teilsystem durchgeführt, welches aus einem Drittel der vier untersten Regelgeschosse besteht (siehe nachfolgende Abbildungen). Die Analyse sollte im Vergleich zum ersten Teilsystem den Einfluss der Stützenkopfmomente, die in den darüber liegenden Geschossen geringer sind, besser berücksichtigen. Diese geringeren Stützenkopfmomente begünstigen das Stützentragvermögen und führen zu einem höheren Traglastfaktor.

Es ergab sich ein **Traglastfaktor** von **$F = 0,98$** . Der Beginn des Kollapsverhaltens durch Überbelastung der Nachbarstützen wird in Abbildung 30 gezeigt. Ein 3-facher Randstützenausfall führt also auch nach dieser ergänzenden Analyse zum Beginn des fortschreitenden Kollapses über sämtliche aufgehende Geschosse des Gebäudes.

Abbildung 31 und Abbildung 32 zeigen den ermittelten Kollapsbereich im Endstadium. Anhand der Darstellung der Bereiche mit überschrittenen Bruchdehnungen (Stahldehnungen im Riss des Betons, d. h. nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons) im Betonstahl (siehe Abbildung 32) lässt sich auf Höhe des Kernbereiches das Ende des Kollapses festlegen. Wie die gelbe Linie in Abbildung 32 andeutet, liegt in den Decken eine Überschreitung der Bruchdehnungen über die gesamte Gebäudebreite vor. Die Bewehrungslagen der Decken reißen also auf Höhe des Kernbereiches.

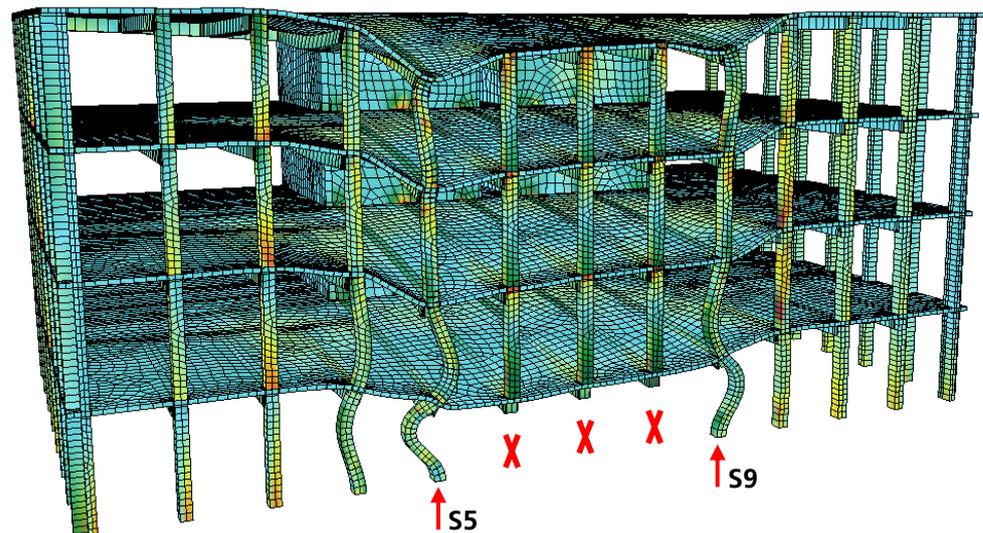


Abbildung 30: Stabilitätsversagen der Stütze S9 (und daran anschließend der Stütze S5) bei Traglastfaktor $F = 0,98$ – Simulation am 4-geschossigen Teilsystem mit entsprechender Auflast der Stützen aus den Obergeschossen. Überhöhte Darstellung im Augenblick des Knickversagens der Stützen S9 und S5.

Das prinzipielle Strukturverhalten des Gesamtgebäudes nach dem mehrfachen Stützensausfall lässt sich folgendermaßen beschreiben. Jedes einzelne Geschoss für sich betrachtet erfährt durch den Ausfall einer oder mehrerer Stützen eine maximale Durchbiegung der Decke über dem Bereich des Stützensausfalls. Dadurch erfolgt in jedem Geschoss eine entsprechende Lastumlagerung der Deckenlasten und der sich dazwischen »ehängenden« Stützen. In erster Linie werden diese umzulagernden Lasten auf die den Ausfallbereich betreffenden Nachbarstützen umgelagert. In welchem Umfang diese Umlagerung erfolgt, kann aus den berechneten Auflagerkräften geschlossen werden. Insgesamt konnte eine überwiegende Umlagerung der Lasten auf die weiteren Randstützen festgestellt werden. Dies lässt sich aufgrund der einaxialen Lastabtragung der Deckenplatten hin zu den Unterzügen bzw. der großen Spannweite von Gebäude rand zu Kern erklären.

Für Szenario 3 – initialer Ausfall der Randstützen S6, S7 und S8 – ist somit der progressive Kollaps untersucht und der Kollapsbereich festgelegt worden. Der Ausfall der drei Randstützen hat eine Überbelastung weiterer, benachbarter Stützen zur Folge. Dieses Einsturzzenario zieht sich weiter fort, bis es auf Höhe des Kernbereiches zum Abriss der Deckenplatten kommt, was gleichzeitig zum Stopp des progressiven Kollapses führt. Abbildung 33 zeigt die mittels der vorangehenden Analyse festgelegten Gefährdungsbereiche für Szenario 3.

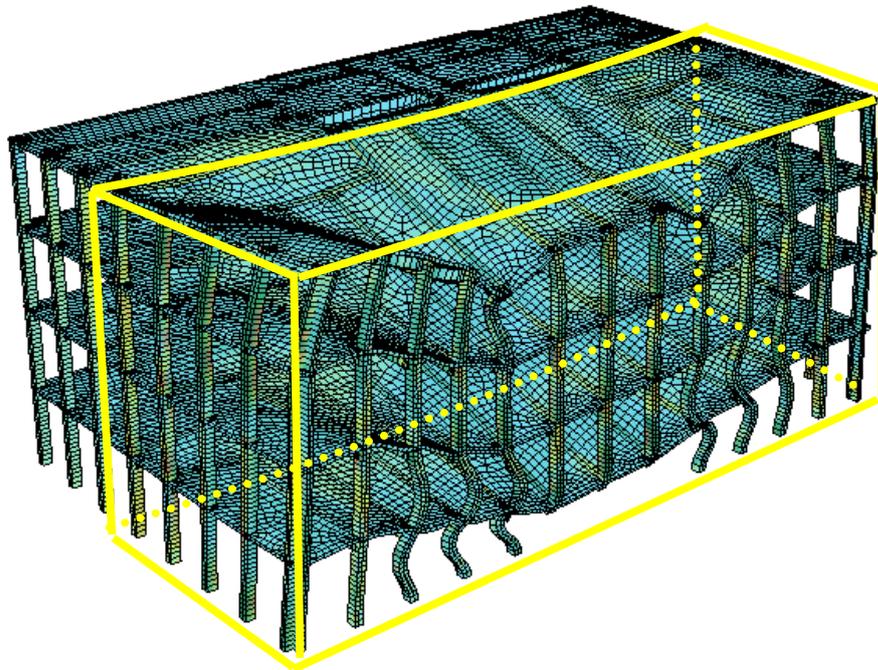


Abbildung 31: Verformungsbild und Kollapsbereich (gelb eingerahmt), Traglastfaktor $F = 0,98$.

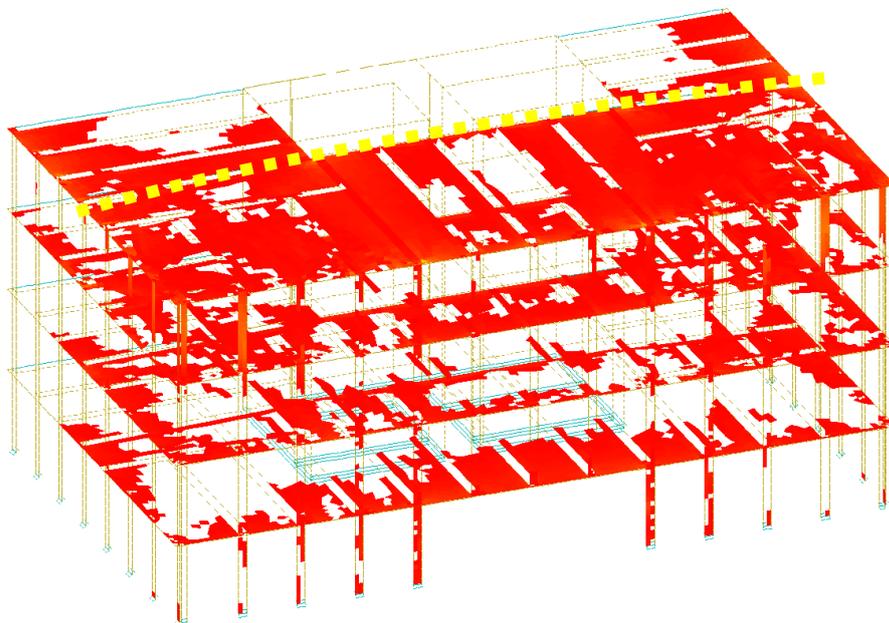


Abbildung 32: Bereiche überschrittener Bruchdehnungen der Bewehrung (rot) bei Traglastfaktor $F = 0,98$.

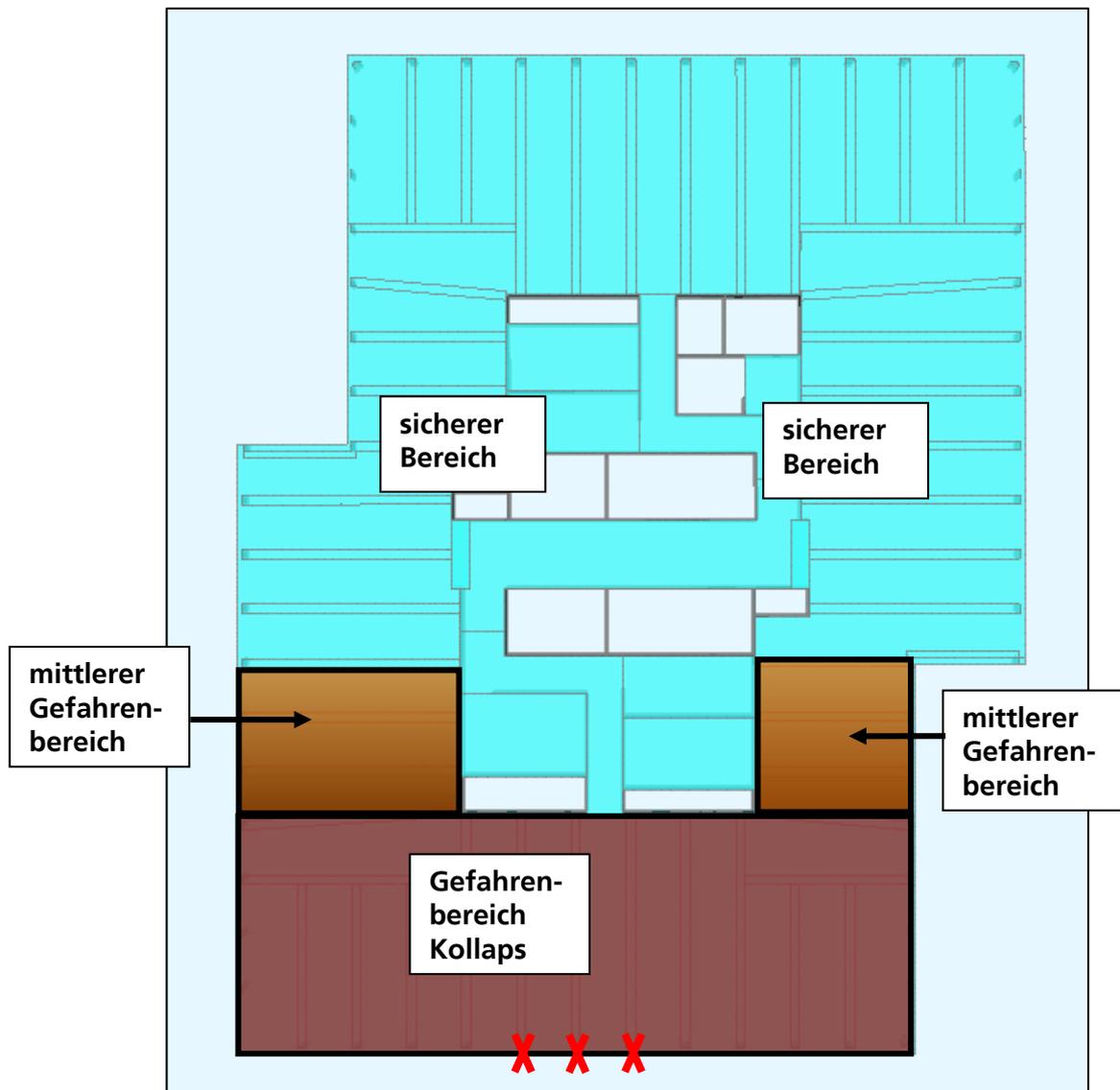


Abbildung 33: Gefährdungsbereiche für Szenario 3: Ausfall der markierten Randstützen S6 bis S8, Darstellung im Grundriss.

Einfluss von Langzeitprozessen – Parameterstudien

Mit der Auswertung der recherchierten Einsturzereignisse an Gebäuden im Vorfeld der Berechnungen ergab sich ein signifikanter Einfluss auf das Kollapsrisiko durch degradierende Alterungsprozesse. Ohne genaue Kenntnis der Alterungseinflüsse wurden zunächst in einer Parameterstudie die Auswirkungen einer Variation der repräsentativen Materialkenngrößen Betonfestigkeit (durch

Zermürbung, z. B. aber auch Nacherhärtung) und Bewehrungsstahlflächen (Korrosion) untersucht.

Anhand des Szenarios 2 (2-facher Randstützenausfall) wurde der Einfluss veränderter Materialparameter untersucht und bewertet. Tabelle 3 gibt einen zusammenfassenden Überblick über den Einfluss der variierten Parameter auf die Tragfähigkeit der Struktur.

Tabelle 3: Übersicht zur Parameterstudie: Einfluss von Langzeitprozessen auf die Tragfähigkeit bei Gebäude 1.

Falluntersuchung	Einfluss auf die Tragfähigkeit
I Verminderung der Betondruckfestigkeit um 15 %	Verminderung um 10,0 %
II Verminderung des Bewehrungsgrades um 15 %	Verminderung um 0,9 %
III Erhöhung der Betondruckfestigkeit um 15 %	Erhöhung um 9,2 %

Kollapsanalyse mit dem vereinfachten Modell

Mit dem entwickelten »Starrkörper-Feder-Modell« für die schnelle Kollapsprognose wurde eine komplexe Gebäudestruktur, die als generisches Beispielgebäude vom Projektpartner Züblin festgelegt worden war, in Hinsicht auf das Verhalten gegenüber dem plötzlichen Ausfall einer oder mehrerer Stützen untersucht. Das entwickelte Modell setzt sich wie bereits beschrieben aus starren Stabelementen und deren Verbindungen als nichtlineare, räumliche Federn (»Rigid Body Model«) zusammen (Abbildung 34). Für die Gebäudeüberwachungs-Software ist vorzusehen, dass möglichst viele Daten durch Vorab-Berechnungen in einer Datentabelle gesammelt werden, um die spätere Rechenzeit zu verkürzen. Beim Ausfall von Tragelementen kann dann die Kollapsprognose unter Berücksichtigung der dynamischen Effekte in Echtzeit durchgeführt werden.

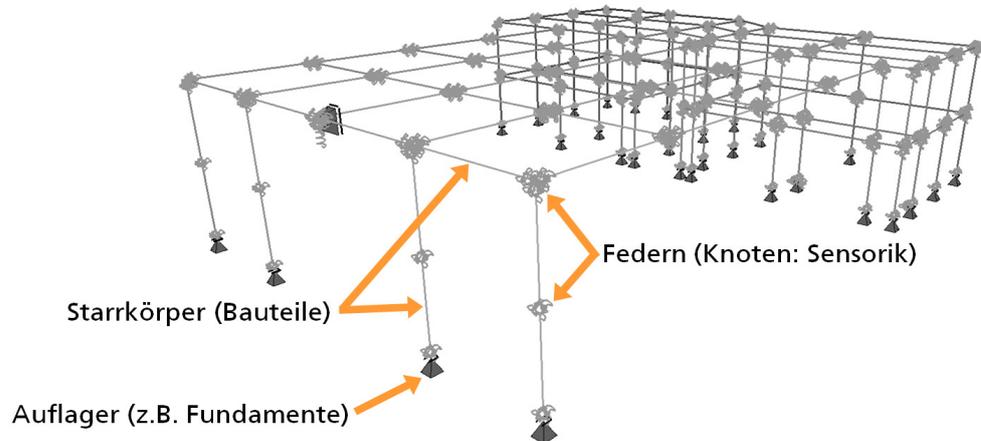


Abbildung 34: Tragwerk als vereinfachtes Starrkörper-Feder-Modell.

Herleitung der Feder-Arbeitskennlinien

Die Aussagegenauigkeit zum Gebäudetragverhalten hängt im Wesentlichen von den charakteristischen Werten der Federkennlinien ab. Daher kam der umfangreichen Analyse und Herleitung geeigneter Kennlinien eine entscheidende Bedeutung zu. Die Federkennlinien für die Längskräfte wurden anhand der Materialwerte und für die Biegemomente mithilfe der Formeln analytisch ermittelt. Zur genauen Ermittlung der für den Kompositwerkstoff Stahlbeton komplexen Momenten-Federkennlinien, wurde eine umfangreiche Veröffentlichung [39] herangezogen. Die beiden folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft unterschiedliche Feder-Arbeitslinien für das gewählte Starrkörper-Feder-Modell.

Mit den beschriebenen Modellvereinfachungen können die signifikanten Bauteilverbindungen und deren Versagen unter Zug-, Druck-, Biege- oder Schubbeanspruchung berechnet werden. Auch der Übergang von reiner Biegung zum Membrantragverhalten wird mit dem diesem Mehrfedermodell durch die zeitgleiche Wirkung der betreffenden Federn (Biegemomentenfeder und Längskraftfeder) sehr gut abgebildet, wodurch sich seine Eignung für die Analyse Software bestätigte.

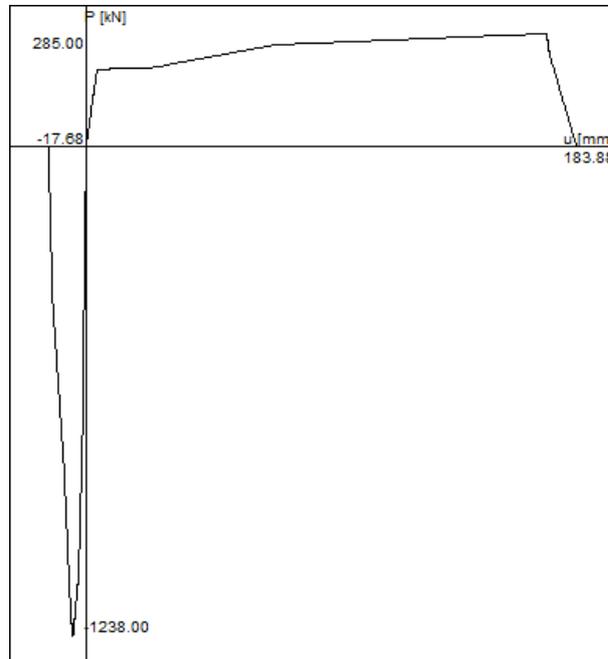


Abbildung 35: Abschnittweise lineare Feder-Arbeitslinie für die Längskraft in Abhängigkeit von der Verschiebung. Die Berechnung der charakteristischen Werte erfolgte anhand der Materialkennwerte und Querschnittsflächen (Zug: Stahl, Druck: Beton).

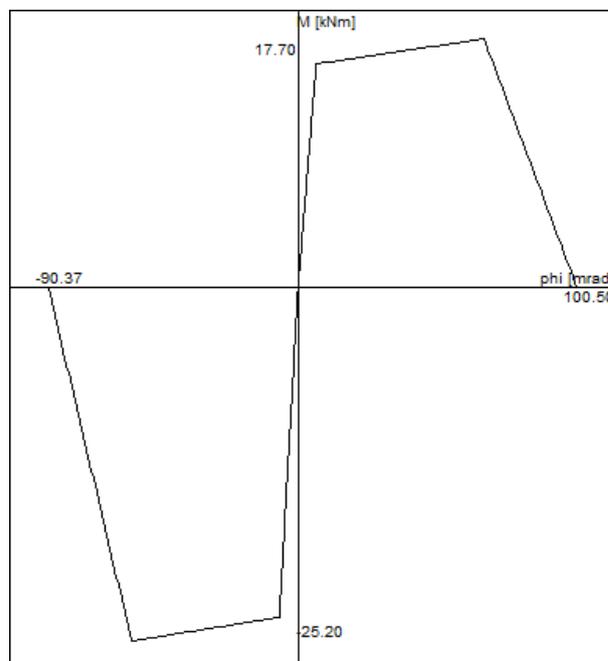


Abbildung 36: Abschnittweise lineare Feder-Arbeitslinie für das Biegemoment in Abhängigkeit von der Verdrehung. Berechnung der charakteristischen Werte nach [39].

Gebäudemodellierung und Traglast

Das Beispielgebäude wurde als generische Struktur komplett als Feder-Starrkörper-Modell diskretisiert und statisch ausgelegt. Eine Übersicht über die Gesamtstruktur ist Abbildung 37 wiedergegeben. Die angenommenen Initialschäden betreffen ausschließlich das Erdgeschoss mit verschiedenen Stützensausfall-Szenarien, die auf das Risiko eines progressiven Gebäudekollapses hin untersucht wurden. Im Ganzen enthält die Modell-Struktur des Beispielgebäudes über 20 000 Einzelfedern. Die Berechnungszeit für die Traglastiteration für ein Szenario fiel mit ca. 1 bis 2 Stunden trotzdem wesentlich geringer aus, als bei der herkömmlichen FEM-Berechnung (hier ca. 1 Tag). Für eine Echtzeit-Gebäudeüberwachung ist die Rechenzeit allerdings immer noch zu groß. Daher wurde zusätzlich ein Datenbanksystem als Container für vorab berechnete Szenarien entwickelt.

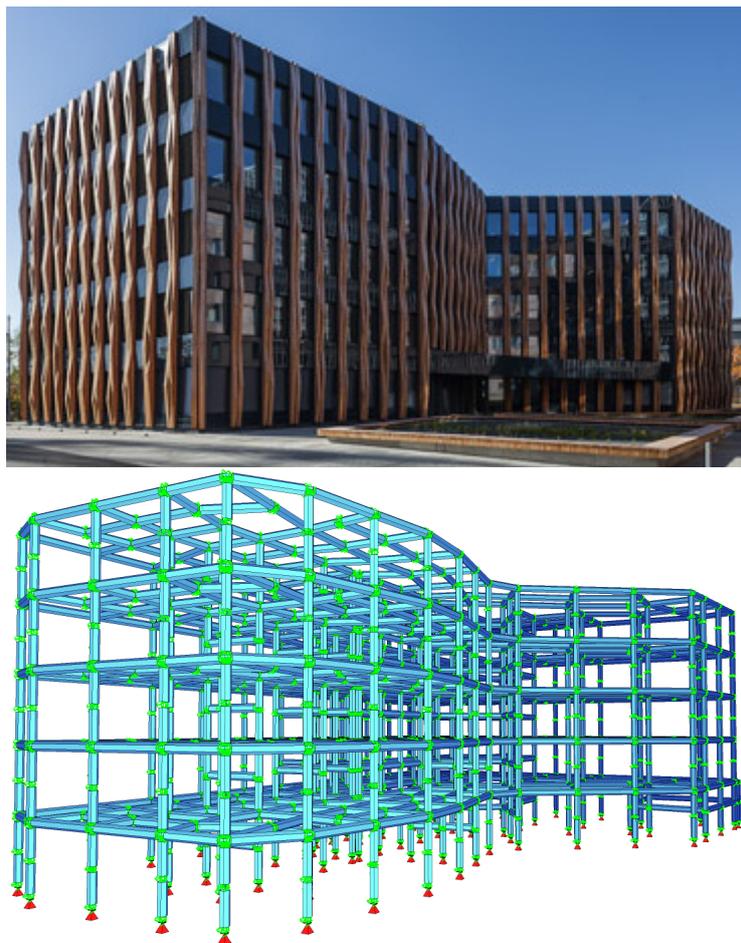


Abbildung 37: Beispielgebäude als Starrkörper-Feder-Modell im Vergleich mit dem zugrunde gelegten realen Gebäude.

Stützensausfall-Szenarien

In den untersuchten Szenarien wurde stets der initiale Ausfall einer einzelnen Stütze betrachtet. Wenn dieser nicht zum progressiven Kollaps führte, wurde der Ausfall einer weiteren, benachbarten Stütze mit dem höchsten Auslastungsgrad angenommen. In der Regel stellte sich dadurch ein fortschreitendes Kollapsverhalten ein, wodurch weitere Stützen in der Reihenfolge ihrer Auslastung ausfielen (»Reißverschluss«), bis der kollabierende Bereich durch Deckenabrisse an Aussteifungswänden begrenzt wurde.

Es wurden unterschiedliche Ausfallszenarien von Stützen im Eingangsbereich, Innenstützen, Eck- und Randstützen auch auf der Gebäuderückseite und Randstützen im gebäudevorderseitigen Fassadenbereich rechnerisch untersucht. Im Folgenden sind als Beispiel die Ergebnisse für den plötzlichen Stützensausfall von ein bzw. zwei Randstützen im vorderen Fassadenbereich vorgestellt.

Als Initialschaden wurde der Ausfall der Stütze »a« (Abbildung 38) angenommen. Die verbleibende Tragstruktur kann weiter als standsicher gelten. Das Stützenraster und die Deckendimensionierung weisen hierfür eine ausreichende Redundanz auf.

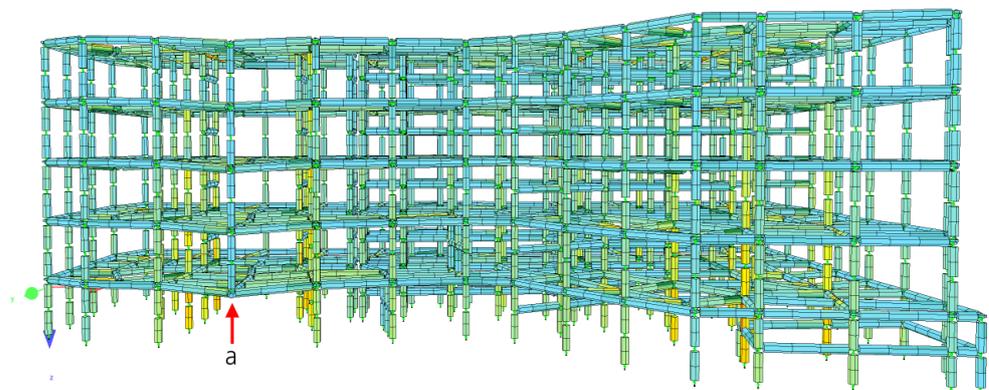


Abbildung 38: Verformte Gesamtstruktur (10-fach überhöht) nach Stützensausfall »a« unter Eigengewicht und reduzierter Verkehrslast. Gebäudesicherheit (Traglastfaktor) $\gamma_{\text{Gebäude}} = 1,2$ (Struktur standsicher, DLAF = 1,5).

Um das Tragverhalten bis hin zum Grenzstand vor dem Versagen untersuchen zu können, wurde eine modifizierte Traglastberechnung durchgeführt. Dadurch kann der Verlauf der Reaktionskräfte in der Struktur über die gesamte Verformungshistorie einschließlich abnehmender Kraftwerte (»abfallender Ast«) beobachtet werden (Abbildung 39).

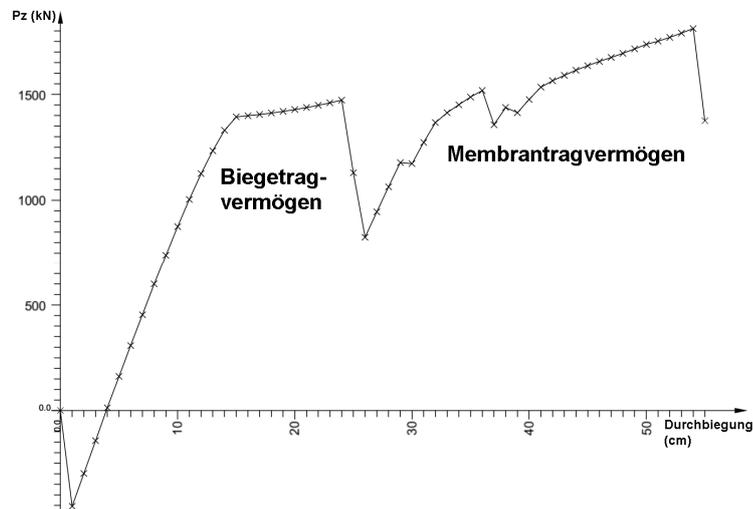


Abbildung 39: Last-Verformungskurve an der ausgefallenen Stütze »a« bei weggeregelter Stützenabsenkung. Ab Wegfaktor 4 (= 4 cm) muss für die weitere Stützenabsenkung eine zusätzliche, nach unten wirkende Kraft P_z aufgebracht werden. Nach dem Biegeversagen der Decke wird die Vertikallast durch das Membrantragverhalten aufgefangen und unter großen Verformungen noch gesteigert.

In den nächsten Untersuchungsschritten wurden weitere Stützen entfernt und die Traglast der restlichen Struktur berechnet. Nach dem Wegfall der hoch ausgelasteten Nachbarstütze (»c«) kommt es zum fortschreitenden Strukturversagen (Traglastfaktor = 0,9 < 1,0!). Das Versagen der beiden benachbarten Innenstützen und der bereichsweise Abriss der Geschossdecken führt zum progressiven Kollaps im linken Gebäudeabschnitt (Abbildung 40 und Abbildung 41). Deckenabriss an den Aussteifungswänden begrenzen den Einsturzbereich im Grundriss, der über sämtliche Geschosse erfolgt. An den Wandköpfen (gelber Bereich in Abbildung 42) besteht ein hohes Durchstanzrisiko.

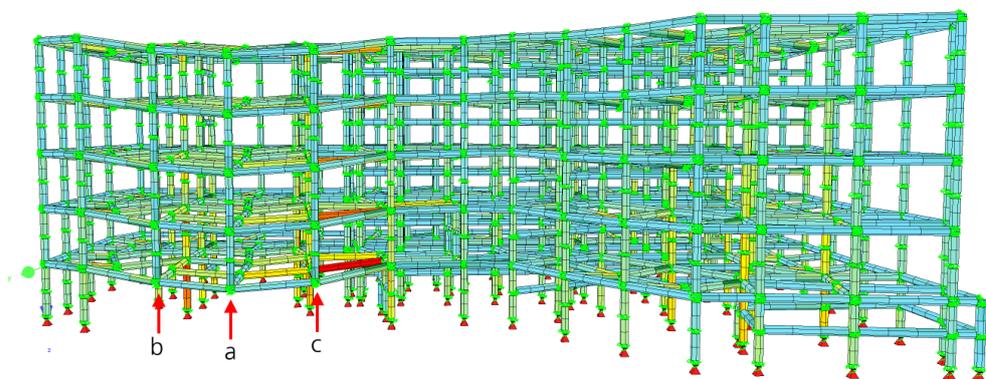


Abbildung 40: Verformte Gesamtstruktur kurz vor dem Kollaps (10-fach überhöht) nach Stützensausfällen »a«, »b« und »c« unter Eigengewicht und reduzierter Verkehrslast. Gebäudesicherheit (Traglastfaktor) $\gamma_{\text{strukt}} = 0,9$ (fortschreitendes Strukturversagen, DLAF = 1,5).

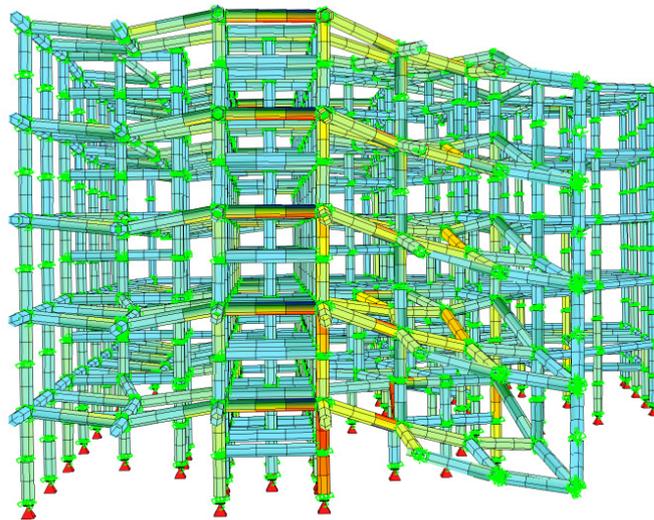


Abbildung 41: Verformte Gesamtstruktur beim Kollaps (angeschnitten). Nach den Stützensausfällen »a«, »b« und »c« versagen die beiden benachbarten Innenstützen und Bereiche der Geschossdecken.



Abbildung 42: Abgrenzung unsichere/sichere Bereiche (Grundriss und Schnitt) nach initialem Schadensereignis (Ausfall EG-Randstützen »a«, »b« und »c«). Rot: Kollapsbereich, gelb: unsicherer Bereich, weiß: sichere Bereiche.

Die Untersuchungen zeigten, dass mit dem entwickelten Starrkörper-Feder-Modell Berechnungen zum Risiko gegenüber progressivem Gebäudekollaps nach einem plötzlich eingetretenen Strukturschaden möglich sind. Die hier dargestellten Versagensmechanismen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, welche in den konventionellen Berechnungs- und Bemessungsmethoden von Stahlbetonbauwerken keine Berücksichtigung finden, werden gut abgebildet und können für das Resttragvermögen von entscheidender Bedeutung sein. Außerdem leistet das vereinfachte Modell eine erhebliche Verkürzung der Berechnungszeit, wodurch vor allem bei komplexen Gebäudestrukturen auch umfangreiche Vorabberechnungen machbar werden.

2.3.1.3 Strategie der zeiteffizienten Kollapsprognose mit der Gebäudekollaps-Analyse-Software

Die Vorbereitungs- und Überwachungsarbeit für eine erfolgreiche Gebäude-Kollaps-Prognose untergliedert sich im Wesentlichen in drei Komponenten, die das Kollaps-Prognose-Tool mit den notwendigen Informationen versorgen. Die erste Komponente betrifft das Vorabberechnen zahlreicher Schadensszenarien mit den zugehörigen Auswirkungen auf die Bauteile, die möglichen Kollapsbereiche und die damit im Zusammenhang stehenden Antworten der Sensorik. Diese Berechnungswerte werden in einer Datenbank abgelegt und können im Bedarfsfall schnell abgefragt werden und mit den wahren Sensordaten verglichen werden, um die Kollaps-Prognose zu erstellen. Auch die Auswirkung von Alterungsprozessen wird hier bauteilbezogen quantifizierend abgelegt. Abweichungen in Langzeitprozessen, zum Beispiel aber auch visuell erfasste Zustände, die eventuell durch eine Zerstörung der Sensorik nicht aufgezeichnet wurden, können jederzeit interaktiv eingepflegt werden, um in der Kollaps-Prognose-Berechnung berücksichtigt zu werden. Aus diesen Daten einschließlich der Sensordaten, hier als dritte Komponente, errechnet die nahezu Echtzeit-Software ständig den gegenwärtigen Zustand des Bauwerks in Bezug auf das Kollaps-Risiko und gibt dafür die Resttragfähigkeiten der Bauteile sowie gegebenenfalls die Einsturzprognose für gefährdete Bauwerksbereiche an.

Entwicklung und Test der Gebäude-Überwachungs-Software

Die Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen, der Modellentwicklung und der Gebäudeumsetzung mit den Kollapsberechnungen wurden in die Kollaps-Analyse-Software integriert. Diese wurde anhand von eigenen Sprengversuchen, der in [37] dargelegten statischen Versuche und dem Demonstratorversuch (AP 6) verschiedenen Testläufen unterzogen.

Mithilfe einer Demonstrationsoberfläche wird hier die Überwachung von vier Knoten (K1.1, K1.2, K2.1 und K2.2) vor und während eines Sprengversuchs gezeigt. Die Software erhält hier als Überwachungs-Eingabedaten DMS-Werte der Bewehrung.

In Abbildung 43 ist der unbelastete Versuchskörper vor dem Versuch gezeigt. Der geringe Einfluss aus Eigengewicht ist hier ohne Belang und wurde für die Messungen wegtariert, sodass am Anfang nur minimale Werte (um »0«) angezeigt werden. Die Auswertung der Zustände an den Bauteilknoten ergibt einen unkritischen Befund (»grün«).



Abbildung 43: Demonstrationsoberfläche (GUI) der Kollaps-Analyse-Software. Das überwachte Bauteil im Ruhezustand vor dem Sprengversuch. Knoten K1.1 bis K2.2 unbelastet (unterkritisch: »grün«).

Kurz nach der Sprengung (50 ms, Abbildung 44) zeigt die Software den kritischen Zustand des Bauteils an: Für die Knoten 2.1 und 2.2 wird eine hohe, kritische Belastung (»gelb«) detektiert.

Der elektromagnetische Impuls (EMP) im Augenblick der Sprengung (hier: 5 ms nach der Zündung) führt bei allen Messwerten zu hohen Ausschlägen. Er ist jedoch für die Tragfähigkeit ohne Relevanz und von der Kollaps-Analyse-Software in dieser Hinsicht zu ignorieren.



Abbildung 44: Demonstrationsoberfläche (GUI) der Kollaps-Analyse-Software. Zustand des überwachten Bauteils 50 ms nach der Zündung der Sprengladung. Knoten K2.1 und K2.2 hoch belastet (kritisch: »gelb«).

Am Ende des Versuchs (500 ms, Abbildung 45) zeigt die Software den überkritischen Zustand (»rot«) der Knoten deutlich an. Lediglich an Knoten 1.1 wurden unkritische Werte gemessen, da hier der Bewehrungsbruch neben den sehr kurzen, lokal applizierten Messaufnehmern auftrat.

Gebäudekollaps-Analysesoftware – System zur Gebäudestruktur-Überwachung

Die Aufgaben zur Entwicklung des Gebäudestruktur-Überwachungssystems (Schritte 4 und 5 im AP 4-3) gliedern sich in folgende Punkte auf, welche hier als prinzipielle schrittweise Vorgehensweise aufgeführt sind:

- Die Gebäude bzw. eine Teilstruktur des Gebäudes wird diskretisiert.
 - Vereinfachtes Feder-Starrkörper-Modell, optimiert zur Kollaps-Untersuchung.
- Den Knoten werden IDs zugewiesen.
 - Knoten = Bauteilanschlussbereiche und Struktur-Unterteilungspunkte (»Federn«).

- Nur Knoten sind sinnvolle Orte für Sensoren.
- Den Knoten werden Auslastungsbeziehungen zugeordnet.
 - Der Ausnutzungsgrad hängt ab von den Dehnungen (Verzerrungen) und der Krümmung.
 - Versagenskriterium: Ausnutzungsgrad = 100 %.
- Alle relevanten Strukturausfälle werden untersucht und charakterisiert.
 - Die Charakterisierung erfolgt anhand einer Datentabelle je »Kann-Fall«, die sämtliche Knotenausnutzungsgrade enthält (einschließlich für die ausfallfreie Struktur).
- Die Daten der Mess-Sensorik fließen als »Ist-Zustand« in eine temporäre Excel-Datentabelle ein.
 - Diese ist identisch zu den Kann-Tabellen aufgebaut und wird ständig mit einem Fehlerquadratsummen-Verfahren mit diesen verglichen.
 - Schnittstelle: die aktuellen Sensor-Messwerte werden in einem vorgegebenen Zeittakt (z. B. 1/s) auf dem Gebäude-Datenserver abgelegt. Diese werden mit der Schnittstellensoftware über den IRIS-Server ausgelesen und der Excel-Tabelle zur automatisierten Berechnung übergeben.
- Die Schnittstellensoftware liest die Ergebnisse aus der Excel-Tabelle aus und gibt sie an den IRIS-Server zurück. Die Überwachungs-Software kann nun
 - den momentanen Ausnutzungsgrad aller Knoten Ausnutzungsgrad (ggf. unter Berücksichtigung von Alterungsprozessen) anzeigen,
 - für jeden Knoten einen »Ampelwert« angeben (grün, gelb oder rot),
 - Strukturausfälle identifizieren.

Die Berücksichtigung von Alterungsprozessen kann über eine Modifikation der Auslastungs-Werte für den »Ist-Zustand« über zeitabhängige Formeln in der Excel-Tabelle und auch durch manuelles Herabsetzen der altersbedingten Resttragfähigkeit (< 100 %) in der Excel-Tabelle stattfinden.



Abbildung 45: Oberfläche (GUI) der ersten Version der Kollaps-Analyse-Software. Zustand des überwachten Bauteils 500 ms nach der Zündung (Versuchsende). Knoten K1.2 bis K2.2 beschädigt/zerstört (überkritisch: »rot«).

Vorgehensweise am Beispiel »Sprengversuch Rahmen«

Zur Demonstration der Vorgehensweise bei der Strukturüberwachung dient das Feder-Starrkörper-Modell für den im Sprengversuch untersuchten Stahlbetonbalken [38] (Abbildung 46). Nach der Diskretisierung der realen Struktur als Feder-Starrkörper-Modell wurden den entsprechenden Bauteilknoten IDs zugeordnet (K1.1 bis K2.2, siehe Abbildung 47). In den Knoten befanden sich die Dehnungssensoren, bzw. beim Modell Federn. Das Modell enthielt üblicherweise mehr Knoten mit Anschlussfedern, um das Tragverhalten genauer abbilden zu können. Diesen wurden keine IDs zugewiesen, da sich hier keine Sensorik befand. Der Übersichtsplan enthält zu den Knoten-IDs die metrischen Koordinaten zur genauen Lokalisierung der Knoten in der Struktur (Tabelle 4).



Abbildung 46: Stahlbetonversuchskörper nach der Sprengung am Fußpunkt der Mittelstütze. Aufgrund der verminderten Belastung (Belastungsgewichte wurden hier bereits wieder entfernt) blieb die Tragfähigkeit erhalten.

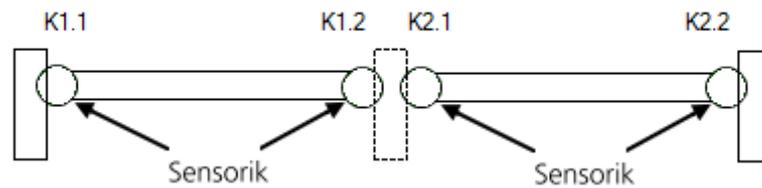


Abbildung 47: Schematische Strukturübersicht mit den indexierten und mit der Sensorik versehenen Bauteilknoten.

Tabelle 4: Relative Koordinaten der Bauteilknoten (in mm)

Knoten ID	x-Koordinate	y-Koordinate	z-Koordinate
K1.1	0	0	0
K1.2	2750	0	0
K2.1	3000	0	0
K2.2	5750	0	0

Ausnutzungsgrad als Versagenskriterium

Als Versagenskriterium im Modell dient der Ausnutzungsgrad der Verformbarkeit eines Knotens, der aus der Überlagerung der Knotendehnung und der Knotenverdrehung berechnet wird. Beim überwiegend auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteil wird mit fortschreitender Durchbiegung der Widerstand gegen das Biegemoment und gegen die Längskraft (»Seiltragwirkung«) durchlaufen. Dazu wird am Feder-Starrkörper-Modell des Stahlbetonbalkens ohne die Mittelstütze (Abbildung 48) die vollständige Kraft-Verformungs-Beziehung bis zum endgültigen Versagen unter stetiger Steigerung der mittigen Vertikallast vorab berechnet (Abbildung 49).

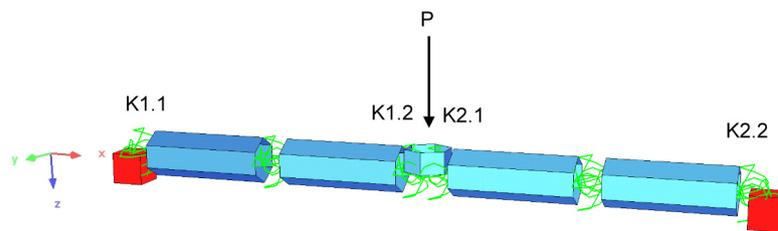


Abbildung 48: Feder-Starrkörper-Modell des Stahlbetonbalkens ohne die Mittelstütze zur Ermittlung des Ausnutzungsgrades und Versagenskriteriums.

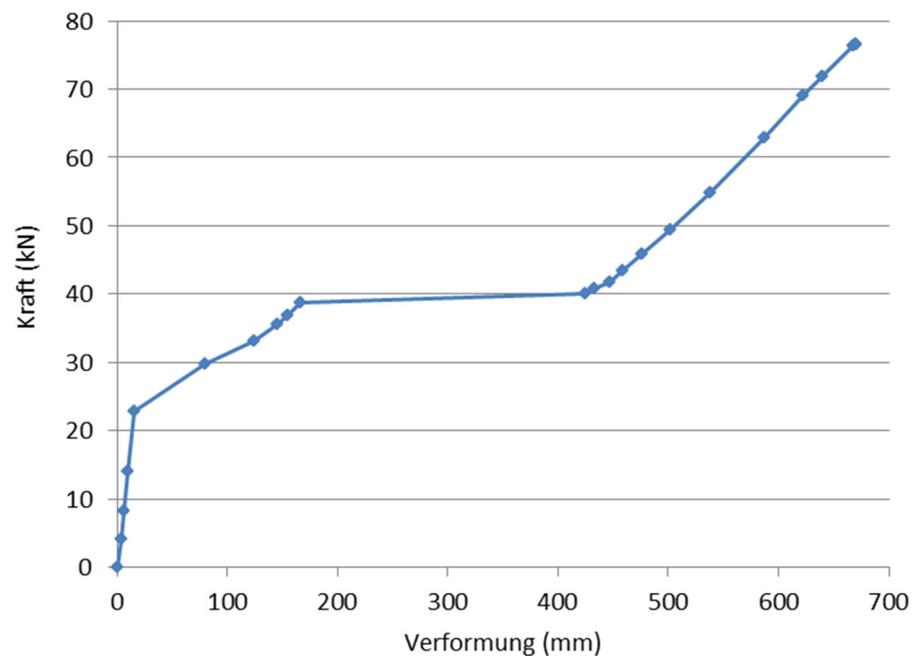


Abbildung 49: Vollständige Kraft-Verformungs-Beziehung der betrachteten Struktur.

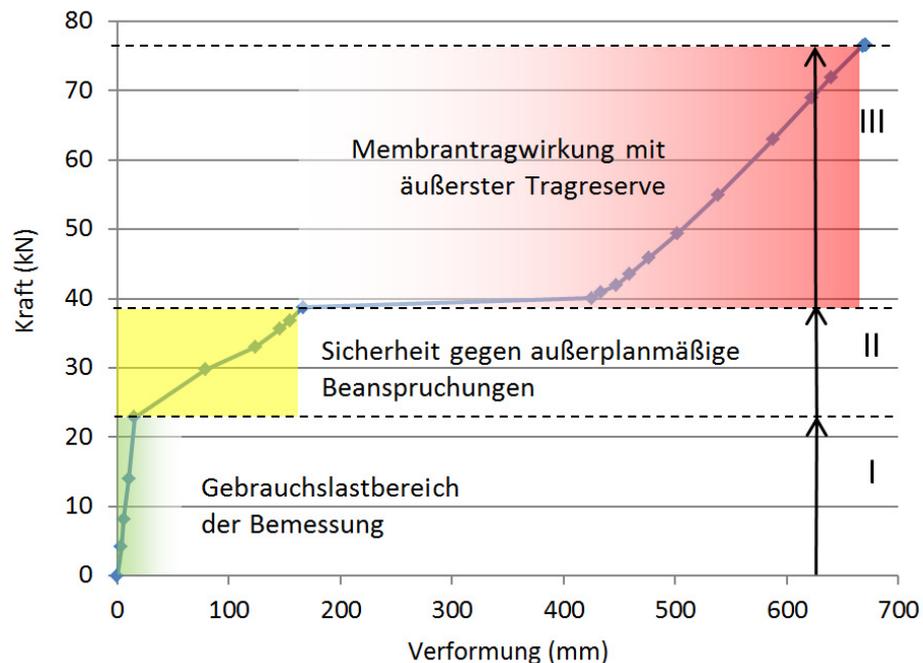


Abbildung 50: Kraft-Verformungs-Beziehung nach der Berechnung am Feder-Starrkörper-Modell (Beanspruchungsbereiche: I Biegetragverhalten, Gebrauchslastniveau. II: äußerstes Biegetragvermögen und beginnende Plastifizierung als Sicherheitsreserve, danach Fließen und Bruch von Anteilen der Stahlbewehrung. III: weiterer Anstieg der Belastbarkeit bei großen Verformungen durch Membrantragwirkung).

Der Ausnutzungsgrad der Verformbarkeit eines Knotens wird wie folgt berechnet:

$$\text{Ausnutzungsgrad} = \frac{\text{Dehnweg (mm)}}{\text{Grenz-Dehnweg (mm)}} + \frac{\text{Verdrehung (mrad)}}{\text{Grenz-Verdrehung (mrad)}}$$

Hierbei bezieht sich der Ansatz für das Versagenskriterium auf die Betonstahldehnungen, weshalb die Grenz-Werte entsprechend gewichtet werden müssen. Die Verdrehung wird so in eine äquivalente Dehnung umgerechnet. Setzt man die Gewichtung für den Dehnweg zu 1, ergibt sich für die Verdrehung aufgrund der inneren Bauteilhöhe (188 mm) ein Verhältnis der Grenz-Werte von

$$\frac{\text{Grenz-Dehnweg (mm)}}{\text{Grenz-Verdrehung (mrad)}} = \frac{1}{1000/2 \cdot 188} = \frac{1}{2,66}$$

Damit kann die Gleichung mit den Rechenwerten bezogen auf 100 % für den Versagensfall aufgelöst werden (Tabelle 5).

Tabelle 5: Am Modell über die vollständige Belastung bis zum Bauteilversagen berechnete Kennwerte (Dehnweg = Federverlängerung lokale x-Achse). Die drei Ausnutzungsbereiche »Grün« (Gebrauchslast), »Gelb« (Sicherheit), »Rot« (Tragreserve) beziehen sich auf die Beanspruchungsbereiche in Abbildung 50.

Kraft	Durchb.	Sekantenkrümmung				Dehnweg				Ausnutzung			
		mrad				mm				%			
kN	mm	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2
0,0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0	0	0
4,1	4	0,9	1,0	1,0	0,9	0,11	0,13	0,13	0,11	0	0	0	0
8,2	6	1,7	2,0	2,0	1,7	0,22	0,26	0,26	0,22	1	1	1	1
14,0	10	3,0	3,6	3,6	3,0	0,38	0,45	0,45	0,38	1	1	1	1
22,9	15	4,9	5,9	5,9	4,9	0,62	0,74	0,74	0,62	2	2	2	2
29,7	79	26,5	28,9	28,9	26,5	3,33	3,63	3,63	3,33	11	11	12	11
33,1	124	42,7	45,1	45,1	42,7	5,36	5,65	5,65	5,36	18	16	19	17
35,6	145	50,4	52,7	52,7	50,4	6,31	6,61	6,61	6,31	22	19	22	21
36,9	155	53,6	55,9	55,9	53,6	6,71	7,01	7,01	6,71	23	20	23	22
38,8	167	57,8	60,2	60,2	57,8	7,25	7,54	7,54	7,25	25	22	25	24
40,1	425	149,3	149,5	157,8	157,8	18,70	30,50	12,10	19,70	65	63	59	64
40,9	433	151,2	151,4	159,9	159,9	18,90	31,00	12,40	12,40	65	64	59	59
41,8	447	154,0	154,2	162,9	162,9	19,30	31,70	40,80	20,40	67	65	84	66
43,5	459	158,1	158,3	167,4	167,4	19,80	32,70	13,70	21,00	68	67	63	68
45,9	477	164,1	164,2	174,0	174,0	20,50	34,20	14,90	14,90	71	70	66	65
49,4	502	172,7	173,0	183,4	183,4	21,60	36,40	16,70	23,00	75	74	70	75
54,9	538	184,8	185,2	196,7	196,7	23,10	39,50	19,30	19,30	80	80	76	76
62,9	588	201,6	202,1	215,1	215,1	25,20	43,70	23,30	26,90	87	87	85	88
69,0	623	213,3	213,9	228,0	228,0	26,70	46,70	26,30	28,50	92	93	92	93
71,9	640	219,1	219,7	234,3	234,3	27,80	48,10	27,80	29,30	95	95	95	95
76,4	668	229,0	229,7	245,2	245,2	29,50	50,60	29,50	30,70	100	100	100	100
76,6	670	229,6	230,3	245,9	245,9	29,50	50,80	29,50	30,80	100	100	100	100

Ein Ausnutzungsgrad von 100 % bedeutet, dass ein an dem betreffenden Knoten angeschlossenes Bauteil im Begriff ist zu versagen. Da der Ausnutzungsgrad auf die Verformungen bezogen ist, stellt er (außer im elastischen Anfangsbereich) keinen linearen Bezug zur Belastung dar. Es werden hier grundsätzlich Weggrößen miteinander verglichen. In die Datenbank werden die Grenz-Werte in tabellarischer Form eingegeben (Tabelle 6).

Tabelle 6: Grenz-Werte zur Berechnung des Ausnutzungsgrads.

Knoten ID	Grenz-Dehnweg (mm)	Grenz-Verdrehung (mrad)
K1.1	116	309
K1.2	137	364
K2.1	122	325
K2.2	123	327

Die Ausgabe der »Ampelwerte« für die Bauteilknoten richtet sich nach den prozentualen Ausnutzungsgraden, wie sie am Berechnungsmodell für die charakteristischen Lastbereiche gefunden wurden. Die Grenzwerte der Ausnutzungsgrade für das Feder-Starrkörper-Modell können nun mit der oben stehenden Gleichung berechnet werden und in die Datenbank des Kollaps-Prognose-Tools eingepflegt werden (

Tabelle 7). Berechnungsbeispiel (Werte aus Tabelle 5, Zeile 13 und Tabelle 6, Zeile 2):

$$\frac{\text{Dehnweg}}{\text{Grenz-Dehnweg}} + \frac{\text{Verdrehung}}{\text{Grenz-Verdrehung}} = \frac{7,25 \text{ mm}}{116 \text{ mm}} + \frac{57,8 \text{ mrad}}{309 \text{ mrad}} = 25\%$$

Tabelle 7: »Ampelwerte« mit den Grenzwerten der Ausnutzungsgrade für das Starrkörper-Feder-Modell (in %).

Knoten ID	»grün«	»gelb«	»rot«
K1.1	0 bis 2	> 2 bis 25	> 25
K1.2	0 bis 2	> 2 bis 22	> 22
K2.1	0 bis 2	> 2 bis 25	> 25
K2.2	0 bis 2	> 2 bis 24	> 24

Da vom Berechnungsmodell die Krümmung als Sekantenwinkel der Verformungsfigur ausgegeben wird, aber von der Sensorik an den Knoten die Tangentenwinkel aufgenommen werden, welche außerdem abhängig von der Länge der betrachteten Elemente sind, ist es notwendig, eine entsprechende Kalibrierung vorzunehmen. Bezieht man die im Versuch gemessenen

Dehnungen zur Berechnung der Krümmung auf die Länge der Feder im Modell (250 mm), so ergibt sich ein Kalibrierungsfaktor von

$$\text{Sekantenwinkel} \cong 61 \cdot \text{Tangentenwinkel}.$$

Ein Alterungseinfluss kann bei Bedarf für jeden Bauteilknoten als prozentuale Resttragfähigkeit eingegeben werden, was zu einer Erhöhung des berechneten Ausnutzungsgrads führt:

$$\text{Ausnutzungsgrad mit Alterung} = \frac{\text{berechneter Ausnutzungsgrad}}{\text{prozentuale Resttragfähigkeit}}$$

Berechnung der relevanten Ausfallszenarien

Im nächsten Schritt werden alle relevanten Ausfallszenarien am Gesamtsystem des Starrkörper-Feder-Modells berechnet und die dazu gehörigen charakteristischen Verzerrungen, Verdrehungen und Auslastungsraten an den Knoten tabellarisch erfasst. Es ist nicht notwendig, alle technisch möglichen Ausfallszenarien zu untersuchen, sondern ausreichend, die Vorabberechnungen auf die plausiblen bzw. relevanten Szenarien zu beschränken. Zu jedem ausgewählten Szenario wird außerdem das Risiko für einen progressiven Kollaps quantifiziert und es wird angegeben, welche Bereiche im Gesamtsystem sicher und begehbar und welche unsicher sind.

Da die Sensorik bereits im normalen Gebrauchszustand Werte aufnimmt, ist es auch notwendig, eine Berechnung am gesamten intakten System durchzuführen und alle Knotenwerte als Ausgangswerte zu erfassen. Am Modell des Versuchsbalkens ergeben sich für dieses Szenario (Abbildung 51: Fall 0, ohne Ausfälle) aufgrund der Randbedingungen nur sehr kleine Werte, sodass für diesen Fall alle Kennwerte ausreichend genau mit »0« eingegeben werden können (Tabelle 8).

Da es sich bei den Ausfallszenarien um den plötzlichen, also kurzzeitigen Tragfähigkeitsverlust eines oder mehrerer Bauteile handelt, sind in der Kollapsberechnung auch dynamische Einflüsse zu berücksichtigen. Eigene Untersuchungen mit Explosivstoff [38] haben gezeigt, dass der hierfür anzusetzende DLAF bis zu 1,5 beträgt und mit fortschreitender Durchbiegung des Bauteils und dem Erreichen des Membranzustands auf 1,0 abklingt. Dieses Erkenntnis macht zwei unabhängige Berechnungen erforderlich. Zunächst ist zu überprüfen, ob unter Ansatz eines DLAF von >1 (hier: 1,5) die Tragreserven überhaupt ausreichen und in der zweiten Berechnung mit DLAF = 1,0 der Endzustand der Konstruktion festzustellen.

Im untersuchten Beispiel bleibt die Tragfähigkeit unter Ansatz einer simulierten Geschosslast von 40 kN auch bei einem plötzlichen Wegfall der Mittelstütze erhalten. In Abbildung 52 ist dargestellt, dass unter Berücksichtigung eines DLAF von 1,5 im Membrantragzustand noch ausreichend Tragreserve vorhanden ist.

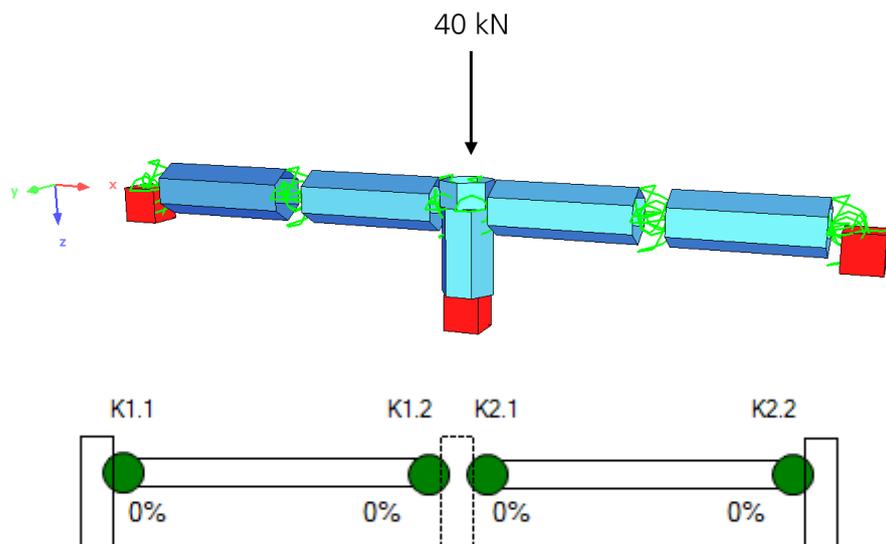


Abbildung 51: Intaktes Modell (»Fall 0«) mit der Auflast aus den simulierten oberen Geschossen und das zugehörige »Zustandsbild« der Konstruktion mit den Ausnutzungsgraden der Knoten.

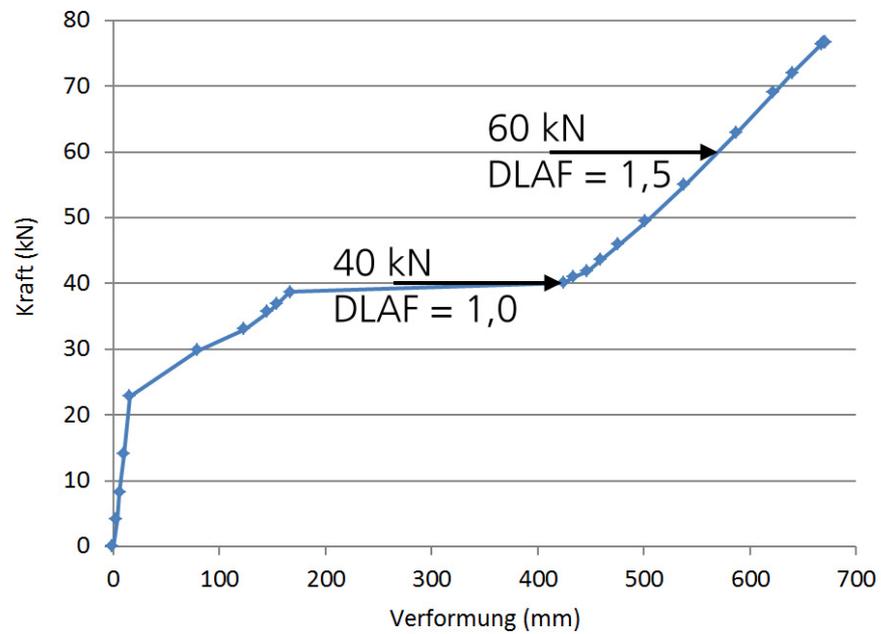


Abbildung 52: Vollständige Kraft-Verformungs-Beziehung der betrachteten Struktur. Für den »Fall1« (Ausfall der Mittelstütze) sind die zwei unterschiedlichen Stufen für DLAF = 1,0 und DLAF = 1,5 markiert.

Für den Endzustand der Konstruktion nach dem Stützensausfall (Abbildung 53) ergeben sich die in Tabelle 8 zusammengestellten charakterisierenden Verformungswerte und Ausnutzungsgrade.

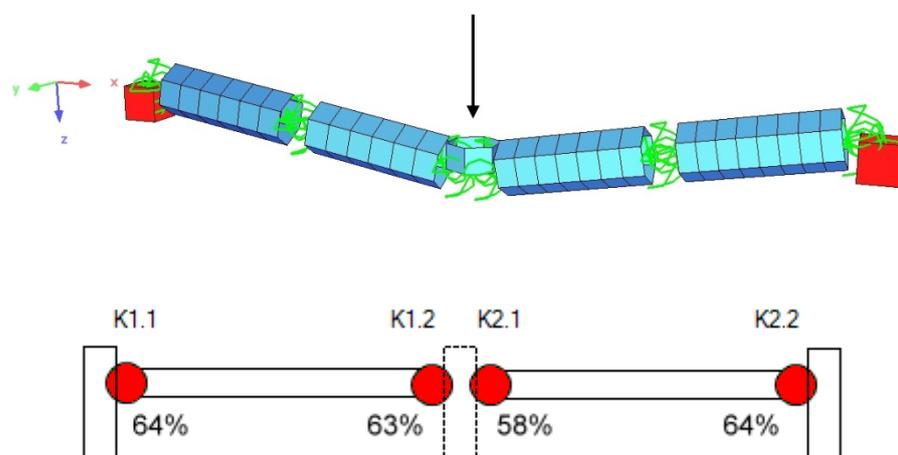


Abbildung 53: Modell nach Ausfall der Mittelstütze (»Fall 1«) und das zugehörige »Zustandsbild« der Konstruktion mit den Ausnutzungsgraden der Knoten.

Tabelle 8: Die am Modell für die relevanten Szenarien berechneten Kennwerte.

Fall	Sekantenkrümmung				Dehnweg				Ausnutzung			
	mrad				mm				%			
	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0
1	149,3	149,5	157,8	157,8	18,7	30,5	12,1	19,7	64	63	58	64

Strukturcharakterisierung anhand der Ausnutzungsgrade

Nach der Entwicklung des Feder-Starrkörper-Modells zur Kollapsprognose ging es darum, ein Kriterium zu finden, nach welchem der Zustand des überwachten Gebäudes, d. h. das gegebenenfalls bestehende Ausfallszenario, anhand der Sensordaten bestimmt werden kann. Dazu werden die vorausberechneten Ausnutzungsgrade der Modell-Knoten mit den aus den Sensordaten ermittelten Ausnutzungsgraden der Bauwerksknoten in Hinsicht auf mögliche Ausfallszenarien miteinander verglichen.

Das Zuordnungskriterium für das zutreffende Ausfallszenario berechnet sich dabei aus den betragsmäßig aufsummierten Differenzen zwischen den Ausnutzungsgraden aus Vorausberechnung und Messung. Mit dieser »Methode der kleinsten Summe der Fehlerquadrate« lässt sich dem überwachten Bauwerk ein möglicher Bauteilausfall zuordnen bzw. der Zustand des Bauwerks als »ausfallfrei« einordnen.

In Abbildung 54 ist die Entwicklung der Fehlerquadratsummen über den Versuchsverlauf [37] dargestellt. Im anfänglichen Versuchsverlauf identifiziert die Überwachungssoftware den Bauwerkszustand anhand der kleinen Fehlerquadratsummen als »Fall 0« (ausfallfrei). Diese steigen im weiteren Verlauf aufgrund der wachsenden Belastung bzw. Durchbiegung an, um ab dem 65. Messwert etwa die charakterisierende Fehlerquadratsumme für den »Fall 1« (Ausfall der Mittelstütze) zu übersteigen, welcher ab hier von der Überwachungssoftware dem Bauwerk zugeordnet wird.

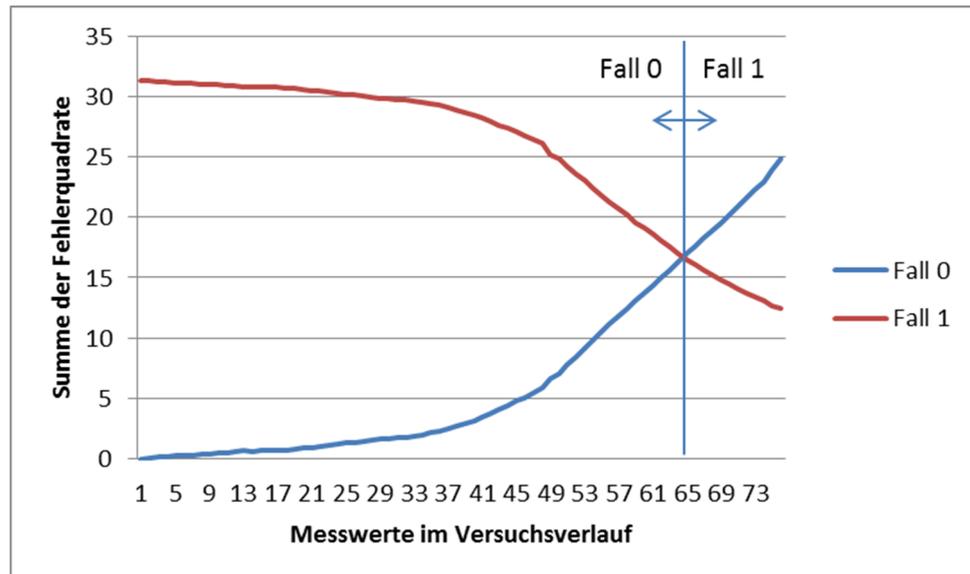


Abbildung 54: Summe der Fehlerquadrate der charakterisierenden Ausnutzungsgrade im Lauf des Versuchs an einem Stahlbetonbalken. »Fall 0« = intaktes System, »Fall 1« = Ausfall der Mittelstütze.

2.3.1.4 Machbarkeitsanalyse »Trümmerschüttung«

Innerhalb des Arbeitspakets 4 war vorgesehen, parallel zu den anderen Arbeitsschritten eine Machbarkeitsanalyse zur Prognose der Verteilung der Trümmerschüttung nach einem Kollaps durchzuführen. Dazu waren ein Gebäudetyp und ein Szenario auszuwählen und modellhaft zu beschreiben. Der Arbeitsschritt umfasst die Recherche und das Studium von Literaturansätzen. Es wurden zahlreiche Literaturquellen (u. a. [40 bis 44]) gesichtet. Des Weiteren wurden Ingenieurverfahren (Beschreibung auf Komponentenebene) und FE-Verfahren für große Verformungen und Verschiebungen (diskrete Elemente, Partikelverfahren) bezüglich ihrer Einsetzbarkeit überprüft und beispielhaft angewendet. Hierzu wurden unterschiedliche Berechnungsverfahren auf ihre Eignung für die Prognose von Trümmerschüttungen hin geprüft.

Erste Versuche mit der kommerziellen, baupraktisch orientierten Anwender-Software SOFISTIK, die hier zur Kollapsberechnung eingesetzt wird, stellten sich als kaum erfolgversprechend für Trümmerschüttungs-Prognosen heraus. Mit dieser FEM-Software waren vollständige Ablösungen und unabhängige Bewegungen von Elementen nicht zu realisieren.

Weitere Berechnungen mit der nichtlinear-dynamisch arbeitenden FEM-Software AUTODYN lieferten ebenfalls keine bautechnisch verwertbaren

Ergebnisse. Hier konnten an einem vereinfachten Stabsystem voneinander lösbare Zugelemente anhand einer Grenzdehnung diskretisiert werden. Für die physikalisch zutreffende Simulation einer Trümmerschüttung mit den zugehörigen dynamischen Effekten reichte die vorhandene Modellierung allerdings nicht aus. Um diese Effekte realistisch abbilden zu können, wären detailreichere Modellierungen notwendig, wodurch sowohl der Diskretisierungsaufwand als auch die Berechnungszeit in impraktikable Höhe ansteigt.

Eine beispielhafte Berechnung mit FEM-Hydrocode und einer detaillierten Diskretisierung wurde an einem Teil eines mehrgeschossigen Beispielgebäudes durchgeführt. Hierfür waren ein verhältnismäßig hoher Aufwand und die zur Verfügungsstellung einer hohen Rechenleistung erforderlich. Dynamische Effekte durch den freien Fall der Partikel konnten gut abgebildet werden. Es ergab sich jedoch eine zu hohe, nicht physikalische, Fragmentierung, wie in Abbildung 55 ersichtlich ist. Hierzu besteht weiterer Forschungsbedarf.

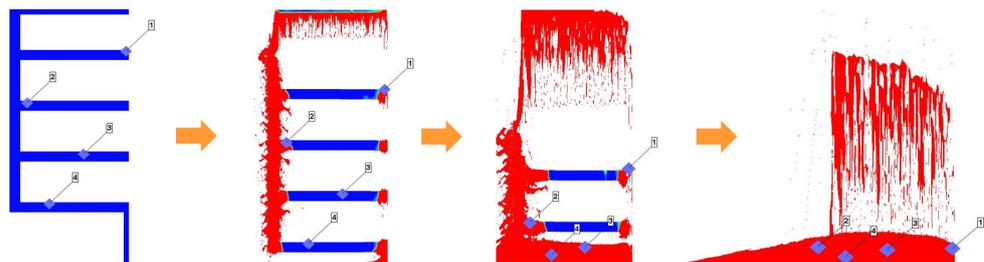


Abbildung 55: Beispielberechnung zur Trümmerschüttung mit FEM-Hydrocode an mehrgeschossigem Teil-Gebäude. Hohe, nicht physikalische Fragmentierung.

Mit der Applied Element Method (AEM) sind wirklichkeitsnahe Trümmerschüttungsszenarien derzeit am ehesten berechenbar. Die kommerzielle Software hierzu ist jedoch sehr kostenintensiv. Beispielbilder, die die Leistungsfähigkeit der Berechnungsmethode demonstrieren sollen, sind im Folgenden dargestellt. Ein mehrgeschossiges Gebäude wurde hier vollständig diskretisiert und durch Wegnahme einer Stützenreihe rechnerisch zum Einsturz gebracht (siehe Abbildung 56 und Abbildung 57).

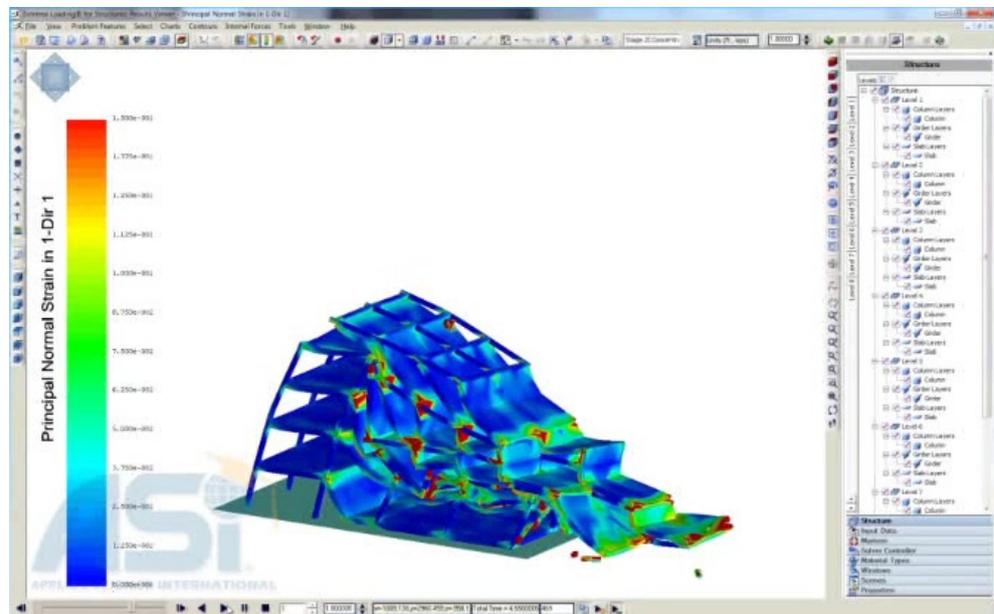


Abbildung 56: Berechnung eines progressiven Gebäudekollapses mit realistischer Trümmerbildung mit der Applied Element Method (AEM).

Mit der hierfür eingesetzten Modellierungs- und Diskretisierungs-Software lassen sich auch komplexe Strukturen mithilfe einer Art Baukasten-System sehr schnell und effizient erstellen (Abbildung 58).

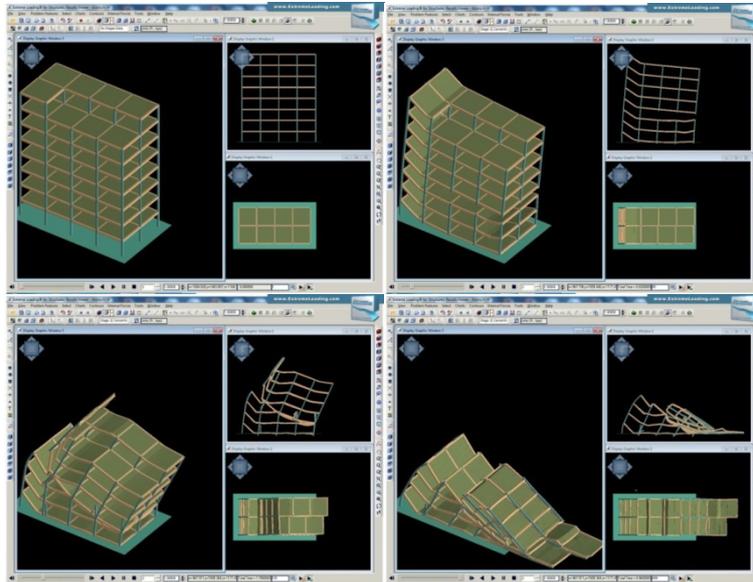


Abbildung 57: Berechnung eines progressiven Gebäudekollapses mit der Applied Element Method (AEM).

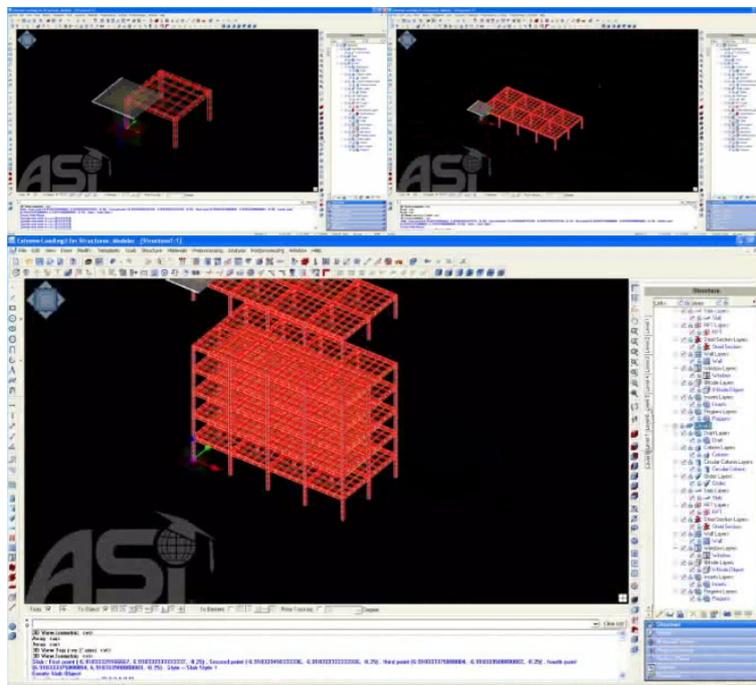


Abbildung 58: Software gestützte Erstellung einer Gebäudestruktur zur Kollapsberechnung mit der Applied Element Method.

2.3.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

Die Zielvorgaben dieses Arbeitspakets sind den vorliegenden Ergebnissen erreicht worden.

In einer ersten Phase wurden verschiedene Berechnungsverfahren zur Kollapsprognose miteinander verglichen und beurteilt, um den geeigneten Modellansatz im Hinblick auf die Zielstellung des Projekts zu finden. Dabei standen unterschiedliche Modelle aus der Literatur (Mehr-Massenschwinger-Ansätze, Stabwerksmodelle), vereinfachte geometrische Modelle und Finite-Elemente-Modelle zur Diskussion bzw. wurden konzeptionell ausgearbeitet. Mit dem schließlich gewählten und dann weiterentwickelten »Starrkörper-Feder-Modell« wurden Typ und Format der Analysealgorithmen und -software festgelegt.

Im zweiten Schritt wurden drei ausgewählte generische Strukturen entsprechend der im AP 1 identifizierten Gebäudetypen festgelegt und mit einer praxisüblichen FE-Software statisch beschrieben und ausgelegt. Hierfür wurde die vor allem im Hoch- und Ingenieurbau zur Dimensionierung bzw. zur Nachweisführung eingesetzte FE-Software SOFISTIK verwendet. Durch die Wahl der Beispielgebäude wurde sichergestellt, dass die Kategorien an Tragwerkselementtypen sowie ihre Ausprägung für die Stahlbetonskelettbauweise des definierten Szenarios breit abgedeckt waren.

Im Rahmen dieser untersuchenden Berechnungen wurden auch die im dritten Schritt des Arbeitspakets beschriebenen Kombinationen von außergewöhnlichen Belastungen (plötzlicher Ausfall von Stützen) und Alterungszuständen analysiert. Die Entwicklung von Schädigungsbereichen, welche zum Einsturz von Teilen eines Gebäudes führen können, wurde beobachtet und beschrieben. Im Grundriss wurden diese Teilbereiche stets durch aussteifende Wände begrenzt. Im Gebäudevertikalschnitt verlief der Einsturz gleichermaßen über sämtliche aufgehende Geschosse. In fast allen Berechnungsszenarien fand sich, dass der Ausfall einer einzelnen tragenden Stütze allein nicht zum möglicherweise erwarteten teilweisen Gebäudekollaps führt. Und der Ausfall einer weiteren, benachbarten Stütze stets zum teilweisen Einsturz in der oben beschriebenen Weise führt. Dies ist auf die Tragreserve der Stahlbetondecken durch das Membrantragverhalten unter großen Verformungen in Verbindung mit dem allgemeinen Sicherheitskonzept zurückzuführen und findet sich so nur bei Gebäuden in der Stahlbetonskelettbauweise der Szenario-Vorgabe.

Zur Umsetzung des vierten und fünften Schritts wurde ein interaktives Datentabellensystem als Software-Prototyp ausgearbeitet. Dieses fragt über eine Schnittstellensoftware ständig Messwerte der Gebäude-Sensorik ab, wertet diese aus und vergleicht sie mit vorabberechneten Zuständen, um die Ergebnisse an den Schnittstellen-Server (»IRIS«) zu übergeben. Im sechsten

Schritt erfolgte die Anwendung der Gebäudekollaps-Analysesoftware auf das Demonstratorgebäude von Züblin unter verschiedenen Belastungs-Szenarien (siehe AP 7).

Parallel zu den einzelnen Schritten wurde eine Machbarkeitsanalyse zur Prognose der Verteilung der Trümmerschüttung anhand einer modellhaften Beschreibung nach einem Kollaps durchgeführt. Literaturansätze wurden recherchiert und verschiedene Verfahren bezüglich Ihrer Einsetzbarkeit geprüft und bewertet. Einzig die Berechnungen nach der Applied Element Method (AEM) zeigten hierbei wirklichkeitsnahe Ergebnisse.

2.4 Arbeitspaket 5: Integration eines Demonstrator-Strukturüberwachungssystems

2.4.1 Erzielte Ergebnisse

Die in Arbeitspaket 3 entwickelten Komponenten wurden zu einem kompakten und robusten Systemdemonstrator integriert. Dabei lag das Augenmerk insbesondere auf dem praktischen Einsatz im Umfeld einer Großbaustelle.

Abbildung 59 zeigt das wasser- und staubdichte Gehäuse mit lokalem Datenserver, Fabry-Pérot-Interrogator, UMTS-Modem für die Datenübertragung und unterbrechungsfreier Stromversorgung. Abbildung 60 zeigt das Gesamtsystem während seines Dauereinsatzes auf einer Baustelle im Rahmen des Großversuchs im Arbeitspaket 7.



Abbildung 59: Gesamtsystem lokaler Datenserver.



Abbildung 60: Einsatz des lokalen Datenservers im Gebäude.

Für das Testen der XML-Schnittstelle bei der Ed. Züblin AG und ITC Engineering wurde ein kompakter Demonstrator des lokalen Datenservers inklusive einiger Sensoren aufgebaut (siehe Abbildung 61).



Abbildung 61: Demonstrator des lokalen Datenservers mit Dehnungs- und Temperatursensoren integriert in ein schematisches Modell eines Gebäudestockwerks.

2.4.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

Das Ziel in diesem Arbeitspaket, die ausgewählten Sensoren und Subsystemen zu einem funktionsfähigen Gesamtsystem zu integrieren, konnte in vollem Umfang erreicht werden.

2.5 Arbeitspaket 6: Test und Qualifizierung des Demonstrators

2.5.1 Erzielte Ergebnisse

Durch die Zusammenarbeit mit der Ed. Züblin AG war es möglich, das AURIS-Messsystem unter realen Bedingungen zu testen. Im Untergeschoss eines Hochhauses wurde Ende Oktober 2013 eine zusätzliche Stütze eingesetzt und anschließend mit einer hydraulischen Presse verpresst. Schon während der Fertigung der Stütze konnten Dehnmessstreifen und optische Fabry-Pérot-Sensoren in den Beton integriert werden. Vor Ort wurde dann noch die Messstation angeschlossen und in Betrieb genommen. Abbildung 62 zeigt den fertigen Aufbau.



Abbildung 62: Die AURIS-Messstation an der Stütze im Untergeschoss des Taunusturms. Zu erkennen sind insbesondere die Sensorleitungen, die UMTS-Antenne zur Datenübertragung und die Presse unterhalb der Stütze.

Zum Zeitpunkt des Verpressens der Stütze konnten so Messdaten gewonnen werden, welche auch über die AURIS-XML-Schnittstelle für die ITC Engineering GmbH verfügbar waren. Abbildung 63 zeigt einen Ausschnitt aus den erzeugten Messdaten. Man erkennt insbesondere den Zeitpunkt des Aufbringens des Pressendrucks. Der weitere Verlauf der Dehnung ist auf Temperaturdehnung zurückzuführen. Durch die gleichzeitige Temperaturmessung ist eine Kompensation dieses Effekts möglich.

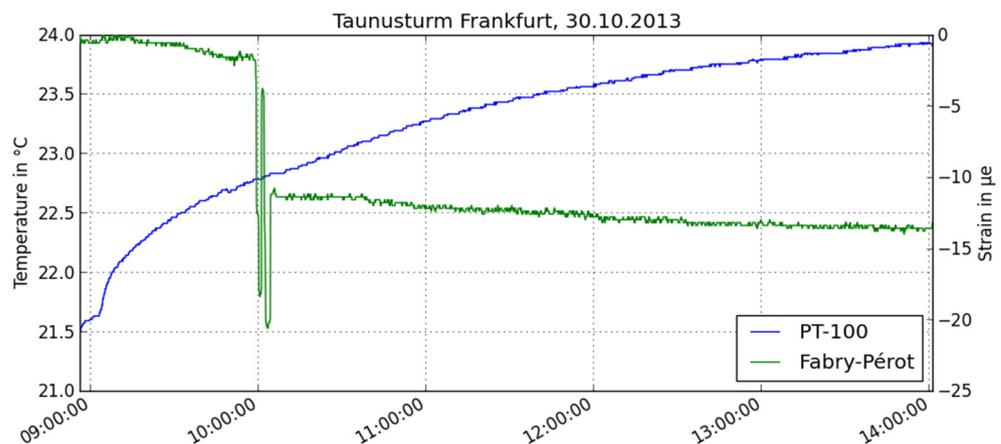


Abbildung 63: Verlauf von Temperatur und Dehnung während des Verpressens der Stütze im Untergeschoss eines Hochhauses am 30.10.2013. Der Zeitpunkt des Pressens um 10:00 Uhr ist deutlich erkennbar. Die Daten wurden mit einem Medianfilter geglättet, eine Temperaturkompensation wurde hier noch nicht vorgenommen.

Zum Test des Demonstrators wurde am 22.10.2013 in Zusammenarbeit mit dem Institut für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB) des KIT und der Ed. Züblin AG in der Versuchshalle des KIT ein Großversuch zum Stützensausfall durchgeführt. Das Fraunhofer EMI hat sich an diesem Versuch durch den Einsatz von unterschiedlicher Messtechnik beteiligt. Abbildung 64 vermittelt einen Eindruck von der aufgebauten Technik vor Ort in der Versuchshalle.

Im Demonstratorversuch wurde das Bauteilverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit untersucht. Dazu wurde eine kontinuierlich sehr langsam ansteigende Verformung in der Mitte des Versuchskörpers aufgebracht und die hierbei auftretende Gegenkraft aus der Bauteilantwort gemessen. Bei einer maximalen Durchbiegung von etwa 30 cm versagte der Versuchskörper endgültig.

Als erstes Ergebnis konnte beim Versuch die Funktionsfähigkeit des lokalen Datenservers mit den angeschlossenen Dehnungs- und Temperatursensoren gezeigt werden. Die dabei erfassten Messdaten waren während des Versuchs in Echtzeit über die AURIS-XML-Schnittstelle abrufbar.

Weiterhin wurden Dehnmessstreifen und Ultraschallsensoren auf die Deckenplatte des Versuchskörpers aufgeklebt und die Messdaten mit Transientenrekordern aufgezeichnet. Diese Messdaten dienen der weiteren Entwicklung der Gebäudekollaps-Analysesoftware im Rahmen von AP 4.3.



Abbildung 64: Messtechnik des Fraunhofer EMI beim Großversuch. a: Transientenrekorder für die Ultraschallsensoren. b: Messverstärker und Transientenrekorder für Dehnmessstreifen. c: Messbox mit lokalem Datenserver, Fabry-Pérot-Interrogator, unterbrechungsfreier Stromversorgung, UMTS-Router für Internetverbindung. d: ODiSI-B-System zur kontinuierlichen faseroptischen Dehnungsmessung.

Schließlich stellte der Versuch auch eine wichtige Gelegenheit dar, das System zur kontinuierlichen faseroptischen Dehnungsmessung unter realen Bedingungen zu erproben. Dabei waren neben den eigentlichen Messergebnissen vor allem die Themen Fasereinbettung und -konfektionierung sowie die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems von Interesse. Die Messergebnisse des Systems zeigen die sowohl zeitlich als auch örtlich aufgelöste Messung als wesentlichen Vorteil der Fasermesstechnik auf. Dadurch wird es beispielsweise möglich im Nachhinein den zeitlichen Dehnungsverlauf für jeden beliebigen Punkt entlang der Faser zu betrachten.

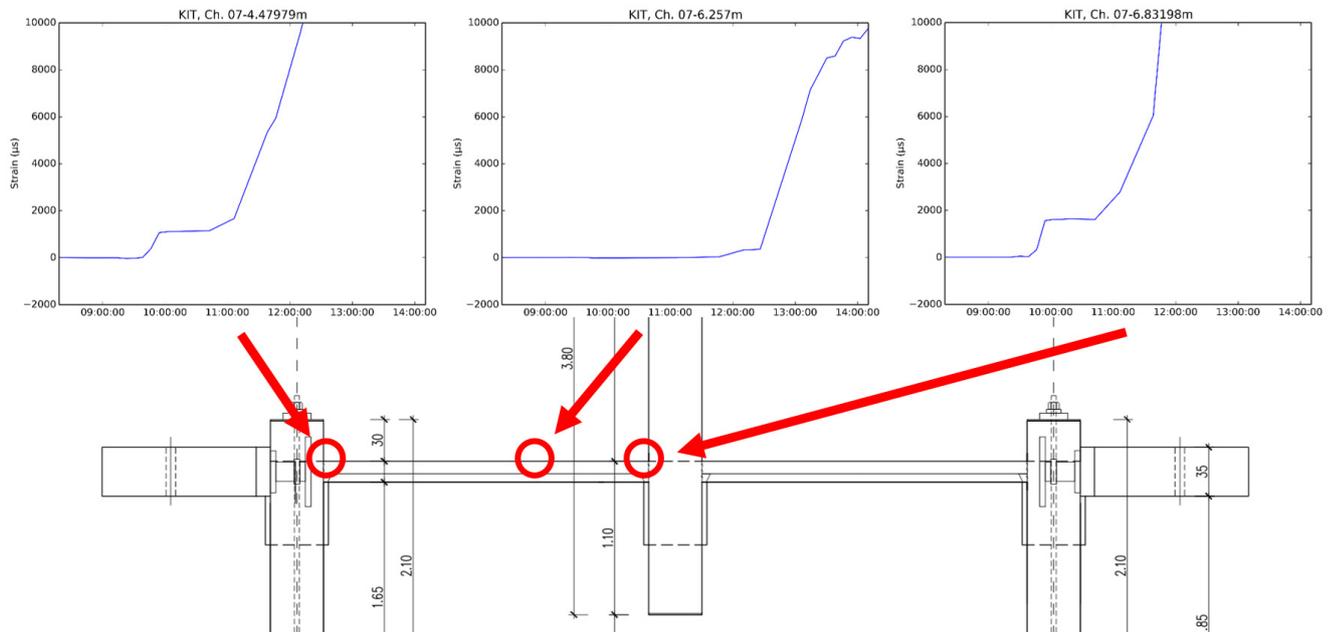


Abbildung 65: Die ortskontinuierliche Dehnungsmessung ermöglicht die nachträgliche Positionierung von virtuellen Sensoren.

Ein solches Beispiel befindet sich in Abbildung 65. Dort kann man deutlich die prognostizierte Ausbildung des Zugtragverhaltens in der Platte des Probekörpers beobachten. Im mittleren virtuellen Messpunkt bleibt die Dehnung sehr lange sehr klein und steigt dann plötzlich sehr stark an. Im Gegensatz dazu steigt die Dehnung in den Gelenken links und rechts schon deutlich früher an.

Noch interessanter ist aber wohl bei der Betrachtung der örtlich hochaufgelösten Messung. Mit einer Genauigkeit von 5 mm ergibt sich ein sehr detailliertes Bild von der Dehnungsverteilung entlang des Messkabels. Die Abbildung 66a – e zeigt diesen Verlauf zu 5 aufeinanderfolgenden Zeitpunkten während der Belastung des Probekörpers.

09:46

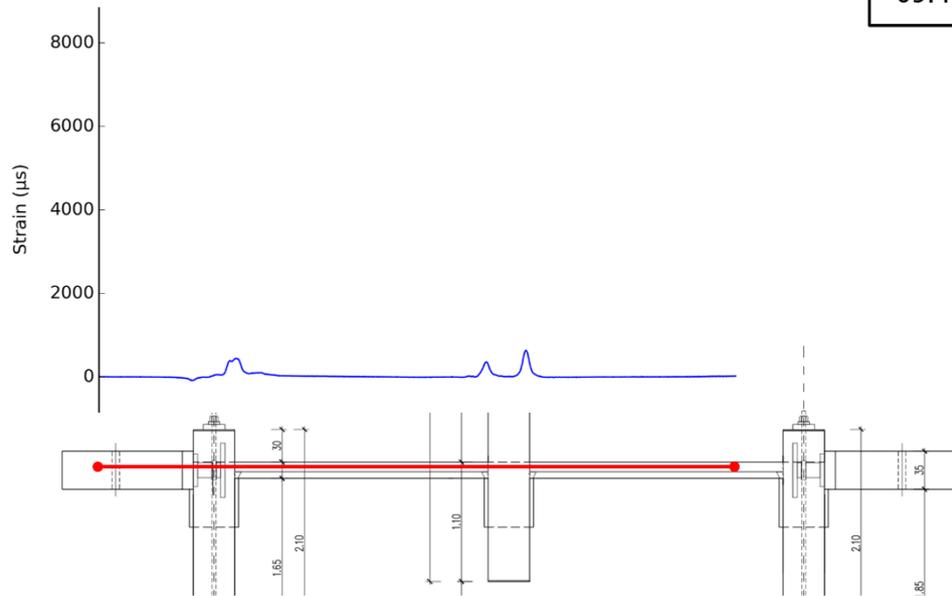


Abbildung 66a: Dehnungsmesswerte um 09:46 Uhr, erste Messung mit sichtbaren Ausschlägen.

10:18

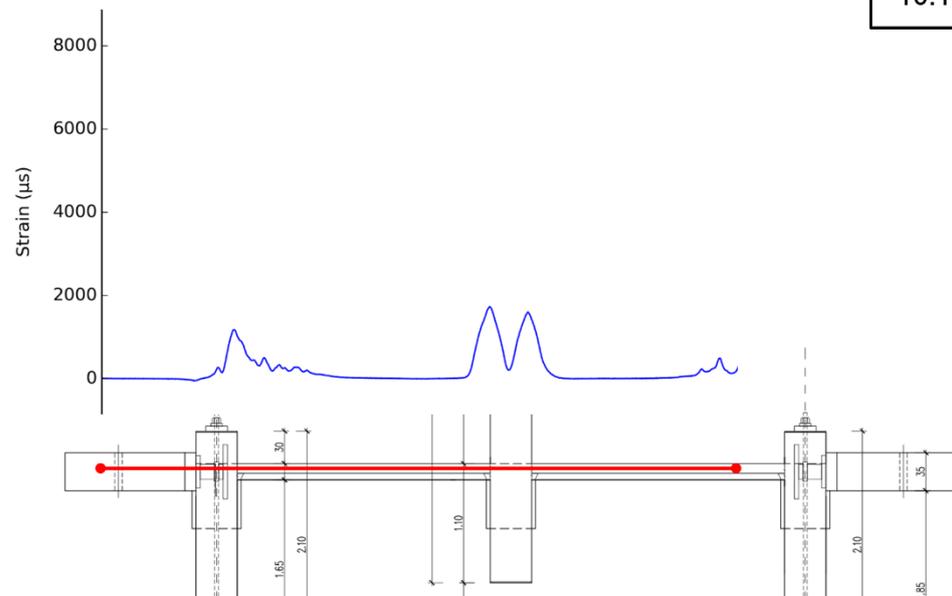


Abbildung 66b: Dehnungsmesswerte um 10:18 Uhr.

11:06

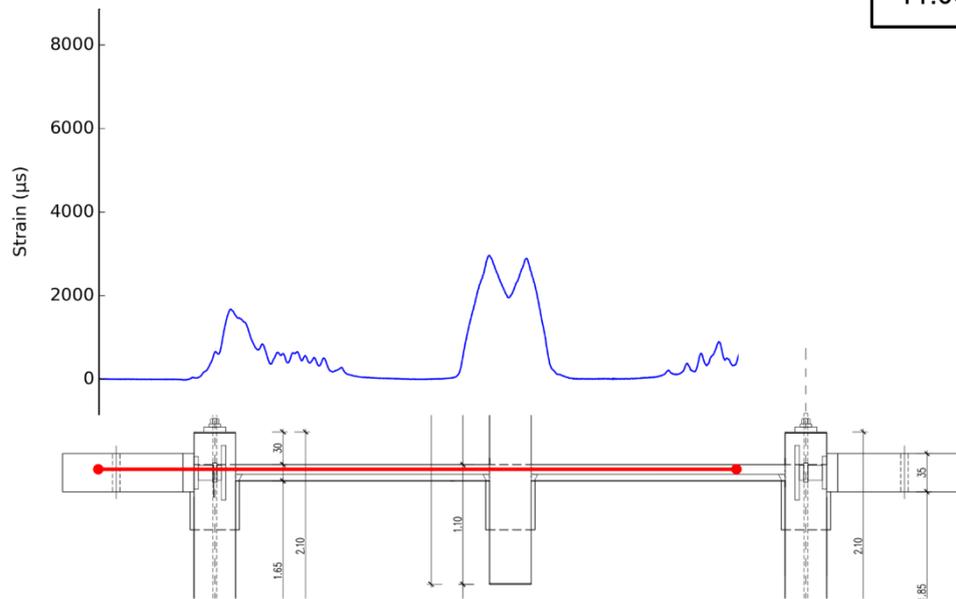


Abbildung 66c: Dehnungsmesswerte um 11:06 Uhr.

11:46

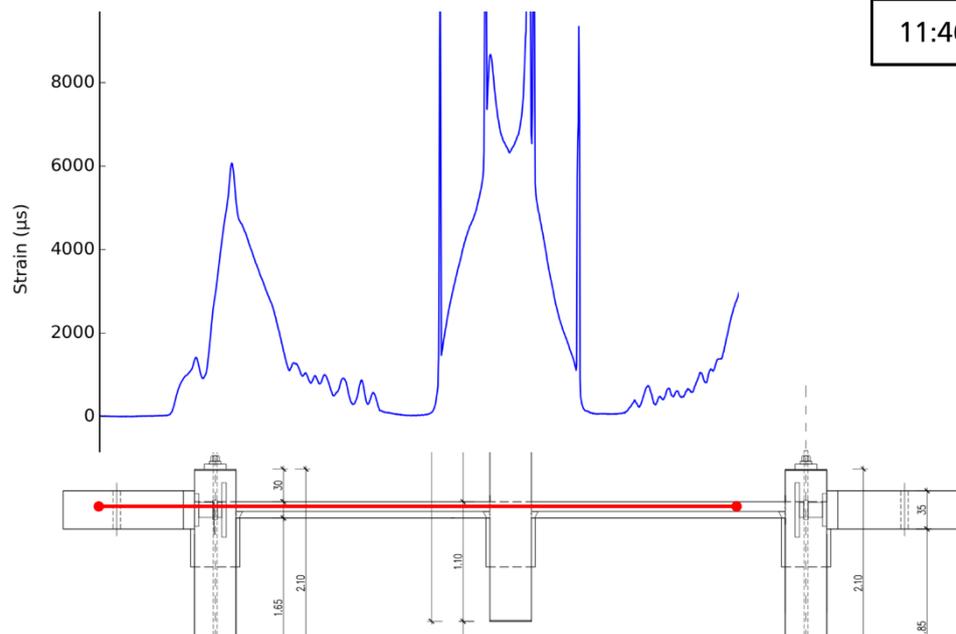


Abbildung 66d: Dehnungsmesswerte um 11:46 Uhr, erste Messfehler an Stellen mit hoher Dehnung treten auf.

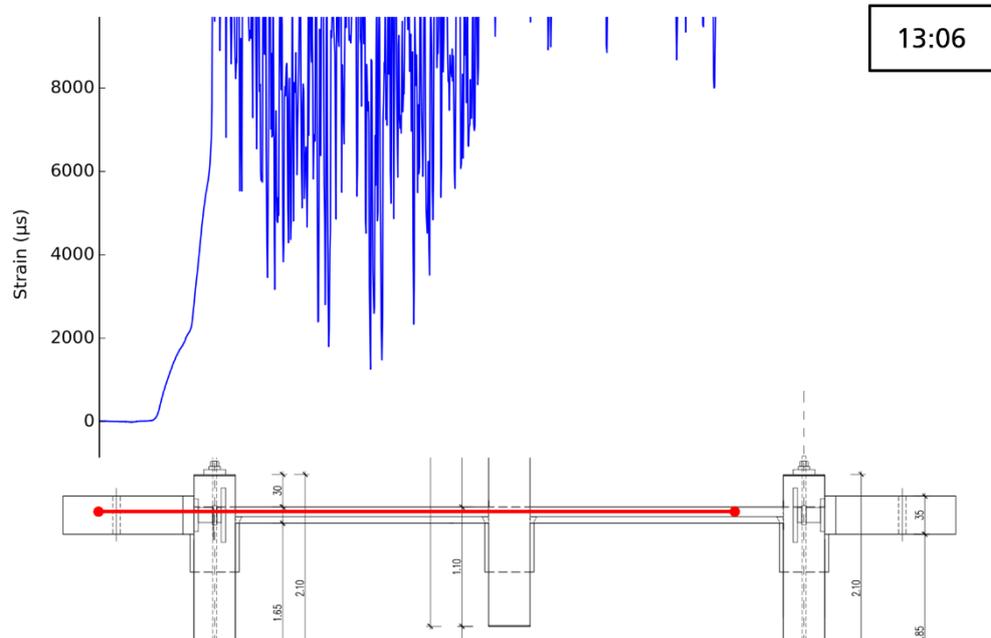


Abbildung 66e: Dehnungsmesswerte um 13:06 Uhr, das Messkabel ist vermutlich kurz nach der ersten Stütze zerstört worden, ab diesem Punkt nur noch Rauschen.

Der Versuch wurde anhand einer FEM-Berechnung nachgefahren, um weitere Erkenntnisse für die Übertragung auf das vereinfachte Feder-Starrkörper-Modell zur zeiteffizienten Kollapsprognose und die dort angesetzten Versagenskriterien zu erhalten. Wie zuvor an den generischen Gebäudestrukturen wurde auch hier die FEM-Diskretisierung mit QUAD-Elementen (SOFISTIK, siehe Abbildung 67) vorgenommen und die Zwangsverformung in der Mitte des Versuchskörpers durch eine schrittweise Steigerung der Durchbiegung simuliert. Die Ergebnisse der FEM-Berechnung sind als Kraft-Verformungslinie im Vergleich mit den am Demonstrator gemessenen Werten in Abbildung 68 dargestellt.

Das Resttragvermögen im sogenannten Membranzustand des Stahlbetonteils stellte sich bei großen Verformungen ein. Erst nachdem breite Biegerisse im Beton und Abrisse der Stahlbewehrungseinlagen stattgefunden hatten, konnte durch die Seiltragwirkung der restlichen, ungerissenen Stahlbewehrung eine über die Biegetragfähigkeit hinausgehende Laststeigerung erzielt werden. Diese Tragreserve kann für das Kollapsrisiko von Stahlbetongebäuden von entscheidender Bedeutung sein. Im Demonstratorversuch konnte dieses Phänomen nachgewiesen werden, welches bei der geeigneten Modellierung in der FEM-Simulation ebenso auftritt. Abbildung 69 zeigt den Versuchskörper im Vergleich mit der FEM-Simulation in diesem Zustand der maximalen Belastbarkeit. Erst nach einer weiteren Steigerung der Zwangsverformung trat das endgültige Versagen ein. In einem weiteren Schritt wurde der Großversuch

auch am vereinfachten Starrkörper-Feder-Modell nachmodelliert und berechnet (Abbildung 69, unten) und die Aussagefähigkeit des Kollapsprognose-Modells erfolgreich überprüft. In Abbildung 68 ist auch Kraft-Verformungslinie aus der Berechnung am Starrkörper-Feder-Modell zum Vergleich dargestellt.

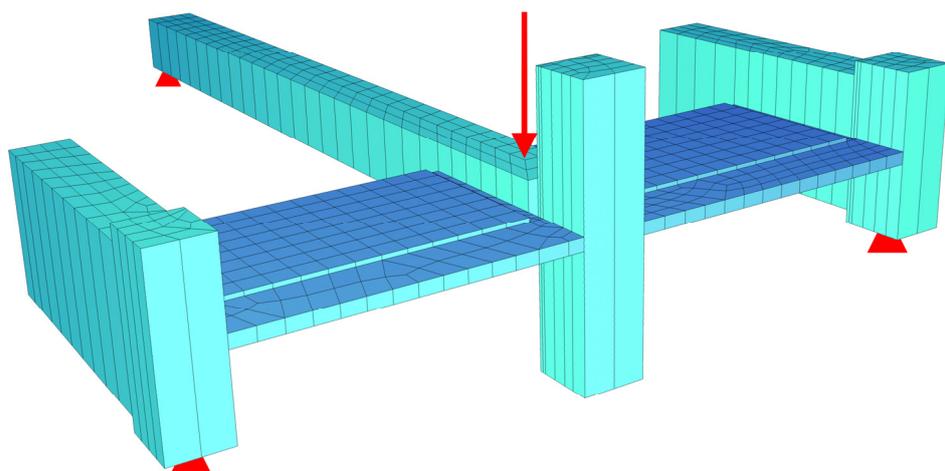


Abbildung 67: Aufbau Demonstrator vor dem Versuchsbeginn. Oben: Stahlbetonversuchskörper (Bildmitte: Laststempel zur kontinuierlichen Steigerung der Durchbiegung), unten: Simulation am QUAD-FEM-Modell mit schrittweise ansteigender Durchbiegung.

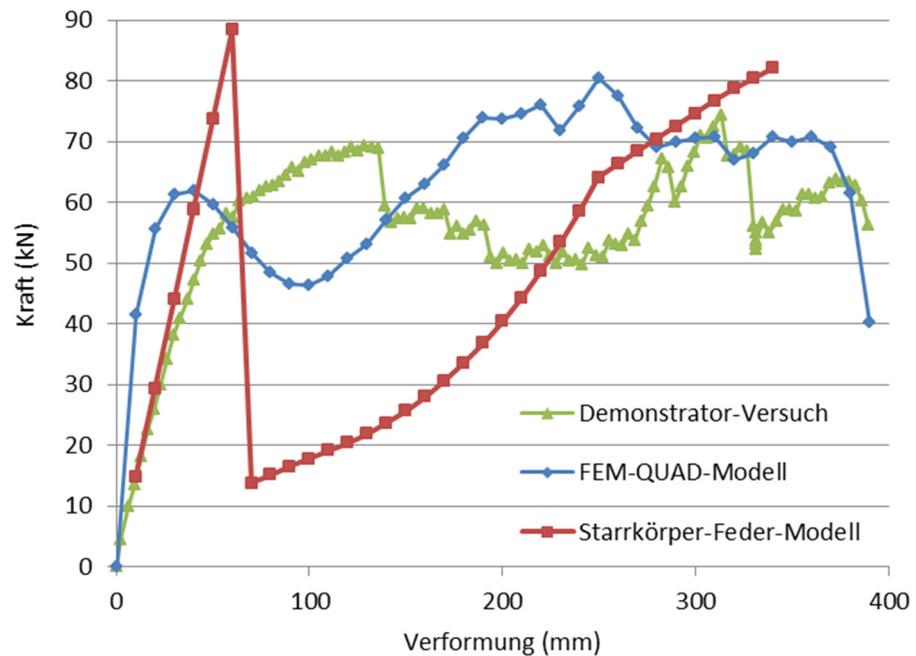


Abbildung 68: Kraft-Verformungskurve beim Demonstrator-Versuch im Vergleich mit den berechneten Werten aus dem FEM-Quad-Modell und dem Starrkörper-Federmodell.

Die Messdaten von 8 ausgewählten Dehnmessstreifen (DMS) wurden in das Demonstrations-GUI zur Bauwerksüberwachung eingegeben und verschiedene Bauteilzustände betrachtet (siehe z. B. Abbildung 70 bis Abbildung 72). Im Unterschied zu den bisher ausgewerteten Messungen an Stahlbetonversuchskörpern waren die DMS hier auf die Betonoberfläche aufgeklebt und nicht am Bewehrungsstahl angebracht. In der Auswertung zeigte sich, dass die Messungen der Betonoberflächendehnung eine ähnliche Aussagerelevanz für den Bauteilzustand besitzen wie die Stahldehnungen, vorausgesetzt die Auslastungs- und Versagenskriterien werden hierfür entsprechend kalibriert. Die folgenden Abbildungen zeigen vorab grob kalibrierte Werte.

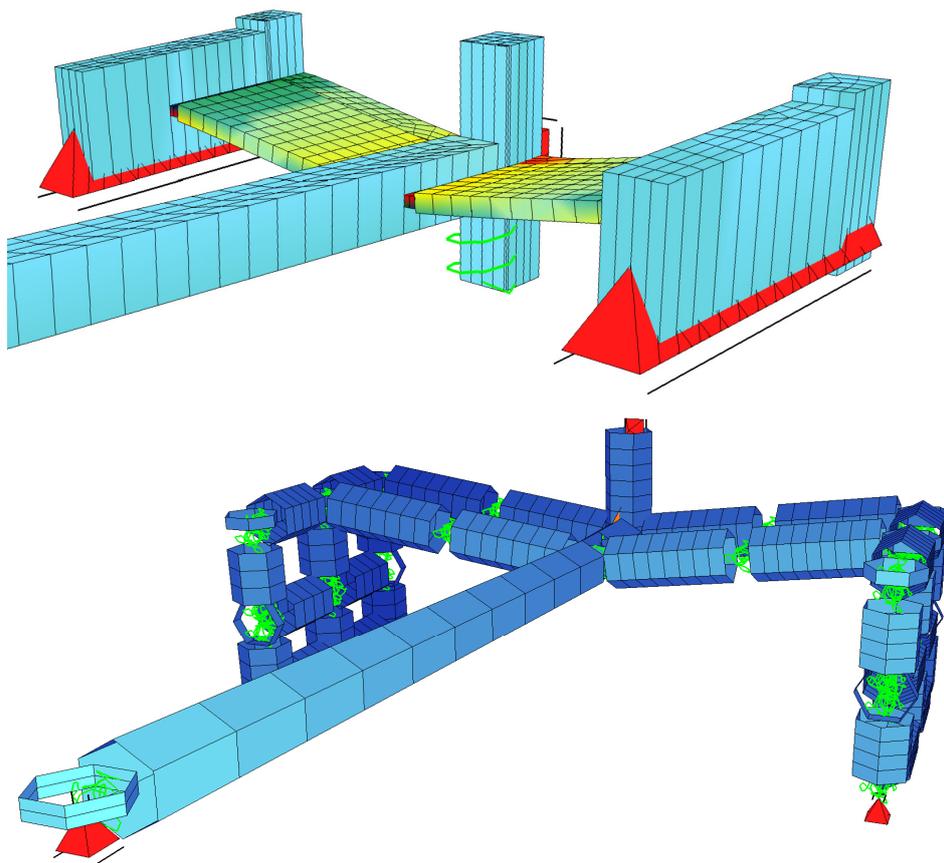


Abbildung 69: Demonstrator im Versuch kurz vor dem Versagen. Unter großen Verformungen wird durch den Membranzustand das Resttragvermögen aktiviert. Oben: Stahlbetonversuchskörper (Demonstrator), Mitte: Simulation am QUAD-FEM-Modell, unten: Feder-Starrkörper-Modell.

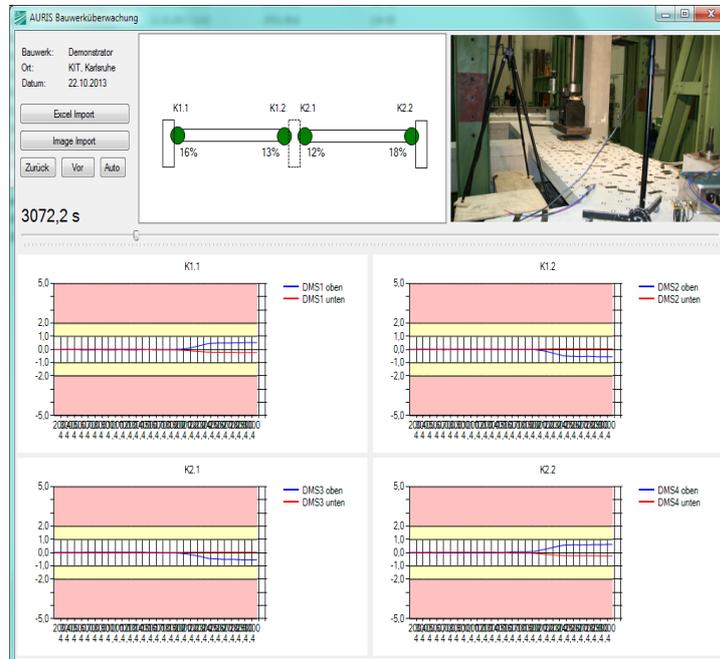


Abbildung 70: Demonstrator im Versuch nach 3072 Sekunden. Geringe Vorlast durch Eigengewicht und Vorspannung an den Auflagern. Durchbiegung 16 mm.

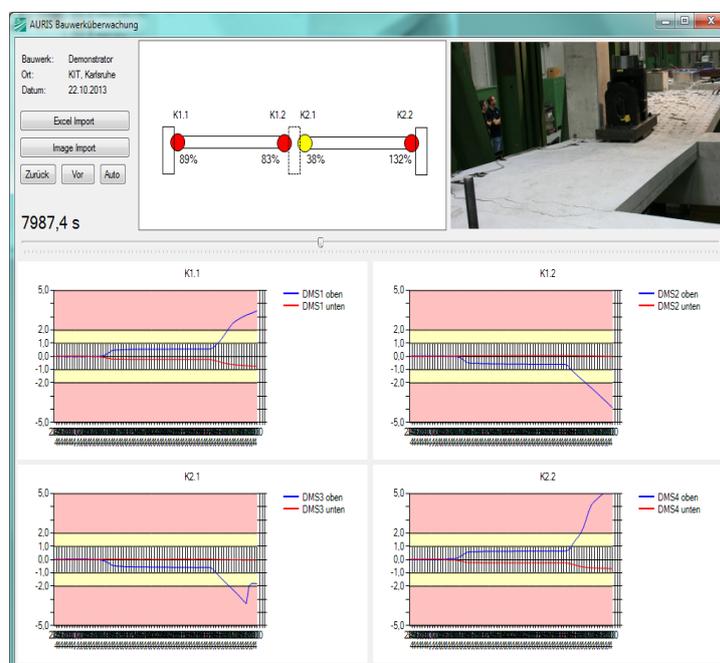


Abbildung 71: Demonstrator im Versuch nach 7987 Sekunden. Das Biegetragvermögen ist bei einer Durchbiegung von 77 mm weitest gehend ausgenutzt.



Abbildung 72: Demonstrator im Versuch nach 15463 Sekunden und einer Durchbiegung von 326 mm. Nach dem Überschreiten der Membrantragfähigkeit nimmt die Belastbarkeit mit dem endgültigen Bauteilversagen rasch ab.

Die mit der GUI-Software gemachten Erfahrungen zeigten, dass eine Beurteilung der Resttragfähigkeit sowohl durch DMS an der Bewehrung als auch auf der Betonoberfläche möglich ist. Voraussetzungen hierfür sind, dass die Versagenskriterien vorab mit hinreichender Genauigkeit berechnet werden konnten, und dass Messwerte von den DMS an den relevanten Orten erfasst wurden. In dem vorliegenden Fall konnten geeignete DMS aus mehreren Messstellen gezielt ausgewählt werden. Im Vergleich zeigte sich, dass bei einer Bestückung des Bauteils mit nur wenigen DMS für die Applikation auf der Betonoberfläche aufgrund der Rissverteilung deutlich längere DMS einzusetzen sind ($l_{DMS} \geq 100 \text{ mm}$) als bei einer Applikation direkt auf der Stahlbewehrung ($l_{DMS} \geq 10 \text{ mm}$).

2.5.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

In Übereinstimmung mit den vorgegebenen Zielen für dieses Arbeitspaket konnte das entwickelte sensorbasierte Messsystem erfolgreich getestet und seine Funktion demonstriert werden.

2.6 Arbeitspaket 7: Großversuch

2.6.1 Erzielte Ergebnisse

2.6.1.1 Demonstration der Strukturüberwachungssoftware am Beispielgebäude »Züblin Bürogebäude Z3«

In Absprache mit den Projektpartnern wurde der zweite Teil des AP 7

- Anwendung der Gebäude-Analysesoftware auf ausgewähltes Bauwerk

an fünf unterschiedlichen Schadensszenarien am Züblin Bürogebäude Z3 demonstriert (Abbildung 73). Die für solche Szenarien zu erwartenden Sensor-Messwerte wurden vorab auf dem Gebäude-Datenserver als virtuelle Datensätze abgelegt und konnten zur Demonstration der Gebäude-Analysesoftware gezielt über den IRIS-Server abgefragt werden. Hier werden beispielhaft zwei Szenarien und der Ablauf der Gebäudeüberwachung beschrieben.

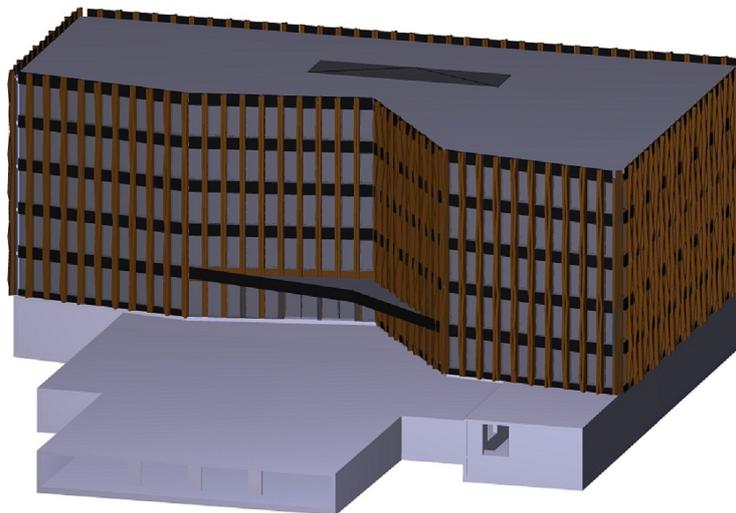


Abbildung 73: Das Züblin Bürogebäude Z3, welches als Beispielgebäude für die Demonstration der Strukturüberwachungssoftware herangezogen wird.

Für die Erstellung von Rettungsweg-Plänen wurden zunächst im Gebäudegrundriss die in Frage kommenden Gefährdungsbereiche identifiziert. Im Fall

des untersuchten Gebäudes wurden 10 unterschiedliche Gefährdungsbereiche gefunden, welche für sich oder in Kombination durch unterschiedliche denkbare Szenarien (Stützensausfälle im Erdgeschoss) auftreten können (Abbildung 74). Die Bereiche 1 und 3 wurden mithilfe des Starrkörper-Federmodells zur Kollapsberechnung unter Annahme und Untersuchung verschiedener Stützensausfall-Szenarien gefunden. Die übrigen Bereiche basieren auf Schätzungen und Plausibilitätsbetrachtungen mit den Erfahrungen aus den zahlreichen vorangegangenen Szenario-Betrachtungen an diesem Beispielgebäude. Für die aufgehenden Geschosse können in der Regel die gleichen Grundriss-Bereiche angesetzt werden. Dies gilt nur bedingt, wenn aussteifende Wände nicht über alle Geschosse gehen. In dieser Betrachtung werden die Grundriss-Bereiche jedoch über alle Geschosse ausgehend vom Erdgeschoss als gleich angesetzt.

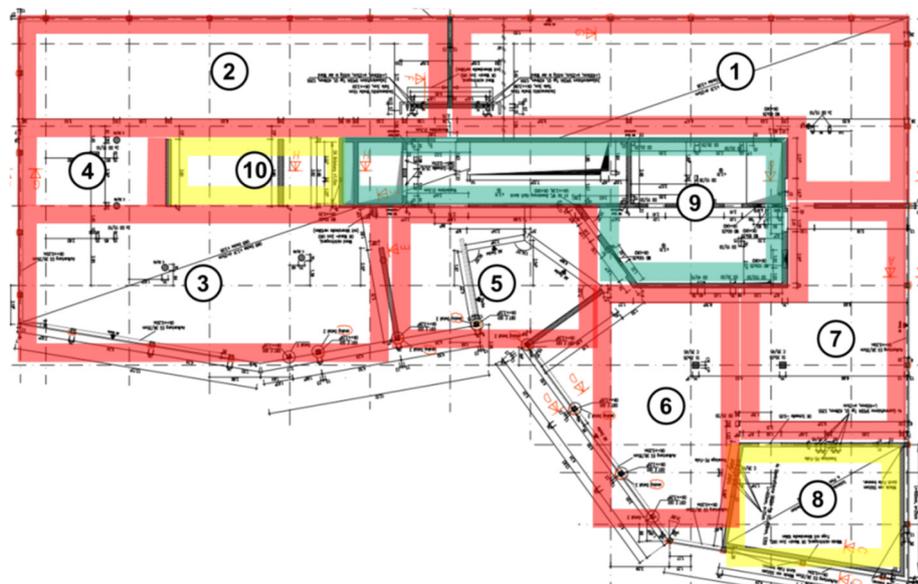


Abbildung 74: Mögliche Gefährdungsbereiche nach unterschiedlichen Szenarien (Stützensausfällen im Erdgeschoss) am Beispiel des Züblin Bürogebäudes Z3. Rot: Einsturz bzw. akute Einsturzgefahr durch drohenden progressiven Kollaps; Gelb: Gefährdung durch Trümmer; Grün: Grundsätzlich sicher. Die Einsturzbereiche 1, 2, 3 und 5 treten unabhängig voneinander auf. Der Einsturzbereich 4 beinhaltet die Bereiche 2 und 3. Die Einsturzbereiche 6 und 7 können einzeln oder kombiniert auftreten. Die Gefährdungsbereiche 8 und 10 treten nur im Zusammenhang mit daran angrenzenden Einstürzen auf.

Die mit Sensoren versehenen Bauteilbereiche (»Knoten«) werden durch eindeutige IDs gekennzeichnet. Im Beispiel hier sind bestimmten Erdgeschoss-Stützen solche IDs zugeordnet (Abbildung 75). Die Verortung am Stützenkopf, in der Stützenmitte oder am Stützenfuß wurde durch einen zusätzlichen Index angegeben. Für den Knoten am Stützenkopf der Stütze »7.5« z. B. lautet die vollständige ID: EG-007.005-SK.

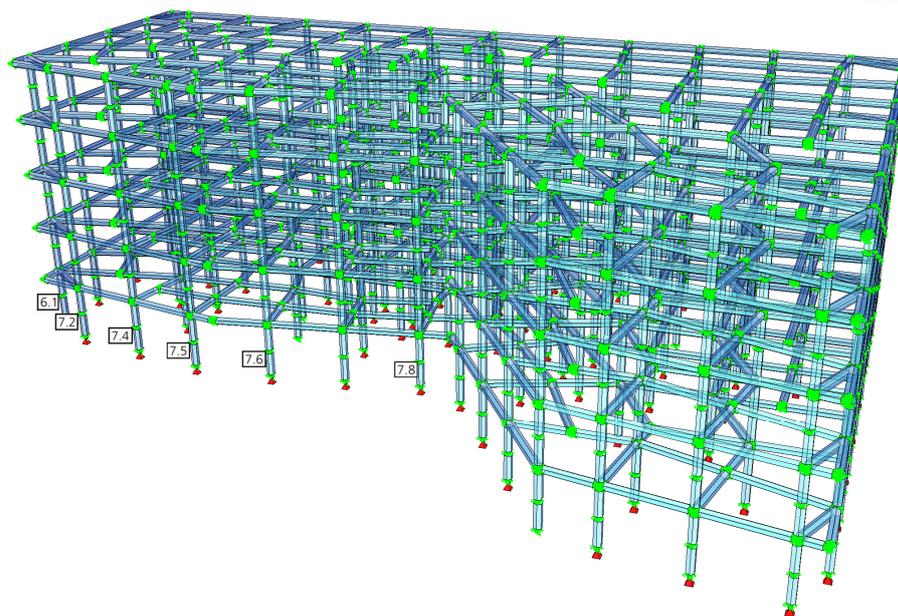
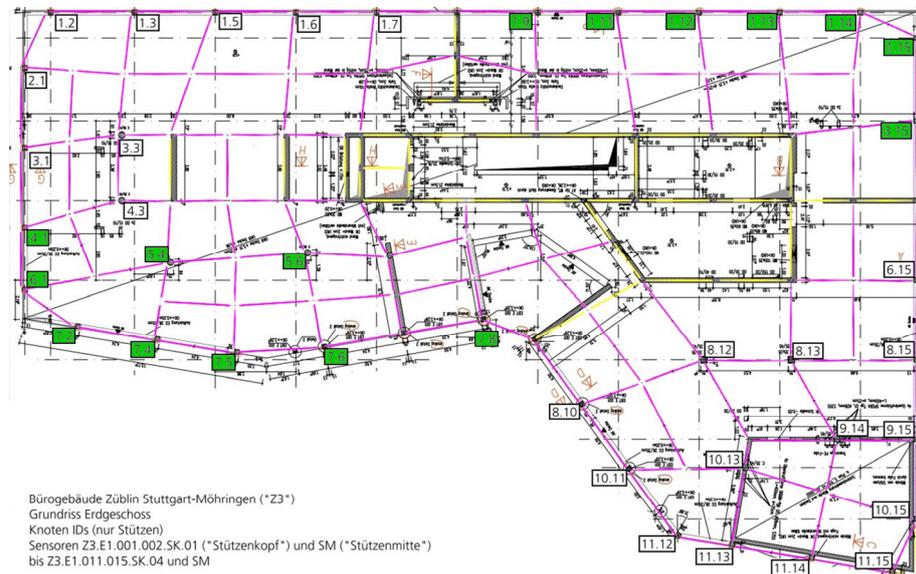


Abbildung 75: Grundrissplan Erdgeschoss: Starkkörper-Feder-Modell des Beispielgebäudes mit IDs von Stützen. Die grün angelegten IDs zeigen die Orte der hier im Beispiel mit Sensoren versehenen Stützen an der Vorderseite (Eingangsseite).

Die Messwerte der Sensorik im Bauwerk führen im normalen Gebrauchszustand mit der Kollapsberechnung der Strukturüberwachungssoftware zu den in Tabelle 9 gelisteten Ausgabewerten.

Tabelle 9: Ausgabewerte der Strukturüberwachungssoftware im normalen Gebrauchszustand des Gebäudes (Auszug).

Knoten-ID	Ausnutzungsgrad (%)	Ampelwert	Fallnummer
EG-004.001-SK	0,7	1 (grün)	0
EG-005.004-SK	0,5	1 (grün)	0
EG-005.006-SK	0,5	1 (grün)	0
EG-006.001-SK	0,8	1 (grün)	0
EG-007.002-SK	0,9	1 (grün)	0
EG-007.004-SK	0,9	1 (grün)	0
EG-007.005-SK	1,0	1 (grün)	0
EG-007.006-SK	0,9	1 (grün)	0
EG-007.008-SK	0,3	1 (grün)	0

Im ersten Simulationsszenario wird von einem schlagartigen Ausfall der Erdgeschoss-Stütze »7.5« ausgegangen, was zu einer schnellen, plötzlichen Veränderung der Sensorwerte führt. Anhand dieser Messwerte identifiziert die Software die zugehörige Fallnummer (im Beispiel »Fall 17«) und übergibt die neuen Ausgabewerte an den IRIS-Server (Tabelle 10). Da die Sensorik an der ausgefallenen Stütze nun keine sinnvollen Werte mehr liefert, wird ihr Zustand (»ausgefallen«) allein anhand der Fallnummer festgemacht. In einem Grundrissplan des Erdgeschosses können die Ampelwerte der Stützen zur besseren Veranschaulichung farblich angezeigt werden (Abbildung 76).

Tabelle 10: Ausgabewerte der Strukturüberwachungssoftware nach plötzlichem Ausfall der Stütze 7.5 (Auszug).

Knoten-ID	Ausnutzungsgrad (%)	Ampelwert	Fallnummer
EG-004.001-SK	0,5	1 (grün)	17
EG-005.004-SK	23,7	2 (gelb)	17
EG-005.006-SK	25,0	2 (gelb)	17
EG-006.001-SK	0,6	1 (grün)	17
EG-007.002-SK	0,5	1 (grün)	17
EG-007.004-SK	67,4	3 (rot)	17
EG-007.005-SK	-	4 (schwarz)	17
EG-007.006-SK	65,3	3 (rot)	17
EG-007.008-SK	0,3	1 (grün)	17

Die ausgegebene Fallnummer kann, unabhängig von den Ausgabewerten im Einzelnen, einem bestimmten Plan zugeordnet werden, welcher die entsprechenden Gefährdungsbereiche ausweist (Abbildung 77). Im untersuchten Fall des mehrgeschossigen Stahlbetonskelettbbaus gilt dieser Plan auch für die darüber liegenden Geschosse und bildet die Grundlage zur Erstellung von Rettungswegeplänen.

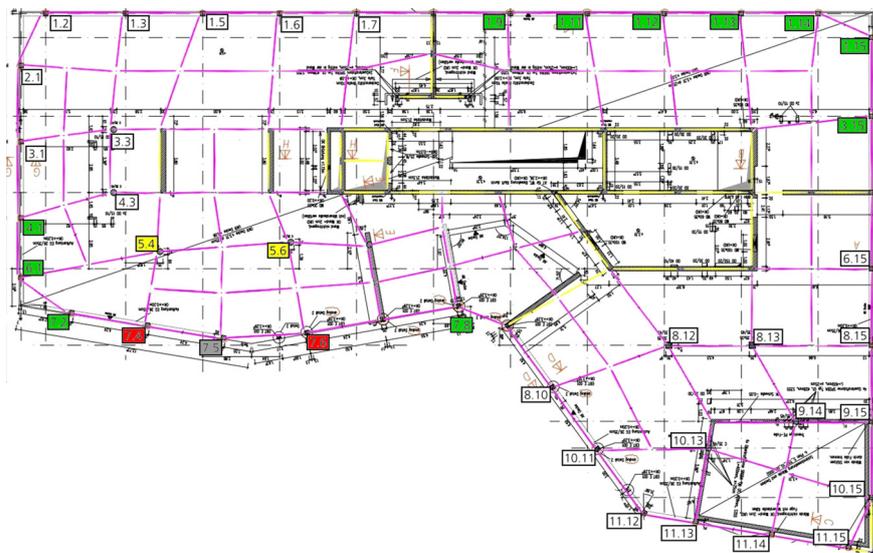


Abbildung 76: Grundrissplan Erdgeschoss mit den zur Veranschaulichung farblich angezeigten Ampelwerten der mit Sensoren bestückten Stützen für das Szenario 1 (Stützensausfall 7.5).

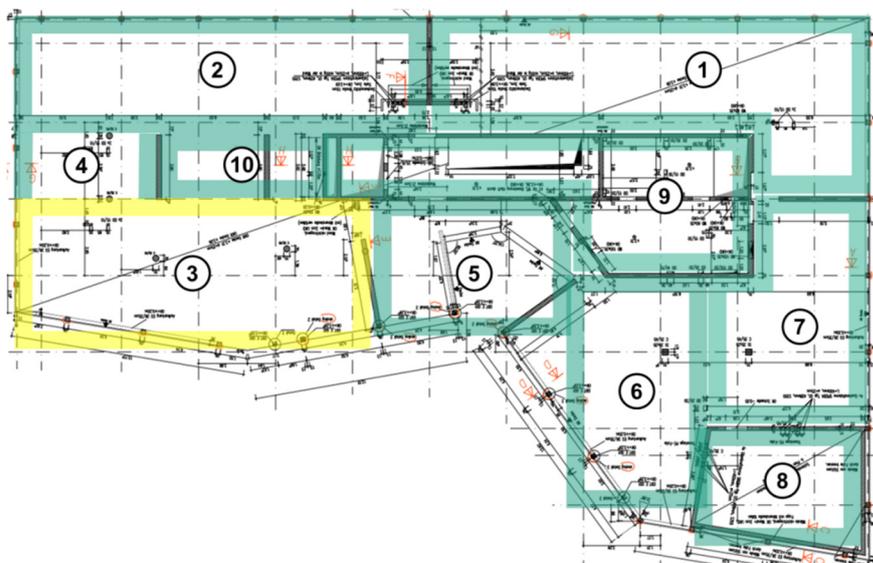


Abbildung 77: Gefährdungsbereiche nach Szenario 1 (Stützensausfall 7.5) zur Erstellung von Rettungswegeplänen. Bereich 3 (gelb) ist gefährdet (noch tragfähig).

Im zweiten Simulationsszenario werden die Stützen 7.4 und 7.5 entfernt, was anhand der Berechnungswerte aus den Sensordaten (Tabelle 11) als »Fall 89« identifiziert wird. Die zugehörigen Grundrisspläne (Abbildung 78 und Abbildung 79) sind im Folgenden dargestellt.

Tabelle 11: Ausgabewerte der Strukturüberwachungssoftware nach plötzlichem Ausfall der Stützen 7.4 und 7.5.

Knoten-ID	Ausnutzungsgrad (%)	Ampelwert	Fallnummer
EG-004.001-SK	0,7	1 (grün)	89
EG-005.004-SK	73,7	3 (rot)	89
EG-005.006-SK	25,0	2 (gelb)	89
EG-006.001-SK	1,6	1 (grün)	89
EG-007.002-SK	99,1	3 (rot)	89
EG-007.004-SK	-	4 (schwarz)	89
EG-007.005-SK	-	4 (schwarz)	89
EG-007.006-SK	95,4	3 (rot)	89
EG-007.008-SK	0,3	1 (grün)	89

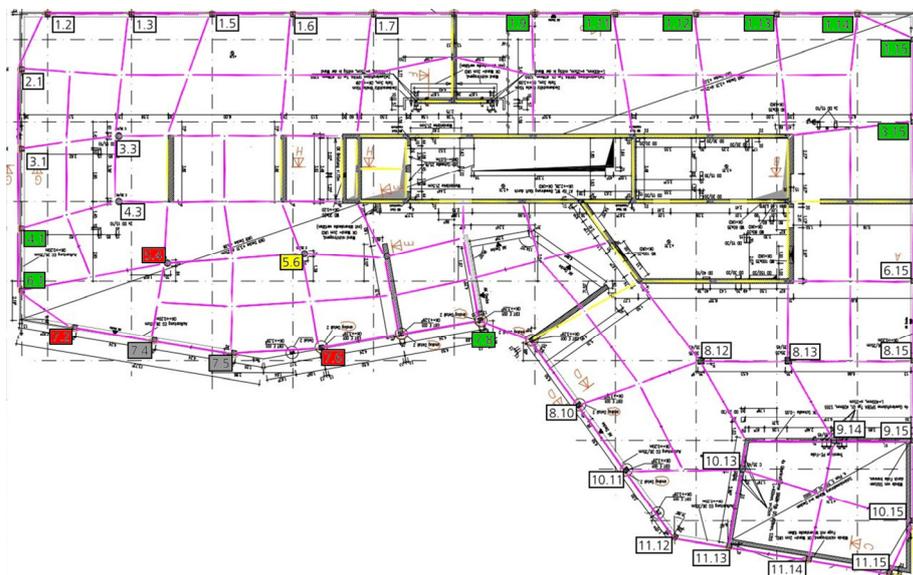


Abbildung 78: Grundrissplan Erdgeschoss mit den zur Veranschaulichung farblich angezeigten Ampelwerten der mit Sensoren bestückten Stützen für das Szenario 1b (Stützensfälle 7.4 und 7.5).

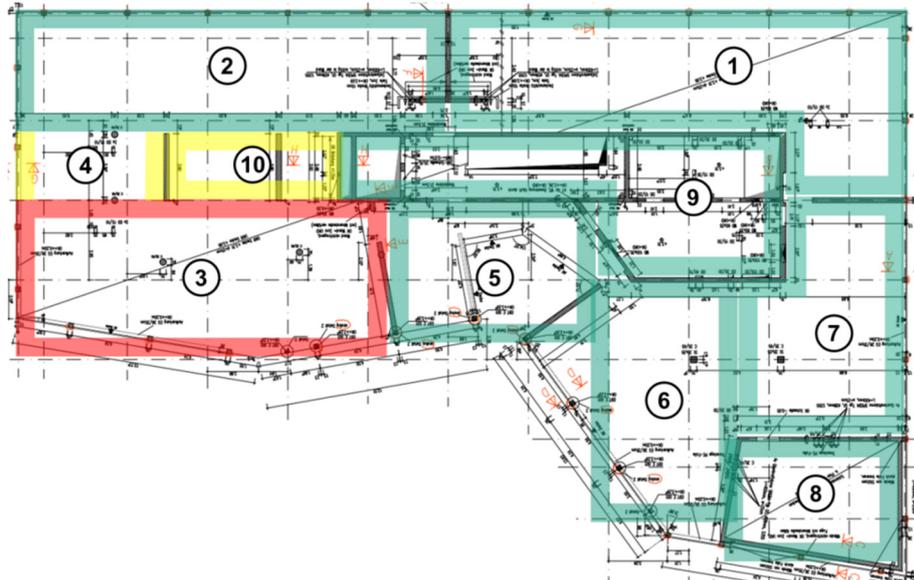


Abbildung 79: Gefährdungsbereiche nach Szenario 1b (Stützensausfälle 7.4 und 7.5) zur Erstellung von Rettungswegeplänen. Bereich 3 (rot) ist stark kollapsgefährdet (wenn nicht bereits eingestürzt). Bereiche 4 und 10 (gelb) sind gefährdet.

Auf Grundlage dieser Ausgabedaten kann das Evakuierungs- bzw. Rettungsteam über die sicher begehbaren Bereiche (»grün«) informiert werden. Die Gefährdungsbereiche (insbesondere »3«, aber auch »4« und »10«) müssten im realistischen Fall nicht unbedingt ganz oder teilweise kollabiert sein. Die Kollapsprognoseberechnung ergibt in diesem Fall jedoch eine so hohe Kollapswahrscheinlichkeit, dass jederzeit mit einem vorankündigungslosen zeitverzögerten, progressiven Einsturz gerechnet werden müsste, weshalb diese Warnung für die Rettungsteams besonders wichtig ist.

2.6.1.2 Langzeiterprobung des Sensorsystems

Zur Langzeiterprobung des AURIS Sensorsystems war im Projekt ein Großversuch in einem realen Gebäude vorgesehen. Dazu hat die Ed. Züblin AG ein im Bau befindliches Hochhaus ausgewählt. Es handelt sich um einen Wohnturm mit 140 Metern Gesamthöhe und 40 Geschossen.

Das Fraunhofer EMI hat an zwei Stellen im Turm Messtechnik eingebaut:

1. Bodenplatte: Faseroptische Dehnungsmessungen mit dem Luna ODISI-B System
2. 1. Obergeschoss: AURIS-Messsystem (Dehnungsmessungen in drei Stützen) mit Datenübertragung via Mobilfunk

Zur Erfassung der Verformung der Bodenplatte während der Bauzeit des Hochhauses wurden in die ca. 3,5 Meter dicke Bodenplatte aus Stahlbeton faseroptische Messkabel eingebettet. Es wurden insgesamt 4 Kabelstränge bestehend aus je drei Sensorkabeln, zwei verschiedene Typen Dehnungsmesskabel und ein Temperaturmesskabel, im Inneren der Bodenplatte verlegt. Dazu wurden die Kabel vor der Betonage am Bewehrungskorb befestigt und an einer gemeinsamen Stelle nach oben herausgeführt. An dieser Stelle befindet sich nun ein Kellerraum, der für die Messungen zur Verfügung steht. Abbildung 80 zeigt schematisch die Position der verlegten Fasern in der Bodenplatte. In Abbildung 81 ist die Bewehrung der Bodenplatte von oben zu sehen, der Verlauf der Fasern ist gekennzeichnet.

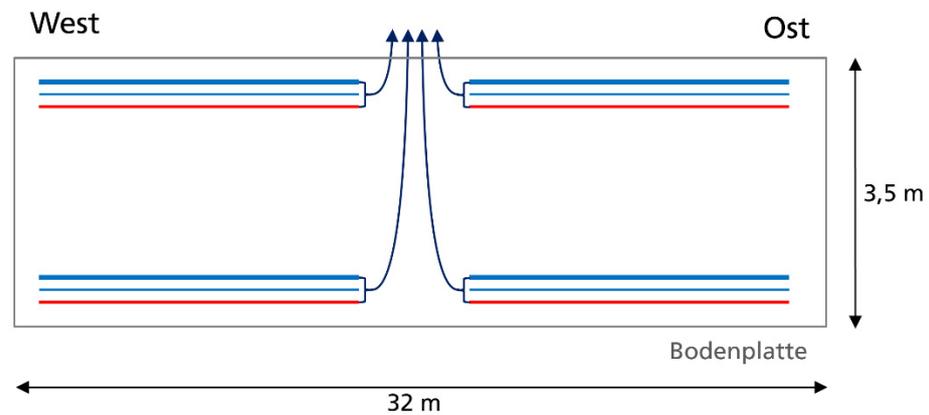


Abbildung 80: Übersichtsskizze der Lage der Fasermesskabel (blau = Dehnung, rot = Temperatur) in der Bodenplatte (Querschnitt).

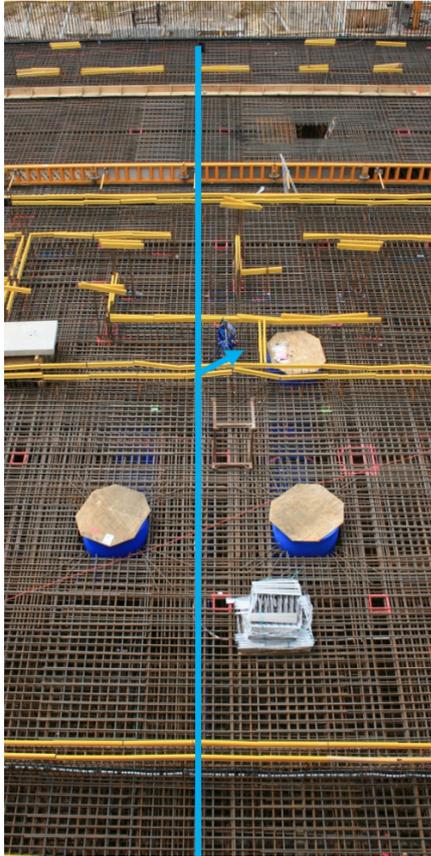


Abbildung 81: Lage der Fasermesskabel in der Bodenplatte. Die Stelle, an der Kabel aus der Bodenplatte austreten, ist mit dem Pfeil markiert.

Im Oktober 2014 wurden die ersten Messungen an den Fasern in der Bodenplatte durchgeführt. Diese dienen einerseits zum Funktionstest, andererseits zur Aufnahme einer Nulllage als Bezugspunkt für spätere Messungen. Dies ist notwendig, da mit dem Messsystem nur relative Dehnungsänderungen erfasst werden können. Es konnte festgestellt werden, dass alle Fasern voll funktionsfähig sind und offenbar den Belastungen der Betonage gut standgehalten haben.

Im Dezember 2014 wurde die zweite Messkampagne durchgeführt, die erstmals eine Veränderung in der Dehnung erkennen lässt. In Abbildung 82 und Abbildung 83 sind einige Ergebnisse dieser Messungen gezeigt. Dabei ist jeweils die Position 0 die Austrittsstelle des Messkabels in der Mitte der Bodenplatte.

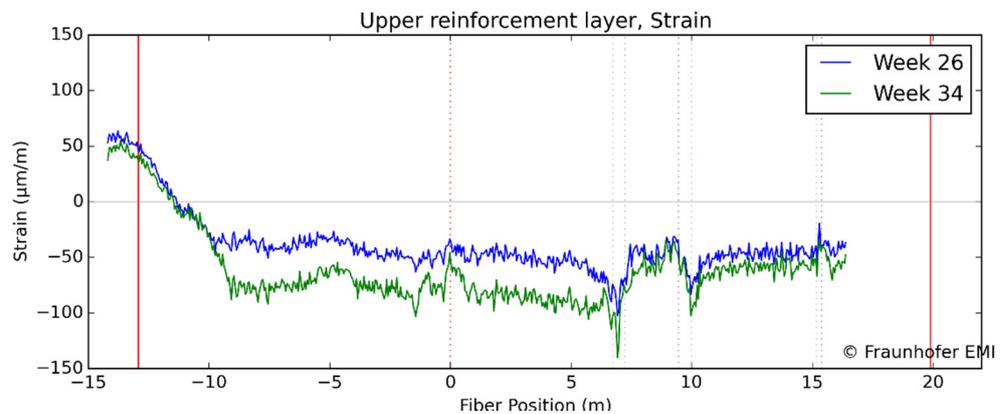


Abbildung 82: Messdaten der faseroptischen Dehnungsmessung in der oberen Bewehrungslage. Die blaue Kurve zeigt die Messung 26 Wochen nach der Betonage und mit 12 Stockwerken Gebäudehöhe, die grüne Kurve 34 Wochen nach der Betonage und mit 18 Stockwerken.

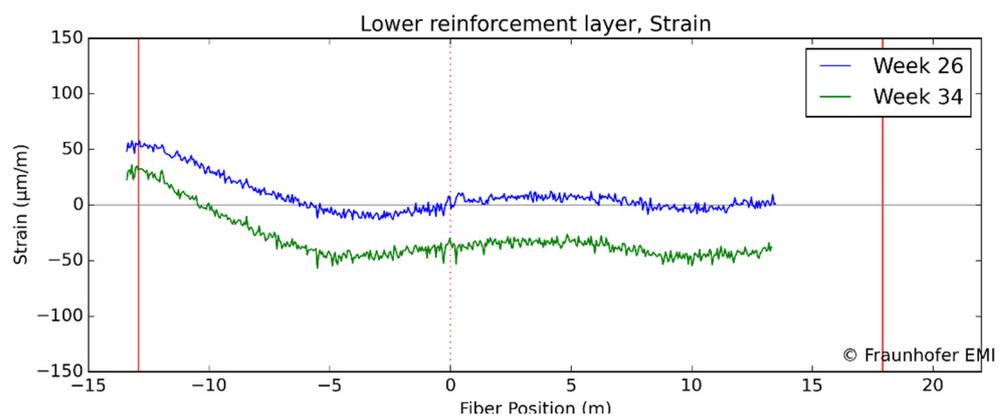


Abbildung 83: Messdaten der faseroptischen Dehnungsmessung in der unteren Bewehrungslage.

In den Messungen lässt sich deutlich eine Zunahme der Dehnung in der Bodenplatte zur Mitte hin beobachten. Dies entspricht der Erwartung bei einer Durchbiegung der Platte. Im Messbereich der auf der Westseite verlegten Kabel kann man diesen Abfall nicht erkennen, da aus technischen Gründen die Messung nicht bis an den Rand der Platte durchgeführt werden konnte. Es ist allerdings ein vergleichbarer Verlauf zu erwarten. Die dritte Messkampagne im Februar 2015 bestätigt den zuvor festgestellten Trend.

Im ersten Obergeschoss kommt das im Projekt entwickelte AURIS-Messsystem zum Einsatz. In zwei Stützen an der Fassade und einer im Kern des Hauses wurden je ein Fabry-Pérot-Dehnungssensor, zwei Dehnmesstreifen und ein PT-100-Temperatursensor an der Bewehrung befestigt. Die Anschlussleitungen der Sensoren wurden in den Stützen nach oben geführt und anschließend in der Halfertigdecke an einen gemeinsamen Punkt. An dieser Stelle ist dann im 2.

Oberschoss die Messstation mit dem lokalen Datenserver installiert (siehe auch Abbildung 60).

Seit dem Einbau war ein problemloser Betrieb der Messstation zu verzeichnen. Insbesondere die Aufzeichnung der Messdaten und die Kommunikation via Mobilfunk funktioniert problemlos. Die Projektpartner waren in der Lage, auf die Daten zuzugreifen und sie in ihre jeweiligen Softwaresysteme zu übernehmen. Natürlich konnten im Rahmen des Projekts keine realen Alterungserscheinungen oder gar extreme Lastfälle beobachtet werden. Dieser Aspekt wurde aber ohnehin schon mit dem Versuch zum Stützensausfall am KIT berücksichtigt. Hier konnte gezeigt werden, dass das System auch in einem realen Gebäude sinnvolle Messwerte liefert und die Softwareschnittstelle auch im praktischen Einsatz zufriedenstellend funktioniert.

2.6.2 Gegenüberstellung mit vorgegebenen Zielen

Die Zielvorgaben dieses Arbeitspakets sind mit den vorliegenden Ergebnissen erreicht worden.

Das AURIS-Sensorsystem wurde erfolgreich in das Testgebäude integriert und hat über einen langen Zeitraum hinweg kontinuierlich Daten geliefert. Darüber hinaus konnten wertvolle Erkenntnisse bezüglich des Einsatzes von faseroptischer Dehnungsmesstechnik in Gebäudestrukturen gewonnen werden.

Für die Anwendung der Gebäude-Analysesoftware auf ein ausgewähltes Bauwerk im Zuständigkeitsbereich der Ed. Züblin AG, entschieden sich die Projektpartner für das Bürogebäude Z3. An diesem Gebäude waren im Rahmen dieses Projekts bereits zahlreiche Untersuchungen zum Kollapsverhalten durchgeführt worden, weshalb es für eine Simulation besonders gut geeignet war. Anhand mehrerer vorab auf den Gebäude-Datenserver in Form von zahlreichen virtuellen Sensor-Daten aufgespielter Schadens-Szenarien, konnte der Ablauf bei verschiedenen, plötzlich eintretenden Schäden durch außergewöhnliche Belastungen demonstriert werden. Dabei konnte erfolgreich gezeigt werden, wie das Zusammenspiel der Datenserver mit der Gebäude-Analysesoftware funktioniert.

3 Verwendung der Zuwendung

Die Zuwendung für das Fraunhofer EMI wurde im Projekt wie folgt verwendet:

- Personalkosten
- Sachaufwendungen: unter anderem die Anschaffung von Sensoren und Elektronikkomponenten
- Investitionen: faseroptische Dehnungsmesssysteme
- Reisekosten für Besprechungen mit Projektpartnern und zu den Versuchsorten sowie Konferenzen

Zur Mittelverwendung im Projekt sei außerdem auf den Verwendungsnachweis vom 17.08.2015 verwiesen.

4 Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit

Im Rahmen der Projektdurchführung wurden seitens des Fraunhofer EMI lediglich solche Arbeiten durchgeführt, die der Erreichung der im Antrag festgelegten Ziele dienten. Die Teilergebnisse der einzelnen Arbeitspakete waren in den meisten Fällen notwendige Voraussetzungen für die Bearbeitung der darauf aufbauenden Arbeitspakete. Abschließend konnten alle Teilaspekte des Projekts in angemessener Weise in Versuchen demonstriert werden.

Der Umfang der Zuwendung und die Laufzeit des Gesamtprojekts sind der Komplexität des Vorhabens und der großen Bedeutung der bearbeiteten Themen angemessen.

5 Voraussichtlicher Nutzen und Verwertbarkeit der Ergebnisse

Mit den Ergebnissen des Projekts ergeben sich für das EMI weitere Möglichkeiten zum Einsatz der entwickelten Sensor- und Messtechnik. Ein Beispiel ist hier die Strukturüberwachung von Brücken. Das Portfolio des EMI konnte um die faseroptische Dehnungsmesstechnik ergänzt werden. Diese bietet sich für Tests an großen baulichen Strukturen an. Darüber hinaus ergeben sich auch weitere neue Anwendungsfelder für die faseroptische Dehnungsmesstechnik, beispielsweise in Flugzeugstrukturen. Diese neuen Technologien ermöglichen ein verbessertes Angebot an mögliche industrielle Kunden.

Mit den Erkenntnissen und Erfahrungen aus den Berechnungen zum Kollapsverhalten, konnte das Angebotsportfolio des EMI um die Bewertung von Gebäuden in Bezug auf die Kollapsanalyse erweitert werden. Dies betrifft unter anderem die Beurteilung von Bestandsgebäuden auf Industriegeländen, in welchen sich dauerhaft Personen aufhalten und wo eine Gefährdung der Tragstruktur durch die industriellen Anlagen besteht (z. B. Petrochemische Industrie). Mithilfe der im Projekt gewonnenen Erkenntnisse, können die Risiken für Personen in Gebäuden nach den Ereignissen besser eingeschätzt und beurteilt werden. Hierfür kann als elementares Projektergebnis das hergeleitete Starrkörper-Feder-Modell genutzt werden. Dem Betreiber können so wichtige Entscheidungshilfen für den unveränderten Erhalt von Gebäuden oder nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen oder aber den Rückbau und gegebenenfalls Neubau gegeben werden. Es ist zu erwarten, dass sich erste Aufträge zu diesen neuen Kompetenzen im Rahmen der ersten zwei Jahre nach dem Projekt ergeben werden.

Zudem wurden und werden die Ergebnisse über die Präsentationen bei verschiedenen Fachkonferenzen und Messen (siehe entsprechende Veröffentlichungen) weiter verbreitet und werden zudem durch die Lehrtätigkeit des EMI an der FH Furtwangen auch den Sicherheitsingenieuren in ihrer Ausbildung in Auszügen vermittelt.

6 Fortschritte Externer während des Vorhabens

Innerhalb des Projekts sind keine Forschungsvorhaben oder Ergebnisse aus solchen bekannt geworden, welche die Thematik des hier beschriebenen Projekts berühren.

7 Erfolgte und geplante Veröffentlichungen

Zu der entwickelten Netzwerktopologie wurde ein Vortrag bei der wissenschaftlichen Fachkonferenz »Sensoren und Messsysteme – 17. ITG/GMA-Fachtagung«, 3.–4. Juni 2014 gehalten. Das zugehörige Paper wurde im Konferenzband veröffentlicht [45]:

Horch, C. u. Schaefer, F.: A Combined Sensor Data Management System for Structural Health Monitoring and Building Safety and Security. Sensors and Measuring Systems 2014; 17. Proceedings of ITG/GMA Symposium 2014, S. 1–5

Die Erkenntnisse der Versuchsauswertung flossen in eine Veröffentlichung der ASCE ein [38]:

Yu, J., Rinder, T., Stolz, A., Tan, K.-H. u. Riedel, W.: Dynamic Progressive Collapse of an RC Assemblage Induced by Contact Detonation. Journal of Structural Engineering 140 (2014) 6

Eine weitere Veröffentlichung mit Teilen der im Lauf des Projekts gewonnenen Erkenntnisse wurde auf der ACI Fall Convention präsentiert [46]:

Ramin, M. von, Stolz, A., Millon, O. u. Rinder, T.: Assessment of large scale urban building complexes. ACI Fall Convention. Washington D.C. 2014

Diese wurde als Fachbeitrag für das »ACI 377 Special Publication on Structural Integrity and Resilience« angenommen.

Die Projektarbeiten wurden mit Schwerpunkt dieses Arbeitspakets auch auf der CIPRE in den Haag vorgestellt [47]:

Rinder, T., Stolz, A., Horch, C., Schäfer F.: Development of time-efficient collapse prognosis software for the protection of critical infrastructure buildings. CIPRE, Critical Infrastructure Protection an Resilience Europe. March 2015 (Vortrag)

Zum hier untersuchten Membrantragverhalten ist eine Veröffentlichung über die Funktionsweise des entwickelten Starrkörper-Feder-Modells geplant:

Rinder, T: Membrantragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter großen Verformungen (Berechnung mit FEM und Starrkörper-Feder-Modell, Veröffentlichung geplant)

Zum Thema der Einbettung von faseroptischen Sensoren in eine Beton-Bodenplatte und der ersten Messungen wurde ein Vortrag bei der wissenschaftlichen Fachkonferenz »SENSOR 2015 – 17th International Conference on Sensors and Measurement Technology«, 19.–21. Mai 2015 gehalten. Das zugehörige Paper wurde im Konferenzband veröffentlicht [48]:

Horch, C. u. Schaefer, F.: A Combined Sensor Data Management System for Structural Health Monitoring and Building Safety and Security. Sensors and Measuring Systems 2014; 17. Proceedings of ITG/GMA Symposium 2014, S. 1–5

8 Literaturverzeichnis

- [1] Inaudi, D.: Fiber optic sensor network for the monitoring of civil engineering structures. Dissertation. Lausanne, Schweiz: EPFL Lausanne 1997
- [2] Inaudi, D.: Overview of 40 Bridge Structural Health Monitoring Projects. International bridge conference. 2010
- [3] Ko, J. M. u. Ni, Y. Q.: Technology developments in structural health monitoring of large scale bridges. *Engineering Structures* 27 (2005), S. 1715–1725
- [4] Sustainable Bridges. Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives. <http://www.sustainablebridges.net/>, abgerufen am: 11.11.2015
- [5] Kurata, N., Suzuki, M., Saruwatari, S. u. Morikawa, H.: Actual Application of Ubiquitous Structural Monitoring System using Wireless Sensor Networks. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China 2008
- [6] Mita, A., Inamura, T. u. Yoshikawa, S.: Structural Health Monitoring System for Buildings with Automatic Data Management System. 4th International Conference on Earthquake Engineering. Taipei 2006
- [7] Roloff, J. u. Kohlbrei, U.: Monitoring als Grundlage für effektive Instandhaltung - Neue Wege bei der Bauwerkserhaltung. In: *Jahrbuch 2006/2007 Bautechnik*. Düsseldorf: VDI Verlag 2006, S. 66–77
- [8] Harte, R. u. Krätzig, W. B.: Integriertes Sicherheitsmanagement alternder Bauwerke durch Computersimulation und Zustandsmonitoring. In: *Jahrbuch 2006/2007 Bautechnik*. Düsseldorf: VDI Verlag 2006, S. 13–29
- [9] Park, S., Ahmad, S., Yun, C.-B. u. Roh, Y.: Multiple Crack Detection of Concrete Structures Using Impedance-based Structural Health Monitoring Techniques. *Experimental Mechanics* 46 (2006) 5, S. 609–618
- [10] Shen, B., Yang, X. u. Li, Z.: A Cement-Based Piezoelectric Sensor for Civil Engineering Structure. *Materials and Structures* 39 (2007) 1, S. 37–42
- [11] Boller, C. u. Staszewski, W. J.: *Proceedings of the second European Workshop on Structural Health Monitoring*. DEStech Publications 2004
- [12] Li, H.-N., Li, D.-S. u. Song, G.-B.: Recent applications of fiber optic sensors to health monitoring in civil engineering. *Engineering Structures* 26 (2004)
- [13] McKenzie, I., Jones, R., Marshall, I. u. Galea, S.: Optical fibre sensors for health monitoring of bonded repair systems. *Composite Structures* 50 (2000) 4, S. 405–416
- [14] Takeda, S., Aoki, Y., Ishikawa, T., Takeda, N. u. Kikukawa, H.: Structural health monitoring of composite wing structure during durability test. *Composite Structures* 79 (2007) 1, S. 133–139
- [15] Gehlen, C. u. Greve-Dierfeld, S. von: Optimierte Zustandsprognose durch kombinierte Verfahren. *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010) 5, S. 274–283
- [16] Hartkorn, P. u. Pils, R.: Automatische geotechnisch/geodätische Überwachung Bahrmühlenviadukt Chemnitz. *Geotechnik* 23 (2000)

- [17] Sun, M., Staszewski, W. J. u. Swamy, R. N.: Smart Sensing Technologies for Structural Health Monitoring of Civil Engineering Structures. *Advances in Civil Engineering* (2010)
- [18] Bergmeister, K. u. Santa, U.: Brückeninspektion und -überwachung. In: *BetonKalender. Brücken Parkhäuser. Mauerwerk-Kalender*. Berlin: Ernst & Sohn 2004
- [19] Habel, W. R.: Neue Möglichkeiten der Zustandsüberwachung durch strukturintegrierte faseroptische Sensoren. In: *Jahrbuch 2006/2007 Bautechnik*. Düsseldorf: VDI Verlag 2006, S. 51–65
- [20] Berthelot, J. M. u. Robert, J. L.: Modeling concrete damage by acoustic emission. *Journal of Acoustic Emission* 1987 (6) 1, S. 43–60
- [21] Ohtsu, M., Iwase, H., Koyanagi, W. u. Shigeishi, M.: Determination of crack location, type and orientation in concrete structures by acoustic emission. *Magazine of Concrete Research* 43 (1991) 155, S. 127–134
- [22] Grosse, C., Reinhardt, H. u. Dahm, T.: Localization and classification of fracture types in concrete with quantitative acoustic emission measurement techniques. *NDT & E International* 30 (1997) 4, S. 223–230
- [23] Buland, R.: The mechanics of locating earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America* 66 (1976) 1, S. 173–187
- [24] Verstrynghe, E., Schueremans, L., van Gemert, D. u. Wevers, M.: Monitoring and predicting masonry's creep failure with the acoustic emission technique. *NDT & E International* 42 (2009) 6, S. 518–523
- [25] Finck, F.: Untersuchung von Bruchprozessen in Beton mit Hilfe der Schallemissionsanalyse, Dissertation. 2005
- [26] Smartec. <http://www.smartec.ch/>, abgerufen am: 11.11.2015
- [27] Fraunhofer Mediendienst: Dem Rost auf der Spur, 2010. <http://www.fraunhofer.de/de/presse/presseinformationen/2010/04/rostfrueherkennung.html>, abgerufen am: 11.11.2015
- [28] Müller, R. u. Wagner, M.: Berechnung sprengwirkungshemmender Fenster- und Fassadenkonstruktionen. *Bauingenieur* (2006) 81
- [29] Gebbeken, N., Greulich, S., Pietzsch, A. u. Landmann, F.: The Engineering-Tool Xplosim to Determine the Effects of Explosive Loadings on Reinforced and Fibre Reinforced Concrete Structures. In: *12th Int. Symp. on Interaction of the Effects of Munitions with Structures*. New Orleans, USA 2005
- [30] L. Y. Tan, T. Krauthammer, H. C. Yim: Characterizing a reinforced Concrete Connection for Progressive Collapse Assessment. In: *Proceedings of 3rd Int. Conference on Design and Analysis of Protective Structures*. Singapore 2010
- [31] Kim, H. S., Park, H. u. Cho, S. H.: Transition analyses from progressive collapse to local damages for high-rise RC buildings subjected to external explosion pressures. "Design and Analysis of Protective Structures" (DAPS), pp. 634-641. Jeju (Korea) 2012
- [32] Hartmann, D., Breidt, M., Sikiwat, T., Blankenhorn, G., Michaloudis, G., Schweizerhof, K., Möller, B., Graf, W. u. Piotrow, A.: Computersimulation für Bauwerkssprengungen - Ein Einblick in laufende Arbeiten. *Sprenginfo* 32, Deutscher Sprengverband, Netphen (2010), S. 27–35
- [33] Izzudin, B. A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y. u. Nethercot, D. A.: Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* Vol. 30 Issue 5, Elsevier, Amsterdam (2008), S. 1308–1318

- [34] Tan, L. Y.: Characterizing a Reinforced Concrete Connection for Progressive Collapse Assessment. University of Florida 2010
- [35] Statische Analyse der Resttragfähigkeit von detonationsgeschädigten Bürobauten, Ergebnisbericht zum Projekt SimSecur, Mitzka, L.-C. u. Nöldgen, M., 2009
- [36] Tan, K. H., Yu, J. u. Pham, X. D.: Alternate Load Paths in Mitigating Progressive Collapse of RC Building Structures Subjected to Column Loss Scenarios. CEE Conference "Design and Analysis of Protective Structures" (DAPS). Singapur 2010
- [37] Yu, J. u. Tan, K.-H.: Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. Engineering Structures, Elsevier, Amsterdam (2011)
- [38] Yu, J., Rinder, T., Stolz, A., Tan, K.-H. u. Riedel, W.: Dynamic Progressive Collapse of an RC Assemblage Induced by Contact Detonation. Journal of Structural Engineering 140 (2014) 6
- [39] Panagiotakos, T. B. u. Fardis, M. N.: Deformations of Reinforced Concrete Members. ACI Structural Journal V. 98, Nr. 2 (2001), S. 135–148
- [40] Quan, X., Birnbaum, N. K., Cowler, M. S., Gerber, B. I., Clegg, R. A. u. Hayhurst, C. J.: Numerical Simulation of Structural Deformation under Shock and Impact Loads using a Coupled Multi-Solver Approach. 5th Asia-Pacific Conference on Shock and Impact Loads on Structures. Hunan (China) 2003
- [41] Quan, X. u. Birnbaum, N. K.: Computer Simulation of Impact and Collapse of New York World Trade Center North Tower on September 11. 20th International Symposium on Ballistics. Orlando (Florida) 2002
- [42] Ferrari, A., Dumbser, M., Toro, E. F., Armanini, A., Marx, W. u. Wieprecht, S.: A New SPH Method for Landslide and Debris Flow Modelling. Report on HPC-EUROPA Project at High Performance Computing Center Stuttgart (HLRS) of the University of Stuttgart (2008), S. 346–354
- [43] Viccione, G. u. Bovolín, V.: Simulating Triggering and Evolution of Debris-Flows with SPH. Italian Journal of Engineering Geology and Environment, Casa Editrice Università La Sapienza (2011), S. 523–532
- [44] Mambretti, S., Larcan, E. u. Wrachien, D. de: Theoretical and experimental analysis of debris flow: rheology and two-phase modelling. Irrigation and Drainage 57, John Wiley & Sons (2008), S. 555–570
- [45] Horch, C. u. Schaefer, F.: A Combined Sensor Data Management System for Structural Health Monitoring and Building Safety and Security. Sensors and Measuring Systems 2014; 17. ITG/GMA Symposium; Proceedings of. 2014, S. 1–5
- [46] Ramin, M. von, Stolz, A., Millon, O. u. Rinder, T.: Assessment of large scale urban building complexes. ACI Fall Convention. Washington D.C. 2014
- [47] Rinder, T., Stolz, A., Horch, C. u. Schäfer, F.: Development of time-efficient collapse prognosis software for the protection of critical infrastructure buildings. CIPRE, Critical Infrastructure Protection and Resilience Europe. Den Haag 2015
- [48] Horch, C., Hupfer, J. u. Schäfer, F.: Distributed fiber optical sensing inside the foundation slab of a high-rise building. AMA Conferences 2015. Proceedings. Nürnberg: AMA Service 2015, S. 531–535

Verteiler

Bericht Nr. E 29/15 Auflage: 6

Autor: Horch, C.
Beiträge: Rinder, T.
Titel: AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke: Teilprojekt des EMI - R² – Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit; Abschlussbericht EMI

Interne Verteilung:

Autor: Horch, C
Rinder T.
Schäfer, F., Stolz, A.

VDI Technologiezentrum GmbH

z. Hdn. von Frau Dr. Karin Wey
Postfach 10 11 39
40002 Düsseldorf

1 Exemplar

TIB Hannover

1 Exemplar + 1 CD mit PDF

Berichtsblatt

1. ISBN oder ISSN	2. Berichtsart (Schlussbericht oder Veröffentlichung) Schlussbericht
3. Titel AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke Teilprojekt des EMI – R² – Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit; Abschlussbericht	
4. Autor(en) [Name(n), Vorname(n)] Horch, Clemens Rinder, Tassilo	5. Abschlussdatum des Vorhabens Mai 2015
	6. Veröffentlichungsdatum
	7. Form der Publikation
8. Durchführende Institution(en) (Name, Adresse) Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik, Ernst-Mach-Institut Eckerstraße 4 79104 Freiburg im Breisgau	9. Ber. Nr. Durchführende Institution EMI-Bericht E 29/15
	10. Förderkennzeichen 13N11742
	11. Seitenzahl 116
12. Fördernde Institution (Name, Adresse) Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) 53170 Bonn	13. Literaturangaben 48
	14. Tabellen 11
	15. Abbildungen 83
16. Zusätzliche Angaben keine	
17. Vorgelegt bei (Titel, Ort, Datum) Nicht zutreffend	
18. Kurzfassung Das Gesamtziel des Verbundprojekts AURIS ist die Entwicklung und Langzeiterprobung eines innovativen Bauwerkssicherheitsmanagementsystems zum Schutz von Menschen innerhalb und außerhalb von Gebäuden der kritischen Infrastruktur. Die Bewertung des Zustands der baulichen Struktur vor, während und nach der Beanspruchung einer außergewöhnlichen Lasteinwirkung durch einen terroristischen Anschlag mit Sprengstoffen, eine Naturkatastrophe (Erdbeben, Stürme, Überschwemmungen) oder einen Unfall (Kollision, Brand, Explosion) soll mithilfe des Managementsystem ermöglicht werden. Durch die Analyse des tatsächlichen Ist-Zustands des Bauwerks vor dem Schadensereignis kann dabei eine zusätzliche Sicherheitslücke geschlossen werden. Das Fraunhofer EMI beteiligte sich mit folgenden Tätigkeiten am Verbundprojekt AURIS: <ul style="list-style-type: none"> • die Entwicklung, Integration, Qualifizierung und Betrieb eines Multisensoriksystems zur Strukturüberwachung eines Gebäudes während des Lebenszyklus und im Katastrophenfall; • die Entwicklung eines Algorithmus zur schnellen Bewertung der Trag-fähigkeit baulicher Konstruktionen, die durch extrem dynamische Lasten geschädigt worden sind; • die Entwicklung von Algorithmen zur Bewertung von Resttragfähigkeiten für einzelne Bauteile und Gesamtbauwerk; • Mitwirkung an der Schnittstellendefinition und Implementierung dieser Schnittstellen im Hinblick auf ein integriertes Bauwerkssicherheitsmanagementsystem; • Mitwirkung bei der Langzeiterprobung des Systems in einem Gebäude der Ed. Züblin AG sowie der Auswertung der Langzeittests. 	
19. Schlagwörter Strukturmonitoring, Kollapsvorhersage, Sensornetzwerke, Faseroptische Sensorik	
20. Verlag	21. Preis

Document Control Sheet

1. ISBN or ISSN	2. type of document (e.g. report, publication) report
3. title AURIS – Autonomes Risiko- und Informationssystem zur Strukturanalyse und Überwachung sicherheitsrelevanter Bauwerke Teilprojekt des EMI – R ² – Robustes Sensorsystem, Resttragfähigkeit; Abschlussbericht	
4. author(s) (family name, first name(s)) Horch, Clemens Rinder, Tassilo	5. end of project May 2015
	6. publication date
	7. form of publication
8. performing organization(s) (name, address) Fraunhofer Institute for High-Speed Dynamics, Ernst-Mach-Institut Eckerstraße 4 79104 Freiburg im Breisgau Germany	9. originator's report no. EMI-Report E 29/15
	10. reference no. 13N11742
	11. no. of pages 116
12. sponsoring agency (name, address) Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) 53170 Bonn	13. no. of references 48
	14. no. of tables 11
	15. no. of figures 83
16. supplementary notes none	
17. presented at (title, place, date) Not applicable	
18. abstract	
19. keywords Structural monitoring, collapse prediction, sensor networks, fiber optical sensing	
20. publisher	21. price