

Forschungsfonds für Kohle und Stahl
INNOSEIS Projekt RFCS-02-2015

Innovative Erdbebenschutzeinrichtungen und Erdbebenschutzsysteme

2017

Herausgegeben durch
Ioannis Vayas

**ECCS
CECM
E K S**



Innovative Erdbebenschutzeinrichtungen und Erdbebenschutzsysteme

1. Auflage, 2017

Veröffentlicht durch:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.steelconstruct.com

Alle Rechte vorbehalten. Jede Verwertung des Werkes, einschließlich seiner Teile, ist ohne vorherige Zustimmung des Herausgebers unzulässig. Dies gilt insbesondere für die elektronische, maschinelle oder sonstige Vervielfältigung, Verbreitung und Speicherung in Datenabfragesystemen.

ECCS übernimmt keine Haftung bezüglich des Inhaltes dieses Werkes für jegliche Weiterverwendung.

Copyright © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

Druck in Sersilito, Empresa Grafica Lda.

Legal deposit

PROLOG

Seit der Zeit, als die Göttin Athene den Riesen Enkelados während der Schlacht der Giganten unter dem Vulkan Ätna in Sizilien begraben hat, gibt es der griechischen Mythologie zufolge Erdbeben. Neuere Untersuchungen zeigen, dass Erdbeben neben Vulkanausbrüchen hervorgerufen durch den unzufriedenen Enkelados im Vulkan Ätna, unter anderem durch plattentektonische Verschiebungen ausgelöst werden. Unter allen Naturkatastrophen stellen Erdbeben die größte Bedrohung für Besitz und Leben dar. Auch wenn Erdbeben nicht zu verhindern sind, so lassen sich durch geeignete Konzepte, wie sie in dieser Arbeit vorgestellt werden, die negativen Auswirkungen auf Gebäude minimieren.

Dem internationalen Forschungsbedarf für erdbebensichere Strukturen entsprechend wurden in Europa umfangreiche Forschungsarbeiten zu dieser Thematik durchgeführt. Einige innovative Systeme, welche auf Energiedissipation und Dämpfung basieren, sind kürzlich im Rahmen von nationalen und europäischen Forschungsprojekten entworfen worden. Die dissipativen Teile dieser Systeme, auf welche sich der potentielle Schaden bei starken Erdbeben konzentriert, sind zum größten Teil klein und demontierbar, um bei Beschädigung ein einfaches Austauschen dieser zu ermöglichen. Trotzdem finden diese Systeme nur wenig Anwendung im Bereich des Stahlbaus, da in den Eurocodes keine Bemessungsregeln für diese enthalten sind und nur wenige Tragwerksplaner mit diesen Systemen vertraut sind. Das INNOSEIS Projekt, welches durch den Forschungsfonds für Kohle und Stahl (englisch: Research Fund for Coal and Steel – RFCS) unter der Mitarbeit von elf Partnern gefördert wurde, möchte diesen Mangel beheben. Zum einen sollen Kenntnisse über 12 innovative Erdbebenschutzsystemen zugänglich gemacht werden, um eine stärkere Verbreitung in der Anwendung zu erreichen. Zum anderen sollen Verfahren zur Verfügung gestellt werden, mit welchen neuartige Erdbebenschutzsysteme anhand eines standardisierten verhaltensbasierten Ansatzes in einen normengerechten Status überführt werden können, um zuverlässige Verhaltensbeiwerte zu bestimmen und sicherzustellen, dass das zugehörige Risiko innerhalb angemessener Grenzen bleibt.

Dieses Buch stellt 12 innovative Systeme in Form von Informationsbroschüren vor, von denen drei die Anforderungen nach der Norm EN 15129 erfüllen und somit als Erdbebenvorrichtungen gelten. Die Informationsbroschüren enthalten Beschreibungen der Systeme, experimentelle Untersuchungen, Bemessungsregeln, Tragwerksberechnungen und Anwendungsbeispiele. Zu den vorgestellten Systemen gehören

dissipative Anschlüsse, dissipative Verbindungen, dissipative Trägerstöße, austauschbare Schubverbinder und Schubfelder, modifizierte Diagonalstreben, rückzentrierende Einrichtungen sowie hysteretische Bauteile mit dreieckiger oder sichelförmiger Form.

Neben diesem Buch wurden weitere Dokumente erarbeitet und Maßnahmen durchgeführt, wie die Erstellung von Bemessungsrichtlinien, Etablierung von Verfahren zur Ermittlung von konsistenten Verhaltensbeiwerten, Bemessung von Fallstudien sowie die Organisation von Seminaren und Workshops, die zur Verbreitung dieser Inhalte beitragen sollen. Weitere Informationen zum INNOSEIS Projekt und den mitwirkenden Partnern sowie allen inbegriffenen Tätigkeiten sind auf der Website <http://innoseis.ntua.gr> zu finden. Die Inhalte dieser Arbeit sind gemeinsam mit allen Partnern des Projektes entstanden. Verfasser dieser Arbeit sind der Projektkoordinator und der Leiter des jeweiligen Arbeitspaketes. Die Partner des INNOSEIS Projektes sind:

National Technical University of Athens (Koordinator)	Griechenland
Politehnica University of Timisoara	Rumänien
Politecnico di Milano	Italien
Universita di Napoli Federico II	Italien
Universita di Pisa	Italien
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Deutschland
Instituto Superior Tecnico Lisbon	Portugal
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy	Bulgarien
Universiteit Hasselt	Belgien
Maurer Söhne Engineering GmbH & Co. KG	Deutschland
ECCS – European Convention for Constructional Steelwork	Belgien

AUTOREN

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)

Institut für Stahlkonstruktionen

EL-15780 Athen, Griechenland

Kapitel 1, 4

Autoren: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY

Forschungsgruppe Ingenieurbau

Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek, Belgien

Kapitel 2

Autoren: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)

Institut für Stahlbau

52074 Aachen, Deutschland

Kapitel 3

Autoren: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)

Fakultät für Architektur, Raumplanung und Ingenieurbau

Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Mailand, Italien

Kapitel 5

Autoren: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)

Fakultät für Bauingenieurwesen, Architektur und Georessourcen

Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lissabon, Portugal

Kapitel 6

Autoren: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)

Fakultät für Stahlkonstruktionen Strukturmechanik

Strada Ioan Curea 1, Timisoara, Rumänien

Kapitel 7, 8

Autoren von Kapitel 7: Adriana Chesoi, Aurel Stratan, Dan Dubina

Autoren von Kapitel 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

UNIVERSITET PO ARCHITEKTURA STROITELSTVO I GEODEZIJA (UACEG)

Fakultät für Stahl- und Holzkonstruktionen

1 Hr. Smirnski blvd. 1046 Sofia, Bulgarien

Kapitel 9

Autoren: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITY OF PISA (UNIFI)

Fakultät für Bau- und Wirtschaftsingenieurwesen

56122 Pisa, Italien

Kapitel 10

Autoren: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE)

Frankfurter Ring 193

80807 München, Deutschland

Kapitel 11, 12

Autoren von Kapitel 11: Christiane Butz

Autoren von Kapitel 12: Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

INHALT

Prolog	I
Autoren	III
Inhalt	V
1 INERD BOLZENVERBINDUNGEN	1
1.1 EINLEITUNG	1
1.2 BESCHREIBUNG DER INERD BOLZENVERBINDUNG	1
1.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND	4
1.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN INERD BOLZENVERBINDUNGEN	7
1.5 BEMESSUNGSREGELN	14
1.6 ANALYSEN AN 2D-GEBÄUDERAHMEN	24
1.7 FAZIT	36
1.8 ANWENDUNGSFELD	37
1.9 VERÖFFENTLICHUNGEN	37
1.10 BIBLIOGRAPHIE	38
2 INERD U-VERBINDUNGEN	40
2.1 EINLEITUNG	40
2.2 BESCHREIBUNG DER U-VERBINDUNG	40
2.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND	42
2.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN U-VERBINDUNGEN	42
2.5 ERDBEBENBEMESSUNG EINES BAUWERKRAHMENS	44
2.6 ANWENDUNGSFELD	50
2.7 BIBLIOGRAPHIE	50
3 FUSEIS TRÄGERVERBINDER	53
3.1 EINLEITUNG	53
3.2 BESCHREIBUNGUNG DES FUSEIS TRÄGERSYSTEMS	53
3.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND	56
3.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN FUSEIS TRÄGERVERBINDERN	58
3.5 BEMESSUNGSREGELN	67
3.6 ANALYSEN AN 2D GEBÄUDERAHMEN	75
3.7 FAZIT	91
3.8 ANWENUNGSFELD	93
3.9 VERÖFFENTLICHUNGEN	93
3.10 BIBLIOGRAPHIE	93
4 FUSEIS BOLZENVERBINDER	95
4.1 EINLEITUNG	95
4.2 BESCHREIBUNG DES FUSEIS BOLZENSYSTEMS	95
4.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND	98
4.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN FUSEIS BOLZENVERBINDERN	99
4.5 BEMESSUNGSREGELN	107
4.6 ANALYSEN AN 2D GEBÄUDERAHMEN	117
4.7 FAZIT	136
4.8 ANWENDUNGSFELD	137
4.9 VERÖFFENTLICHUNGEN	137
4.10 BIBLIOGRAPHIE	137

5	FUSEIS GESCHRAUBTE TRÄGERSTÖßE.....	140
5.1	EINLEITUNG.....	140
5.2	BESCHREIBUNG DER FUSEIS GESCHRAUBTEN TRÄGERSTÖßE	140
5.3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	142
5.4	ANALYISCHE MODELLE	152
5.5	BEMESSUNGSREGELN.....	155
5.6	BERECHNUNG UND BEMESSUNG VON 2D RAHMEN	165
5.7	ANWENDUNGSFELD.....	178
5.8	FAZIT	178
5.9	VERÖFFENTLICHUNGEN	179
5.10	BIBLIOGRAPHIE	179
6	FUSEIS GESCHWEIßTE TRÄGERSTÖßE	180
6.1	EINLEITUNG.....	180
6.2	BESCHREIBUNG DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE	181
6.3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE.....	182
6.4	NUMERISCHE MODELLIERUNG DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE... ..	191
6.5	BEMESSUNGSLEITFÄDEN	192
6.6	BERECHNUNGEN AN EINEM 3D GEBÄUDE.....	202
6.7	ABSCHLIEßENDE ANMERKUNGEN	216
6.8	BIBLIOGRAPHIE	217
6.9	ANHANG A.....	219
7	AUSTAUSCHBARER GESCHRAUBTER VERBINDER.....	220
7.1	EINLEITUNG.....	220
7.2	BESCHREIBUNG DES AUSTAUSCHBAREN GESCHRAUBTEN VERBINDERSYSTEMS.....	220
7.3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN AUSTAUSCHBAREN GESCHRAUBTEN VERBINDERSYSTEMEN	222
7.4	BEMESSUNGSREGELN.....	229
7.5	ANALYSE VON 2D-GEBÄUDERAHMEN	236
7.6	FAZIT	253
7.7	ANWENDUNGSFELD.....	253
7.8	VERÖFFENTLICHUNGEN	254
7.9	BIBLIOGRAPHIE	254
8	AUSTAUSCHBARE SCHUBBLECHE	256
8.1	EINLEITUNG.....	256
8.2	BESCHREIBUNG DER AUSTAUSCHBAREN SCHUBBLECHE	256
8.3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN SCHUBBLECHEN	259
8.4	BEMESSUNGSREGELN	267
8.5	ANALYSE AN 2D-GEBÄUDERAHMEN.....	276
8.6	FAZIT	289
8.7	ANWENDUNGSFELD.....	289
8.8	VERÖFFENTLICHUNGEN	290
8.9	BIBLIOGRAPHIE	290
9	MIT KONZENTRISCHEN VERBÄNDEN AUSGESTEIFTER RAHMEN MIT MODIFIZIERTEN DIAGONALSTREBEN (CBF-MB).....	292

9.1	EINLEITUNG	292
9.2	BESCHREIBUNG DES CBF-MB SYSTEMS	293
9.3	ANALYTISCHE MODELLE	296
9.4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	298
9.5	BEMESSUNGSREGELN	308
9.6	BERECHNUNGEN UND BEMESSUNG VON 2D-RAHMEN	319
9.7	FAZIT	336
9.8	ANWENDUNGSFELD	337
9.9	VORHERIGE VERÖFFENTLICHUNGEN	337
9.10	BIBLIOGRAPHIE	337
10	RÜCKZENTRIERENDE STAHLVORRICHTUNG	339
10.1	EINLEITUNG	339
10.2	DIE RÜCKZENTRIERENDE STAHLVORRICHTUNG (SSCD)	343
10.3	MECHANISCHES MODELL UND EXPERIMENTELLE ÜBERPRÜFUNG DER SSCD ..	346
10.4	ANWENDUNG AUF DIE BEMESSUNG EINES GEWERBE GEBÄUDES (EINE FALLSTUDIE)	358
10.5	FAZIT	377
10.6	ANWENDUNGSFELD	379
10.7	VERÖFFENTLICHUNGEN	379
10.8	BIBLIOGRAPHIE	379
11	DREIECKFÖRMIGE HYSTERETISCHE STAHLVORRICHTUNG (TRSH) .	381
11.1	EINLEITUNG	381
11.2	BESCHREIBUNG DES DREIECKFÖRMIGEN HYSTERETISCHEN AUSSTEIFUNGSSYSTEMS AUS STAHL	381
11.3	ANALYTISCHES MODELL	385
11.4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	390
11.5	BEMESSUNGSREGELN	399
11.6	2D-RAHMEN DER FALLSTUDIE	404
11.7	FAZIT	413
11.8	ANWENDUNGSFELD	414
11.9	BIBLIOGRAPHIE	414
12	MONDFÖRMIGE HYSTERETISCHE STAHLVORRICHTUNG (MSSH).....	415
12.1	EINLEITUNG	415
12.2	BESCHREIBUNG DER MONDFÖRMIGEN HYSTERETISCHEN STAHLVORRICHTUNG	415
12.3	TRAGWERKSMODELLE	417
12.4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN MSSH-VORRICHTUNGEN	421
12.5	BEMESSUNGSREGELN	429
12.6	ANALYSEN EINES 2D-GEBÄUDERAHMENS	436
12.7	FAZIT	445
12.8	ANWENDUNGSFELD	445
12.9	BIBLIOGRAPHIE	446

1 INERD BOLZENVERBINDUNGEN

1.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsprogramms “Zwei Innovationen für erdbebensichere Bemessung” (englisch: “Two Innovations for Earthquake Resistant Design”, Akronym: INERD) des Forschungsfonds für Kohle und Stahl, unter der Vertragsnummer 7210-PR-316, wurden zwei innovative dissipative Verbindungen eingeführt. Namentlich handelt es sich um die U- und die Bolzenverbindung, wobei letztere in dieser Informationsbroschüre vorgestellt wird.

Das INERD Projekt umfasste umfangreiche experimentelle, numerische und analytische Untersuchungen der Bolzenverbindung und führte zu dem Entwurf eines vorläufigen Bemessungsleitfadens. Dies alles wurde in zugehörigen technischen Berichten und Publikationen vorgestellt.

Das Ziel dieser Informationsbroschüre ist den Aufbau der INERD Bolzenverbindung zu beschreiben und die grundlegende Funktionsweise aufzuzeigen. Einige typische experimentelle und analytische Ergebnisse werden ebenfalls vorgestellt. Der Schwerpunkt jedoch liegt auf Modellierungshinweisen und Bemessungsregeln, welche für die Tragwerksberechnung und Bemessung von Tragwerken mit INERD Bolzenverbindungen notwendig sind. Zudem wird der Bezug zu einer detaillierten Fallstudie hergestellt, wo diese Regeln Anwendung finden.

1.2 BESCHREIBUNG DER INERD BOLZENVERBINDUNG

Die INERD Bolzenverbindung wird zwischen der vertikalen Diagonalstrebe und der Stütze eines Gebäudes verwendet und kann in verschiedenen Anordnungen realisiert werden. Eine mögliche Anordnung findet sich in Abb. 1.1. Diese besteht aus zwei außenliegenden Platten, welche durch Schweißen oder Schrauben an den Flanschen der Stütze befestigt werden, und einer oder zwei innenliegenden Platten, welche an das Ende der Diagonalstrebe geschweißt werden. Ein Bolzen, welcher einen rechteckigen, abgerundeten oder kreisförmigen Querschnitt haben kann, wird durch entsprechend große Löcher durch alle Platten geführt. Die starke Achse des Bolzenquerschnitts kann parallel oder senkrecht zu der Achse der Diagonalstrebe verlaufen.

Die anfängliche Anordnung der Verbindung basierte auf einer innenliegenden Platte und einem rechteckigen Bolzen (Abb. 1.1a). Dies wurde nachträglich abgeändert um mehr Anordnungsmöglichkeiten zu erhalten. Im Laufe des INERD Projektes wurden Verbindungen mit zwei geschweißten innenliegenden und zwei geschraubten außenliegenden Platten untersucht (Abb. 1.1b). Es wurden Bolzen mit rechteckigem

und abgerundetem Querschnitt verwendet. Versuche der Konfiguration mit einer innenliegenden Platte wurden im Rahmen eines nationalen Forschungsprojektes durchgeführt.

Das Verhalten der Verbindung ist relativ einfach und kann durch einen Träger, der einer 3- oder 4-Punkt-Biegung ausgesetzt ist, modelliert werden. Das Element, welches sich wie ein Träger verhält, ist der Bolzen, welcher an der Stelle der außenliegenden Platten gelagert ist. Die Normalkraft der Diagonalstrebe wird durch die innenliegenden Platten zu den entsprechenden Stellen des Bolzens geleitet und verhält sich abhängig von der Anzahl der innenliegenden Platten wie eine oder zwei Einzellasten. Da der Normalkraftwiderstand der Verbindung durch die Biegung des Bolzens entsteht, ist der Widerstand unabhängig von der Richtung der Normalkraft. Als Ergebnis zur Unterscheidung der zwei Fälle, lässt sich feststellen, dass "die Platten der INERD Verbindung unter Druck stehen", wenn die Diagonalstrebe Druck ausgesetzt ist, und im entgegengesetzten Fall "die Platten der INERD Verbindung unter Zug stehen".

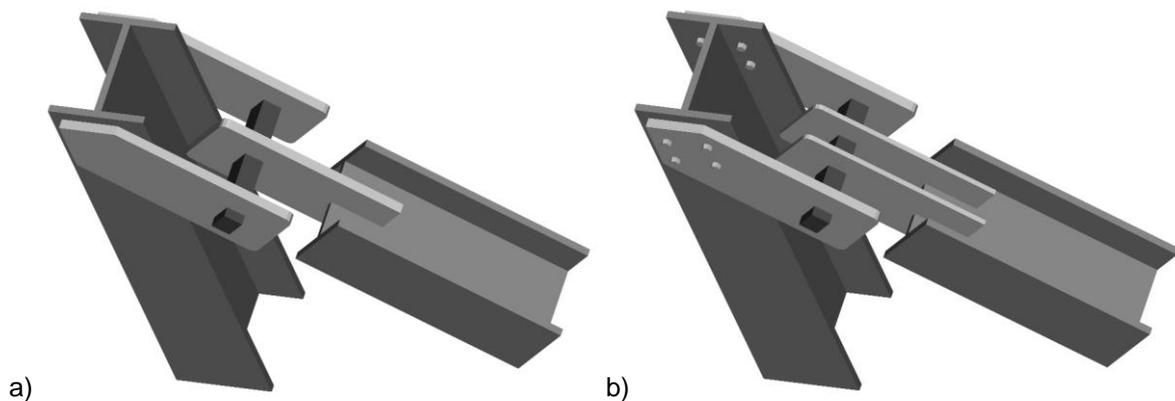


Abb. 1.1: Mögliche Konfigurationen der INERD Bolzenverbindung

Die Verbindung wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT, englisch: Ultimate Limit State) ohne Berücksichtigung der seismischen Einwirkungskombinationen bemessen, sodass der Bolzen elastisch bleibt. Im Fall des Bemessungserdbebens jedoch, werden die Druckstreben aktiviert und signifikanten Normalkräften ausgesetzt. Dies führt zur Plastifizierung des Bolzens und zur Dissipation der seismischen Energie. Der Widerstand der Verbindung einschließlich der erwarteten Überfestigkeit wird niedriger festgelegt als der Widerstand der Diagonalstrebe gegen Knicken und offensichtlich Zug. Dies hat zur Folge, dass der gängige Dissipationsmechanismus eines durch konzentrische Verbände ausgesteiften Rahmens (englisch: Centrally Braced Frame, CBF), welcher hauptsächlich durch Fließen der Zugdiagonalen entsteht, sich nicht entwickeln kann. Stattdessen ist die Plastifizierung auf die INERD Verbindungen begrenzt, in welchen sich im Bolzen an der Stelle der Platten Fließgelenke bilden. Aufgrund der Überführung der Normalkraft in eine Biegung

des Bolzens, welche unabhängig von der Richtung der Kraft ist, zeigen INERD Verbindungen ein ähnliches Verhalten für die Zug- und Druckdiagonalen.

Die typischen INERD Verbindung unter Zug ist in Abb. 1.2 dargestellt. Im ersten Lastzustand, in welchem sich die Lagerungen gelenkig verhalten sodass der Träger einfach gelagert ist (Abb. 1.2a), konzentriert sich das Moment des Bolzens auf dessen Mitte (3- oder 4-Punkt-Biegung). Wenn das angreifende Moment gleich groß wird wie der plastische Biegewiderstand des Bolzens, bilden sich Gelenke an der Stelle der innenliegenden Platten und der Bolzen verformt sich signifikant (Abb. 1.2b). Wie in den experimentellen Untersuchungen gezeigt, kann der Bolzen sehr große Verschiebungen (in Größenordnung der Höhe des Bolzens oder größer) aushalten. Daraus folgt für den zweiten Lastzustand ein beginnendes Verhalten der Endauflager als Einspannungen, sodass der Widerstand der Verbindung sich weiter erhöht bis sich auch an den Lagerungen Fließgelenke bilden (Abb. 1.2c). Im finalen Lastzustand ist der Widerstand des Bolzens vollständig ausgenutzt und die verbleibende, relativ geringe Steifigkeit der Verbindung geht hauptsächlich auf Materialverfestigung und die Ausweitung der plastischen Zonen zurück.

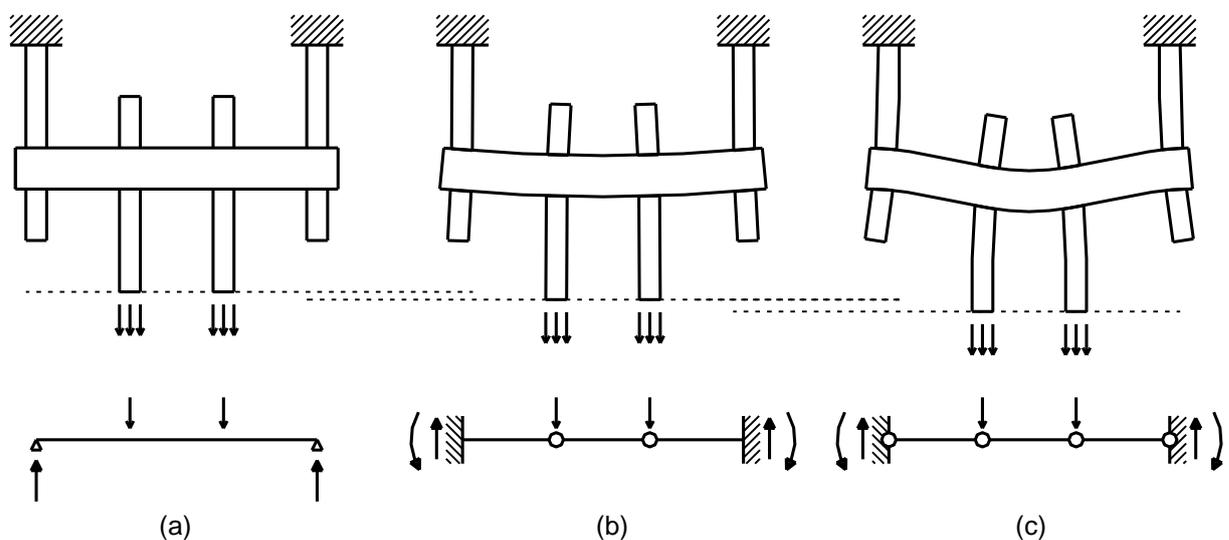


Abb. 1.2: Lastzustände der INERD Bolzenverbindung und zugehöriges statisches System

Es versteht sich von selbst, dass dieses vereinfachte Modell eines idealen Trägers unter Biegung auf mehreren Annahmen basiert, wie dem Vernachlässigen von Wechselwirkungen von Schub und Biegung und den seitlichen Krümmungen oder der relativen Rotation der Platten. Trotzdem ist die Genauigkeit des Modells hinreichend für eine vorläufige Bemessung und hauptsächlich ist es ein hilfreicher Ansatz zur Darstellung der grundlegenden Eigenschaften und Besonderheiten der Verbindung.

Durch Variation der Anzahl der ausgesteiften Rahmen pro Richtung, der Kalibrierung der Platten und der Abmessungen der Bolzen, bietet die INERD Bolzenverbindung vielseitige Möglichkeiten für die effiziente Bemessung einer erdbebensicheren Stahlstruktur.

1.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND

Für die vorläufige Bemessung der INERD Bolzenverbindung und die Dimensionierung der Prüfkörper wird ein vereinfachtes Trägermodell eingeführt. Dieses Modell basiert auf der Annahme, dass sich der Bolzen je nach Lastzustand als einfach gelagerter oder eingespannter Träger verhält, mit Einzellasten, die an der Stelle der innenliegenden Platten angreifen. Der äquivalente Träger (Abb. 1.3a) bildet das Verhalten der Verbindung in einer trilinearen Kurve ab, wie in Abb. 1.3 dargestellt. Die Spanne d_{ext} des Trägers wird dem lichten Abstand der außenliegenden Platten gleichgesetzt. Die Normalkraft der Diagonalstrebe wird durch zwei Einzelkräfte abgebildet, welche in einer Entfernung a von den Lagerungen angesetzt werden, was dem lichten Abstand zwischen den innen- und außenliegenden Platten entspricht. Anzumerken ist, dass der Begriff Längsverformung oder Längswiderstand der Verbindung einen Vektor beschreibt, der parallel zu der Achse der Diagonalstrebe verläuft.

Wie in Abb. 1.3 gezeigt, kann die Verbindung durch zwei verschiedene statische Systeme abgebildet werden, wobei das erste für eine Belastung zwischen den Punkten O und I gilt und das zweite für eine Belastung zwischen den Punkten I und II gilt. Das erste System stimmt mit einem einfach-gelagerten Träger unter 4-Punkt-Biegung überein, was bedeutet, dass die Enden des Trägers frei rotieren können ($K_{sup} = 0$). Dieses System beschreibt die Reaktion der Verbindung auf den anfänglichen Lastzustand bis sich an den Stellen, an denen die Einzellasten angreifen (Punkt I in Abb. 1.3b), ein Fließgelenk bildet. Folgend erhöht sich die Längsverformung stärker und die Enden des Bolzens sind durch die außenliegenden Platten eingespannt ($K_{sup} = \infty$), sodass die freie Rotation dieser nicht mehr möglich ist. Daraus folgt, dass sich an den Endauflagern Momente entwickeln, welche größer werden bis sich an diesen Stellen ebenfalls Fließgelenke bilden, sodass Punkt II in Abb. 1.3b erreicht ist.

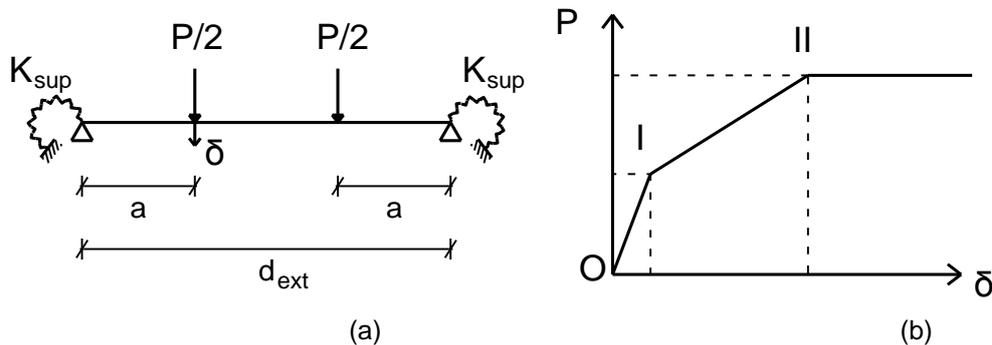


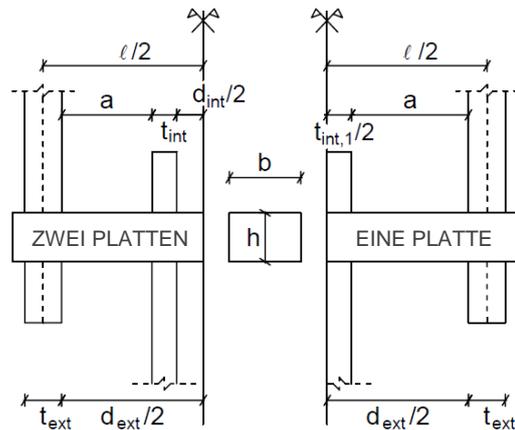
Abb. 1.3: Vereinfachtes analytisches Trägermodell: (a) äquivalentes statisches System und (b) trilineare Kurve der Normalkraft zu Verformung

Die Gleichungen des einfachen analytischen Modells sind in Tabelle 1.1 zusammengefasst, in welcher ebenso Abbildungen aus FE Analysen zur Darstellung der Spannungsverteilung in den Lastzuständen dargestellt sind, die mit Punkt I und II übereinstimmen. Um sicherzustellen, dass dieses Modell korrekte Ergebnisse liefert, hat es sich bewährt einige einfache geometrische Einschränkungen (zum Beispiel eine minimale Plattendicke und einen minimalen Abstand zwischen den Platten), wie in Tabelle 1.3 gegeben, einzuhalten. In jedem Fall muss beachtet werden, dass die Abweichungen von den Ergebnissen des detaillierten Modells in §1.5.2 relativ groß ausfallen können, sodass mit dem vereinfachten Modell errechnete Werte als indikativ angesehen und nur für eine vorläufige Bemessung der Verbindungen verwendet werden sollten.

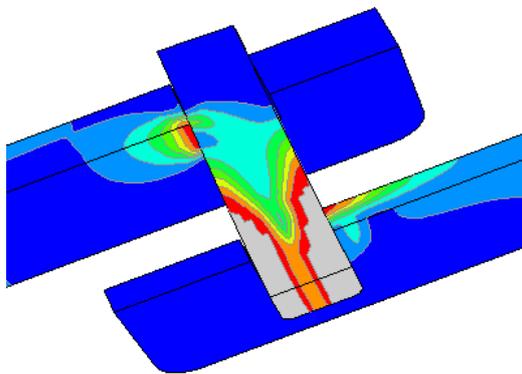
Tabelle 1.1: Überblick über das vereinfachte Model der INERD Bolzenverbindung [28]

	Normalkraft	Längsverformung
Punkt I Fließen "y"	$P_y = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_y = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot \ell^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4a)$
Punkt II Maximalwert "u"	$P_u = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Überfestigkeit für Kapazitätsbe- messung	$1,3 \cdot P_u$	
Verformungskapazität	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{lim} = 0.8 \cdot a$

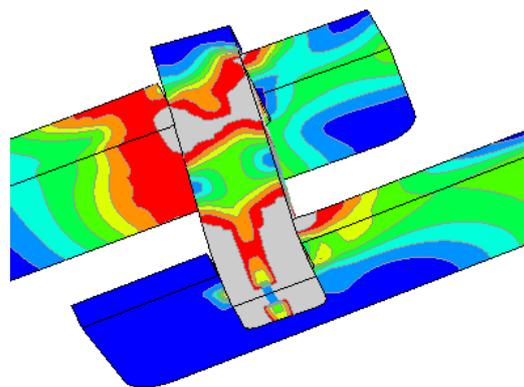
- ℓ = Achsenabstand zwischen den außenliegenden Platten
- a = lichter Abstand zwischen außen- und innenliegender Platte
- α = a / ℓ
 $\approx 0,5$ für eine innenliegende Platte
- d_{ext} = lichter Abstand zwischen den außenliegenden Platten
- d_{int} = lichter Abstand zwischen den innenliegenden Platten
 $= 0$ für eine innenliegende Platte
- t_{ext} = Dicke der außenliegenden Platten
- t_{int} = Dicke der innenliegenden Platten
 $= \text{halbe Dicke}$ für eine innenliegende Platte
- E = Elastizitätsmodul des Stahls
- f_y = Fließspannung des Stahls
- I = Flächenträgheitsmoment des Bolzenquerschnitts
- W_{pl} = plastisches Widerstandsmoment des Bolzenquerschnitts
- M_{pl} = plastisches Widerstandsmoment des Bolzens



Für Bolzen mit rechteckigem Querschnitt:
 $W_{pl} = b \cdot h^2 / 4$
 $I = b \cdot h^3 / 12$
 h, b = Höhe und Breite des Bolzens



Von Mises Spannung bei Punkt I



Von Mises Spannungen bei Punkt II

1.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN INERD BOLZENVERBINDUNGEN

1.4.1 Experimentelle Untersuchungen an einzelnen Verbindungen

1.4.1.1 Versuchsaufbau, Beschreibung von Prüfkörpern und Belastungsgeschichte

Die Tests an den einzelnen Verbindungen fanden in der IST Lissabon (Instituto Superior Técnico, deutsch etwa: Technische Hochschule Lissabon) statt und sind im Lissabonner Abschlussbericht detailliert beschrieben [12]. Die Prüfkörper umfassten vier Platten und einen Bolzen mit rechteckigem oder abgerundetem Querschnitt. Die innen- und außenliegenden Platten sind durch deutlich dickere Platten miteinander verbunden, welche durch das Herstellen einer steifen seitlichen Abstützung die Stütze und Diagonalstrebe ersetzen. Gleichzeitig verbinden sie die Prüfkörper mit dem Equipment des Versuchsaufbaus, sodass die Last lotrecht auf die Bolzenachsen aufgebracht werden kann. Der Versuchsaufbau für einzelne Verbindungen ist in Abb. 1.4 dargestellt.

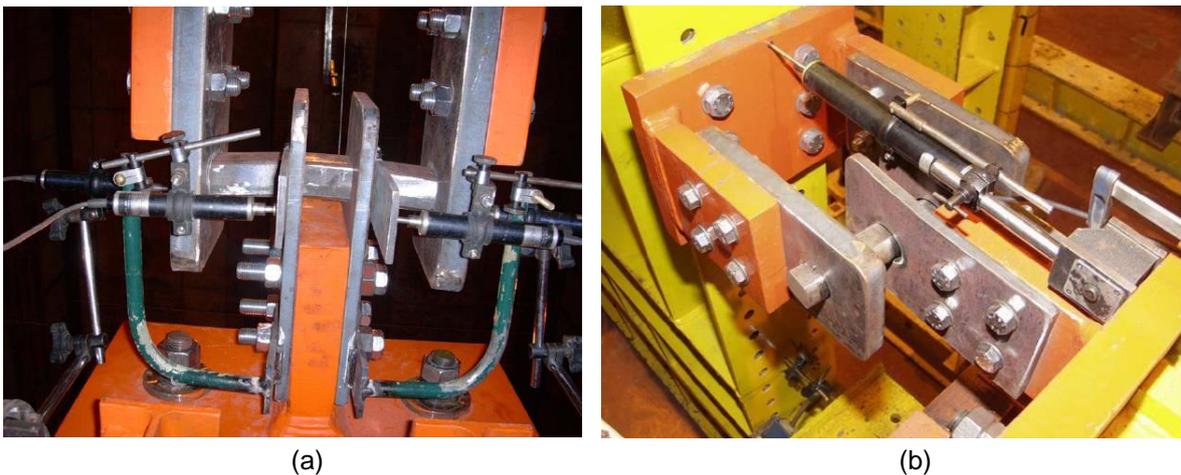


Abb. 1.4: Lissabonner Versuchsaufbauten für einen Bolzen mit (a) rechteckigem und (b) abgerundetem Querschnitt

Insgesamt wurden vier Prüfkörpertypen für viele verschiedene Kombinationen des Bolzenquerschnitts mit dem Abstand der innenliegenden Platten untersucht, wie in Tabelle 1.2 dargestellt. Die Stahleigenschaften von vielen verschiedenen Teilen wurden aus Materialuntersuchungen abgeleitet, die an Materialproben durchgeführt wurden, die bei der Herstellung der vielen verschiedenen Teile der Verbindung erstellt wurden.

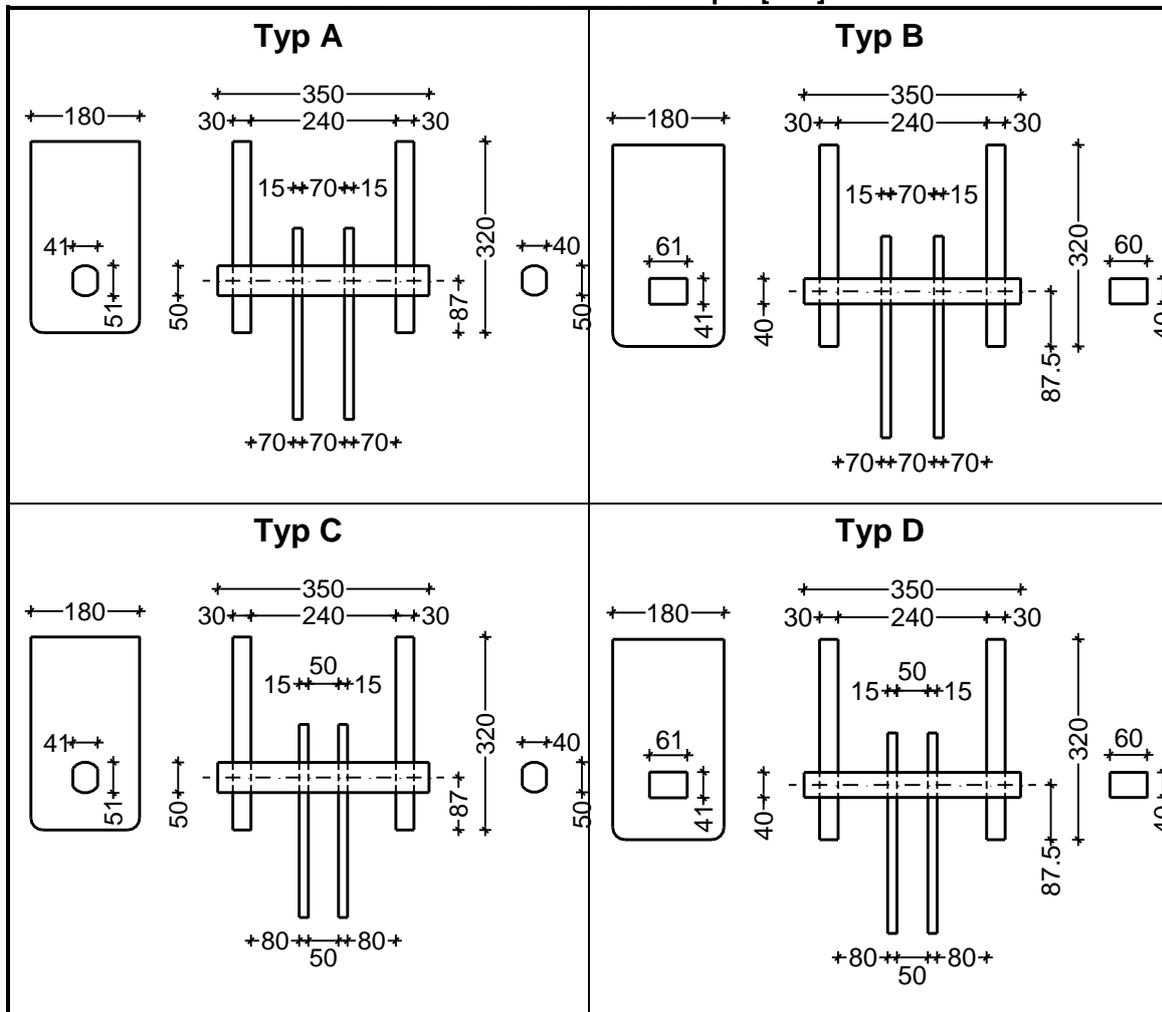
Die Prüfkörper wurden drei Belastungsarten ausgesetzt, immer unter Kontrolle der angesetzten Verschiebung der innenliegenden Platten:

- Monotone Druckbelastung.
- Zyklische Belastung mit Zyklen von ansteigender Größenordnung nach den Vorgaben des ECCS (englisch: European Convention for Constructional

Steelwork) [20]. Insbesondere unter der Annahme einer Fließverschiebung gleich $\bar{\delta}_y$ (analytisch berechnet zu gleich 5 mm), umfasst diese Belastung eine Reihe von einfachen Lastzyklen mit Größenordnungen von $\frac{1}{4} \cdot \bar{\delta}_y$, $\frac{1}{2} \cdot \bar{\delta}_y$, $\frac{3}{4} \cdot \bar{\delta}_y$ und $\bar{\delta}_y$, die nacheinander in beide Belastungsrichtungen angesetzt werden. Danach werden für jedes Vielfache der Fließverformung ($2 \cdot \bar{\delta}_y$, $3 \cdot \bar{\delta}_y$, $4 \cdot \bar{\delta}_y$ usw.) bis zum Versagen des Prüfkörpers dreifache Belastungszyklen angewandt.

- Zyklische Belastung mit Zyklen konstanter Amplitude. Insbesondere wurden die rechteckigen Bolzen Zyklen der Gesamtbreite 30, 40, 50 und 60mm ausgesetzt, während Zyklen von 40 und 60mm auf die abgerundeten Bolzen aufgebracht wurden.

Tabelle 1.2: Maße der Prüfkörper [mm]



1.4.1.2 Ergebnisse der monotonen Prüfungen

Die Bolzenverbindungen zeigten ein duktileres Verhalten mit erheblicher Belastungszunahme nach dem Erreichen des plastischen Bereichs, der durch Materialverfestigung und die Änderung des Tragmechanismus hervorgerufen wurde wie in §1.3 beschrieben. Die Daten, die für alle Versuche erfasst oder berechnet wurden, waren

die Belastungsverlagerungsgeschichte, die dissipierte Energie (insgesamt und plastisch) und die Verbindungssteifigkeit. Voraussagenerlaubende Ergebnisse sind in Abb. 1.1 dargestellt.

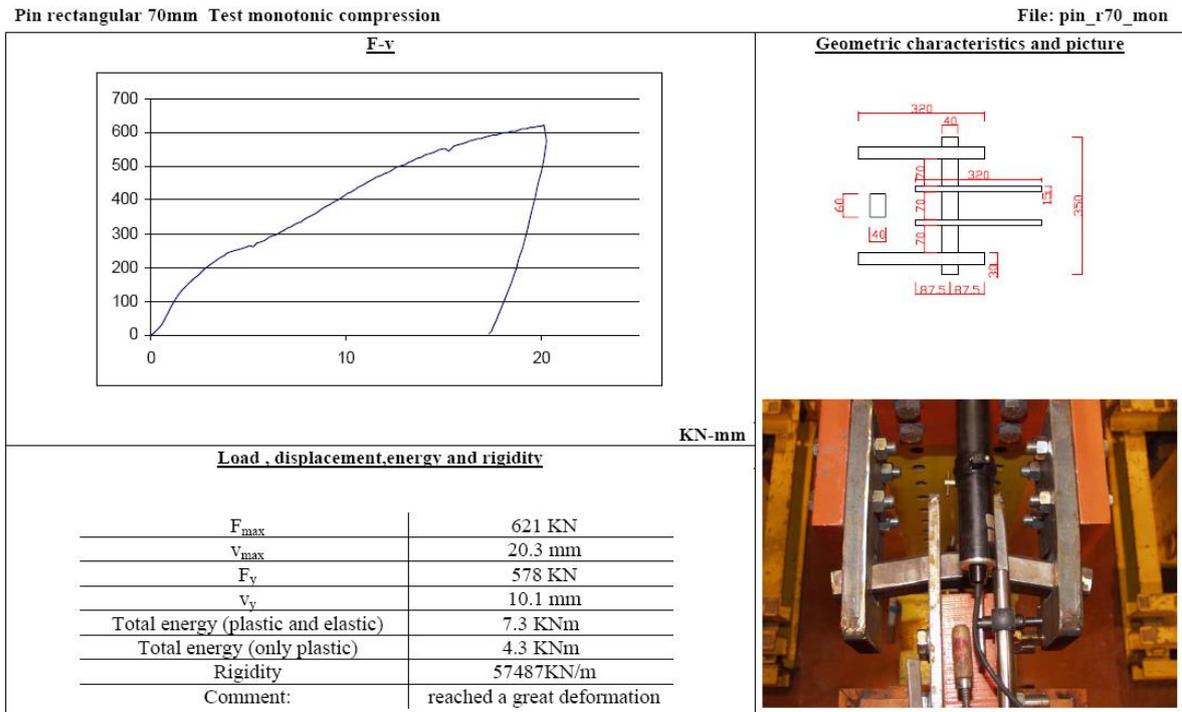


Abb. 1.5: Indikative Ergebnisse bei monotonem Druck – Prüfkörper “Typ B”

1.4.1.3 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Unter zyklischer Belastung zeigten die Bolzenverbindungen ein hervorragendes Dissipationsverhalten mit breiten Hystereseschleifen und einem signifikanten Widerstand gegen niedrig-zyklische Ermüdung. Es wurde festgestellt, dass die monotone Kurve praktisch identisch mit der Hüllkurve der zyklischen Belastung ist. Es wurde zudem beobachtet, dass die Schleifen signifikant schmaler wurden und dass der Widerstand bei Druckbelastung geringfügig höher ist als der Widerstand unter Zug, welches durch die seitliche Biegung der Platten und die unterschiedliche Biegesteifigkeit erklärt werden kann, die sie als Lagerungen bieten.

Die Daten, die für alle Versuche erfasst oder berechnet wurden, waren die Belastungsverlagerungsgeschichte, die Zyklenzahl bis zum Versagen, die dissipierte Energie (gesamt und pro Halbzyklus) und die Verbindungssteifigkeit für jeden Zyklus. Indikative Ergebnisse sind in Abb. 1.6 dargestellt.

Aus den Versuchen mit konstanten Amplituden (Abb 1.7) wurden Ausgleichskurven und Wöhlerkurven abgeleitet, um das Bolzenverhalten unter niedrig-zyklischer Ermüdung zu bewerten. Dieses erwies sich als sehr gut, was vor allem auf das Fehlen von Schweißnähten oder Kerben in der Nähe des Plastifizierungszonen zurückzuführen ist.

Pin rectangular 70mm Test ECCS

File: pin_r70_eccs

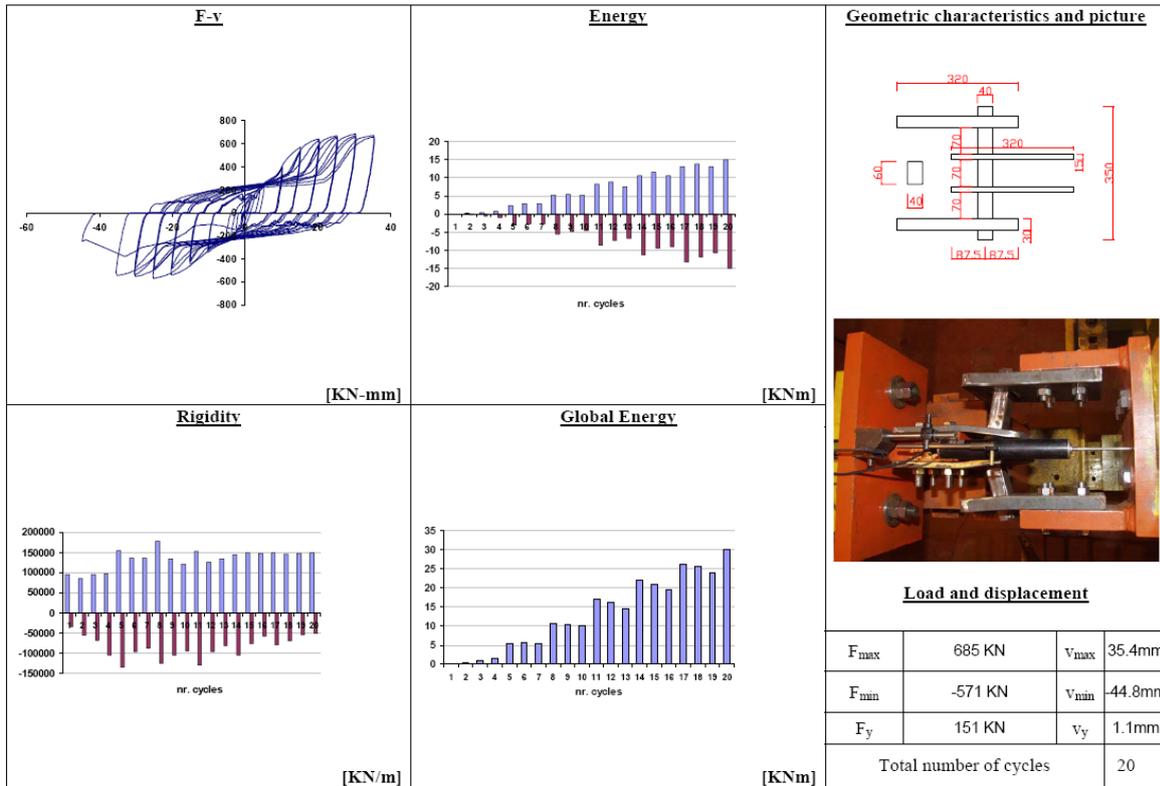


Abb. 1.6: Indikative Ergebnisse der ECCS Belastung – Prüfkörper “Typ B”

Pin rectangular 70mm Test 30mm

File: pin_r70_d30

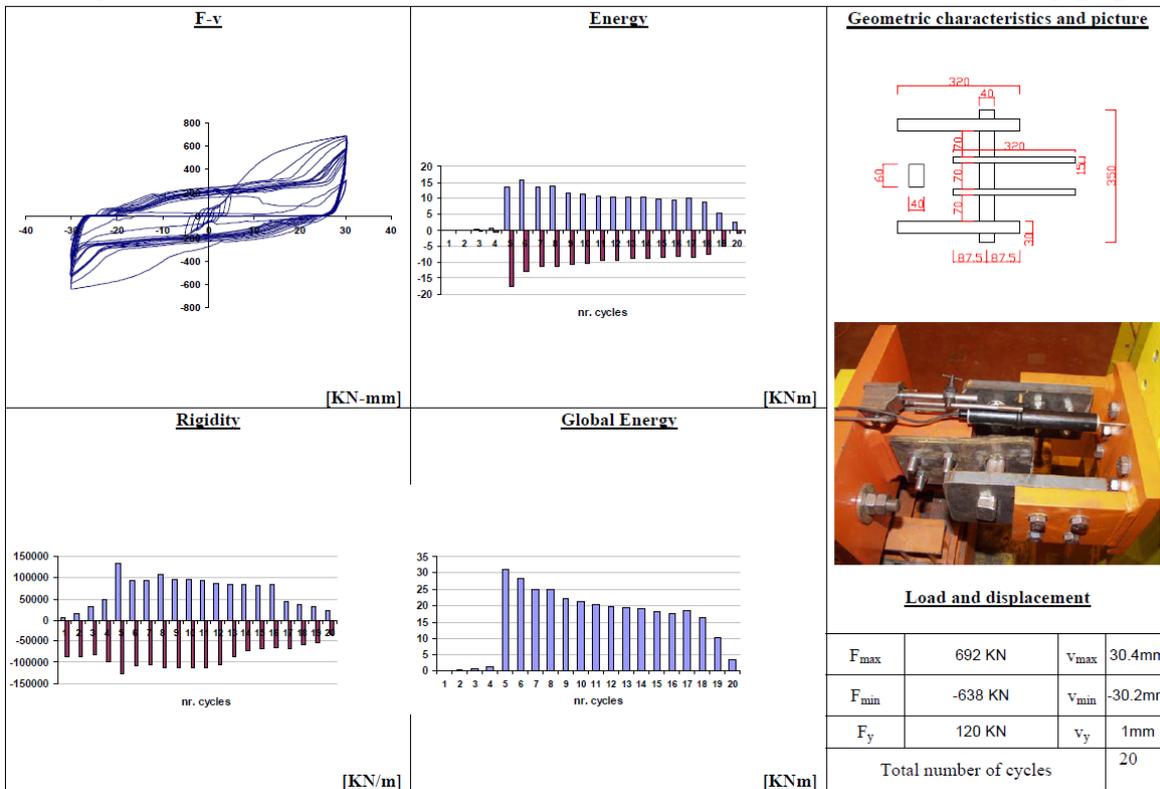


Abb. 1.7: Indikative Ergebnisse, Belastung mit konst. Amplitude ($\pm 30\text{mm}$) – Prüfkörper “Typ B”

1.4.2 Experimentelle Untersuchungen am gesamten Rahmen

1.4.2.1 Versuchsaufbau, Beschreibung der Prüfkörper und Belastungsgeschichte

Zusätzlich zu den Tests an einzelnen Verbindungen wurden Großversuche an einem Rahmen mit INERD Verbindungen durchgeführt, um besser zu verstehen, wie sich die Verbindungen als Teil einer realistischeren Struktur verhalten würden. Diese Versuche fanden im Politecnico di Milano (deutsch: Polytechnische Universität Mailand) statt und sind im Abschlussbericht von Mailand detailliert beschrieben [13]. Der Rahmenprüfkörper hatte eine Höhe von 3,00m und eine Breite von 3,40m (Abb. 1.8). Der Stützenquerschnitt war HEB 240, der Trägerquerschnitt war HEB 200 und der Querschnitt der Diagonalstreben war HEB 160. Die INERD Bolzenverbindungen waren dieselben wie diejenigen, die in Tabelle 1.2 vorgestellt wurden.



Abb. 1.8: Versuchsaufbau Mailand

Die Prüfkörper wurden zwei Belastungsarten ausgesetzt, immer unter Kontrolle der angesetzten Verschiebung oben am Rahmen:

- Zyklische Belastung mit Zyklen von ansteigender Größenordnung nach den Vorgaben des ECCS wie in §1.4.1.1 beschrieben. Die Fließverformung δ_y wurde analytisch zu gleich 6mm berechnet. Die anfänglichen Belastungszyklen (kleiner als δ_y) wurden aus praktischen Gründen vernachlässigt.

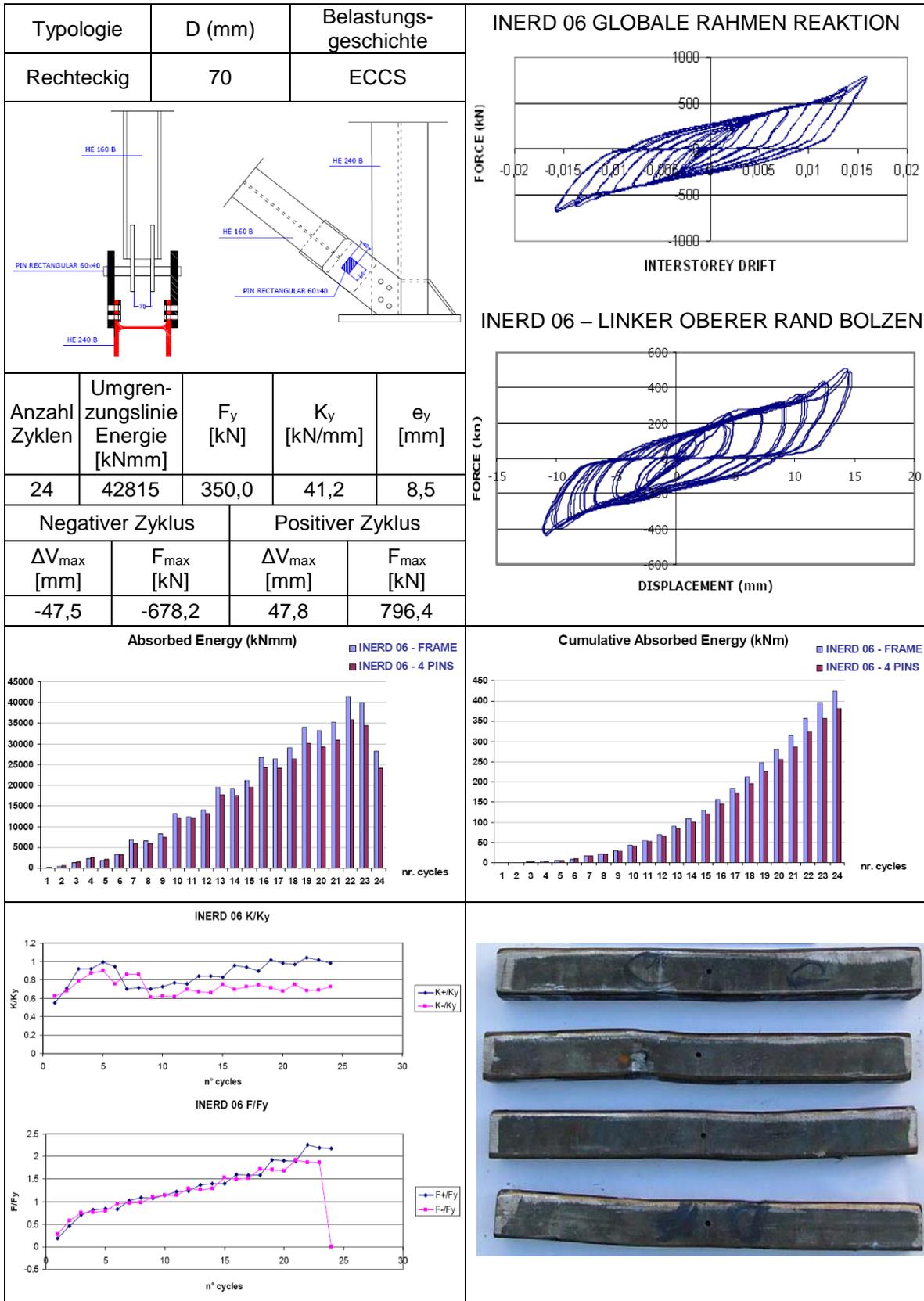


Abb. 1.9: Indikative Ergebnisse der ECCS zyklischen Belastung (Mailand) – Prüfkörper “Typ B”

- Zyklische Belastung, die mit der Reaktion der Struktur bei einem realen Erdbeben übereinstimmt. Insbesondere stimmt die angesetzte Verschiebung mit der Reaktion des ersten Stockwerks eines typischen sechsgeschossigen Gebäudes überein, wie durch nichtlineare dynamische Berechnungen definiert. Aufgrund der Beschränkungen des Equipments wurde die Last als quasi-statisch und nicht in Echtzeit angesetzt.

1.4.2.2 Versuchsergebnisse

Mit den Versuchsergebnissen der Rahmen wurde gezeigt, dass die Bolzenverbindungen ein ausgezeichnetes dissipatives Verhalten aufweisen und es wurde bestätigt, dass im globalen Verhalten eines Rahmens, der solche Verbindungen enthält, keine Probleme zu erwarten sind. Die Versuche verifizierten zudem, dass keine lokalen Probleme in der Verbindung auftraten, wie z. B. aufgrund der relativen Rotation und der seitlichen Verformung der Platten, aufgrund von Schlupf oder Torsion des Bolzens usw.

Voraussagenerlaubende Ergebnisse der Versuche mit Rahmen sind in Abb 1.9 dargestellt. Die aufgezeichneten Daten sind ähnlich wie bei den einzelnen Verbindungen. Es kann beobachtet werden, dass der "positive" Widerstand, der mit dem "Ziehen" des Prüfrahmens übereinstimmt, geringfügig höher ist als der "negative" Widerstand, der dem "Drücken" des Rahmens entspricht. Eine solche Reaktion ist typisch für experimentelle Untersuchungen, da die Effekte der Verformungen außerhalb der Ebene ansteigen, wenn der Rahmen gedrückt wird, während der Prüfrahm gerade wird, wenn er gezogen wird.

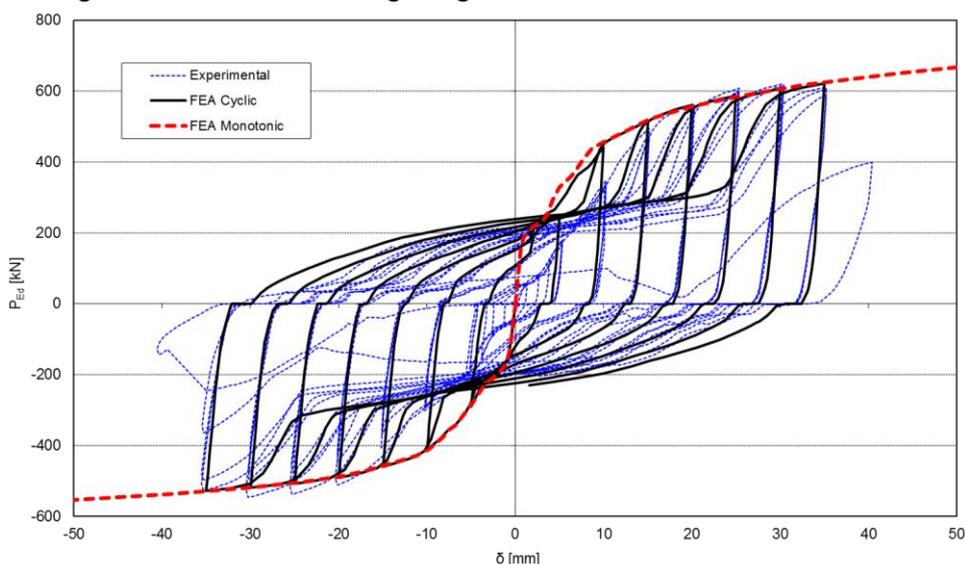


Abb. 1.10: Normalkraft P_{Ed} gegenüber Längsverformung δ – Vergleich zwischen den experimentellen und den Ergebnissen der Finite Elemente Analyse für den Prüfkörper "Typ D"

1.4.3 Kalibrieren des FE Modells

In Abb. 1.10 ist die Reaktion der INERD Verbindung aus den Versuchsergebnissen im Vergleich zu den aus der FEM-Analyse abgeleiteten Ergebnisse aufgetragen. Das materielle Spannungs-Dehnungs-Linie wurde so definiert, dass die Einbeziehung von Bauschinger-Effekten möglich wurde, welche sich für die zyklische Belastung als wichtig erwiesen haben. Die Normalkraft und Längsverformung sind positiv, wenn die Diagonalstreben unter Druck stehen. Es ist offenkundig, dass die Festigkeit der Verbindung gegenüber positiver Belastung (Diagonalstrebe unter Druck) aufgrund der unterschiedlichen Rotationssteifigkeit der außenliegenden Platten höher ist als die relevante Festigkeit gegenüber negativer Belastung (Diagonalstrebe unter Zug). Durch die Ovalisierung der Löcher der Augenstäbe wird eine gewisse Verschmälerung beobachtet, ansonsten werden stabile hysteretische Schleifen erreicht. Eine ähnliche befriedigende Übereinstimmung zwischen experimentellen und FEM-Ergebnissen wurde für alle getesteten Verbindungstypen beobachtet. Die Berechnungen und die Versuche zeigten, dass die monotonen Kurven Hüllkurven der zyklischen Kurven darstellen, ausgenommen bei niedrigen Verformungen, bei welchen die ersten steifer sind als letztere. Basierend auf diesem kalibrierten FE-Modell wurde eine umfangreiche parametrische numerische Analyse durchgeführt, um viele verschiedene Verbindungskonfigurationen zu untersuchen.

1.5 BEMESSUNGSREGELN

Die Schlussfolgerungen aus den analytischen und numerischen Studien wurden in einem Bemessungsleitfaden für die praktische Anwendung zusammengefasst. Der Bemessungsleitfaden enthält Empfehlungen für die Dimensionierung der INERD Bolzenverbindungen und die Bemessung eines Rahmens, der diese Verbindungen enthält. Die Bemessungsmethodik dieses Leitfadens basiert auf den Bestimmungen der EN 1993-1-1 [17] und EN 1998-1 [19]. Einige Auflagen der EN 1998-1-1 wurden entsprechend neu geordnet, um die Verwendung der dissipativen Verbindungen ab zu decken. Dazu gehören auch strukturelle Details und konstruktive Empfehlungen.

1.5.1 Vorläufige Bemessungs- und Konstruktionsregeln

Für die vorläufige Dimensionierung und Bemessung der Bolzen sollte das vereinfachte Modell des Grenzzustands, das in §1.3 dargestellt und in Tabelle 1.1 zusammengefasst ist, eingesetzt werden. Diese schnelle und praktische Methodik kann für die Auswahl der erforderlichen Anzahl von ausgesteiften Feldern, der Bolzenquerschnitte, des Abstandes und der Abmessungen der Platten usw. verwendet werden. Um jedoch die Eigenschaften der Verbindung mit erhöhter Genauigkeit zu ermitteln und die Duktilitäts- und Überfestigkeitsanforderungen des Rahmens zu berechnen, muss die detaillierte Methodik von §1.5.2 implementiert werden.

Um eine effizientere Reaktion der Verbindungen zu gewährleisten, sollten die in Tabelle 5.1 angegebenen geometrischen Anforderungen erfüllt werden. Auf diese Weise ist die Gültigkeit der Bemessungsregeln gewährleistet, da die Abmessungen der Verbindungen innerhalb der Bereiche liegen, die von den experimentellen und numerischen Untersuchungen abgedeckt wurden. Darüber hinaus ist der Konstrukteur vor Detaillierungsfehlern geschützt, die zu einem schlechteren Verhalten der Verbindung führen können, wie z.B. durch die Auswahl von dünnen, flexiblen Platten.

Tabelle 1.3: Geometrische Anforderungen für INERD Bolzenverbindungen

Profil des Bolzenquerschnitts:	$h \leq b \leq 2 \cdot h$
Minimaler Plattenabstand:	$a \geq h$
Dicke der außenliegenden Platten:	$t_{ext} \geq 0.75 \cdot h$
Dicke der innenliegenden Platten:	$t_{int} \geq 0.5 \cdot t_{ext}$ für zwei Platten $t_{int} \geq t_{ext}$ für eine Platte
Grundlegende Abmessungen einer INERD Bolzenverbindung: b die Breite des Bolzens h die Höhe des Bolzens t_{ext} die Dicke der außenliegenden Platte t_{int} die Dicke der innenliegenden Platte d_{ext} der lichte Abstand zwischen den außenliegenden Platten d_{int} der lichte Abstand zwischen den innenliegenden Platten a der lichte Abstand zwischen der innen- und außenliegenden Platte	

Um eine übermäßige Überfestigkeit zu vermeiden, muss das Stahlmaterial der dissipativen Bolzen kontrollierte Eigenschaften haben. Nach EN 1998-1-1 [19] muss die Streckgrenze folgenden Höchstwert haben:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Gl. (1.1)}$$

mit $\gamma_{ov} = 1,25$ als Überfestigkeitsfaktor
 f_y als nominaler Wert der Streckgrenze

Wenn die Eigenschaften des Materials des Bolzens kontrolliert werden und dessen maximale Streckgrenze unterhalb dessen liegt, wie es in Gl. (1.1) beschrieben ist, kann der Überfestigkeitsfaktor entsprechend reduziert werden, um eine wirtschaftlichere Bemessung zu erreichen.

1.5.2 Bemessung für linear elastische Berechnungen

Die Bemessungsregeln sollen sicherstellen, dass Fließen zuerst in den Bolzen der INERD Verbindungen und vor jeglichem Fließen oder Knicken anderer Elemente

auftritt. Darum basiert die Bemessung von Gebäuden mit INERD Bolzenverbindungen auf der Annahme, dass vor allem die Bolzen Energie über die Bildung von Fließgelenken dissipieren werden. Folgende Bemessungsmethodik kann angewandt werden:

1) Simulation

Ein Gebäude mit INERD Bolzenverbindungen kann mit einer gängigen strukturellen Software mit einem elastischen Modell simuliert werden. Die Verbindungen können mit linearen Federelementen modelliert werden, deren Konstante wie in den Gleichungen (1.2) definiert werden kann:

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3} \text{ für eine Platte} \quad \text{Gl. (1.2a)}$$

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \text{ für zwei Platten} \quad \text{Gl. (1.2b)}$$

Da es sich bei einem Rahmen mit INERD Verbindungen im Wesentlichen um einen ausgesteiften Rahmen handelt, sind die Träger-Stützenverbindungen und Stützenfundamente gelenkig ausgebildet, um eine ökonomische Bemessung zu ermöglichen und andere Elemente daran zu hindern, seismischen Belastungen zu standzuhalten. Die Fundamente aller Stützen des Gebäudes sind ebenfalls eingespannt.

2) Berechnung

Die statische lineare Berechnung erfolgt unter der Belastung durch Eigen- und Verkehrslast und die Elemente des Hauptrahmens sind nach den Bestimmungen der EN1993-1-1 [17] für die Kombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) und der Gebrauchstauglichkeit (GdG) dimensioniert. Die Schnittgrößen, die durch seismische Belastung entstehen, werden mit der konventionellen Methode des multimodalen Antwortspektrenverfahrens berechnet, bei welchem die Anzahl der Schwingungsformen, die in jeder Richtung betrachtet werden, so ist, dass die Summe der effektiven Masse mindestens 90 % der totalen Masse entspricht. Das Bemessungsspektrum ist mit einem maximalen Verhaltensfaktor gleich 4 für die Duktilitätsklasse C (sehr hoch duktil) und gleich 3 für Duktilitätsklasse B (hochduktil) zu definieren. Falls eine INERD Verbindung nur an einem Ende der Diagonalstrebe verwendet wird, sollte der Verhaltensfaktor entsprechend reduziert werden (3 für Duktilitätsklasse C und 2 für Duktilitätsklasse B).

3) Begrenzung der Stockwerksverschiebung

Für eine seismische Einwirkung mit einer höheren Wahrscheinlichkeit aufzutreten als das bemessene Erdbeben, ist es wichtig der Schadensbegrenzungsanforderung zu genügen. Auf diese Weise ist abgesichert, dass für eine seismische Einwirkung mit einer kleineren Wiederkehrperiode die nicht-tragenden Elemente des Gebäudes nicht ernsthaft beschädigt werden und dass das Gebäude mit keinen oder nur geringen Reparaturen funktionsfähig bleibt.

In linearen Berechnungen sollten die Verschiebungen, die durch die bemessene seismische Einwirkung d_s hervorgerufen wurden, auf der Grundlage von elastischen Verformungen d_e des tragenden Systems über den nachfolgenden Ausdruck berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (1.3)}$$

In dem Fall, dass die Kapazitätsverhältnisse Ω der dissipativen Elemente klein sind, ist die Berechnung der bemessenen zwischengeschossigen Abweichung basierend auf d_s vorsichtig und der Reduktionsfaktor q_Ω , der dem Kapazitätsverhältnis der Verbindungen entspricht, soll wie folgt angewandt werden:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Gl. (1.4)}$$

Die bemessene Stockwerksverschiebung d_r in jedem Stockwerk ist definiert als die Differenz von den durchschnittlichen seitlichen Verformungen oben und unten in jedem Stockwerk und muss nach EN1998-1 begrenzt werden. Der Grenzwert hängt von der Art der nicht-tragenden Elemente und der Bedeutungsklasse des Gebäudes ab.

4) Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung sollte über den Koeffizienten θ der Empfindlichkeit für Stockwerksverschiebungen den Vorgaben der EN1998-1 eingehen. Der Koeffizient θ wird für beide Richtungen und jedes Geschoss des Gebäudes wie nachfolgend berechnet:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Gl. (1.5)}$$

mit P_{tot} als gesamte Schwerkraft im betrachteten Stockwerk
 V_{tot} als gesamter seismischer Stockwerksschub

Alternativ kann der Koeffizient θ mit einer lineare Knickanalyse über den Faktor α_{cr} berechnet werden, bei welchem die Bemessungslast gesteigert werden muss, um elastische globale Instabilität zu erzeugen. Die Berechnung, die unter konstanten Schwerkräften der seismischen Einwirkungskombination ($1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$) durchgeführt wurde, ergibt die Knickfiguren. Die maßgebenden Fälle der x- und y-Richtungen werden gewählt und die entsprechenden α_{cr} -Werte werden wie folgt berechnet:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Gl. (1.6)}$$

mit F_{cr} als die elastische kritische Knicklast für den globalen Instabilitätsfall basierend auf der anfänglichen elastischen Steifigkeit
 F_{Ed} als Bemessungslast für die seismische Einwirkungskombination

Um die unelastischen Verschiebungen des Gebäudes zu berücksichtigen, wird α_{cr} durch den q -Faktor geteilt:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Gl. (1.7)}$$

Die Bestimmungen der EN1998-1 legen fest, dass, wenn der Koeffizient der Empfindlichkeit für Stockwerksverschiebungen auf $\theta \leq 0,1$ begrenzt ist, die Effekte nach Theorie zweiter Ordnung auf der sicheren Seite vernachlässigt werden können. Wenn gilt $0,1 < \theta < 0,2$, können Effekte der Theorie zweiter Ordnung annähernd berücksichtigt werden, indem die relevanten seismischen Einwirkungen mit einem Faktor gleich $1/(1-\theta)$ multipliziert werden. Wenn gilt $0,2 < \theta < 0,3$ ist, sollte eine genauere Berechnung nach Theorie zweiter Ordnung durchgeführt werden. Werte von $\theta > 0,3$ sind unzulässig.

5) Überprüfung dissipativer Elemente

a) Axialwiderstand

Der Widerstand der Bolzenverbindungen wird an den Punkten, ab denen das Material fließt, und den Punkten, an welchen die Maximalwerte erreicht werden, berechnet, um die Struktur gegen statische und seismische Lasten zu bemessen. Die Kurve der Normalkraft gegenüber der Längsverformung ist praktisch trilinear, wie in Abb. 1.11 gezeigt.

Der Widerstand gegen Fließen (Punkt I) wird als Minimum von zwei Werten angegeben, abhängig davon, ob der Bolzen sich vorrangig unter Biegung oder Schub befindet:

$$P_{y,Rd} = \min \left\{ \frac{1.7 \cdot M_{pl}}{a_{red,I} \cdot \gamma_{py}} ; k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl}}{a \cdot \gamma_{py}} \right\} \quad \text{Gl. (1.8)}$$

mit $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ als plastisches Widerstandsmoment des Bolzens

$a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ als reduzierter Hebelarm für Punkt I

$k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ als Formfaktor für den Bolzen mit $1.1 \leq k_{pin} \leq 1.2$

$\gamma_{py} = 1.05$ Sicherheitsfaktor für Fließen aufgrund von Modellunsicherheit

Der Fließwiderstand der Verbindung muss größer sein als die Normalkraft der statischen und der seismischen häufigen Einwirkungskombinationen.

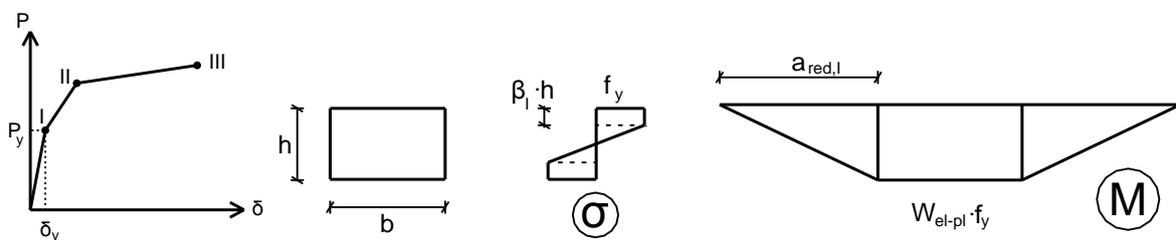


Abb. 1.11: Normalspannungen des Bolzens und Momentenverlauf am Punkt, an dem es zum ersten Mal fließt

Für die Berechnung des Grenzwiderstands der Verbindung wird der reduzierte Hebelarm von Punkt III genutzt:

$$a_{red,III} = a - h \quad \text{Gl. (1.9)}$$

Für $a_{red,III} \leq 0$ befindet sich der Bolzen vorrangig unter Schub, obwohl ein solcher Fall durch die geometrischen Einschränkungen von Tabelle 5.1 verhindert wird, da es nicht empfohlen ist.

Der Grenzwiderstand ist in diesem Fall:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Gl. (1.10)}$$

mit $\gamma_{pu} = 1,1$ als Sicherheitsfaktor für Grenzlast aufgrund von Modellunsicherheit

Für $a_{red,III} > 0$ befindet sich der Bolzen unter Biegung und Schub (Abb. 1.12) und der Grenzwiderstand der Verbindung gegenüber Biegung des Bolzens ist in Gleichung (1.11a) gegeben. Die verbleibende Kapazität des Bolzens Schub aufzunehmen definiert den Grenzwiderstand der Verbindung unter Schub, wie in Gleichung (1.11b) definiert. Der Faktor β_{III} definiert den Prozentsatz des Bolzens, welcher auf jeder Seite eine signifikante plastische Entformung erfahren hat, wobei $0 \leq \beta_{III} \leq 0,5$ ist. Der Grenzwiderstand der Verbindung findet sich durch einen iterativen Prozess

durch Variation des Faktors β_{III} , sodass die beiden Werte der Gleichungen (1.11a) und (1.11b) gleich werden.

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Gl. (1.11a)}$$

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \quad \text{Gl. (1.11b)}$$

mit $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ als der plastische Grenzwiderstand des Bolzens
 $f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ als die maximale Normalspannung des Bolzens
 $\lambda_f = \left(\frac{a-h}{2 \cdot h} \right)^2$ als ein Beeinflussungsfaktor für Schub mit $0 \leq \lambda_f \leq 1$
 $W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2 \right]$ als das plastische Widerstandsmoment des Bolzens unter Berücksichtigung der Reduktion durch die Schubspannungen
 $\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$

Der Grenzwiderstand der Verbindung muss größer sein als die Normalkraft infolge der bemessenen seismischen Einwirkungskombinationen und über den Grenzwiderstand wird die Kapazitätsbemessung der verbindenden Elemente festgelegt.

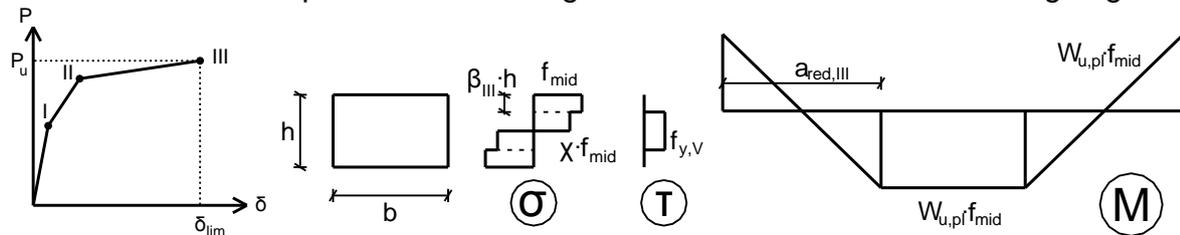


Abb. 1.12: Normal- und Schubspannungen des Bolzens und Momentenverlauf am Punkt des Grenzwiderstands

Im Allgemeinen konnte beobachtet werden, dass der Widerstand der Bolzenverbindungen unter Zug etwas geringer sein kann als derjenige unter Druck. Dieser Effekt wird jedoch durch angemessene Detaillierung minimiert und wird bei der Bemessung nicht beachtet. Der axiale Widerstand an Punkt II kann als der Durchschnitt der entsprechenden Werte an Punkt I und III angenommen werden.

b) Globales dissipatives Verhalten

Ein Überfestigkeitsfaktor ist definiert für jede bolzenartige Verbindung:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \quad \text{Gl. (1.12)}$$

Um ein gleichmäßiges globales dissipatives Verhalten der Struktur zu erhalten, sollte sichergestellt werden, dass das maximale Überfestigkeitsverhältnis Ω_{max} sich über die gesamte Struktur nicht um mehr als 25 % von dem Minimalwert Ω_{min} unterscheidet.

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \quad \text{Gl. (1.13)}$$

c) Längsverformungen

Die INERD Bolzenverbindungen müssen signifikante Verformungen ausgesetzt sein um Energie zu dissipieren, sodass sichergestellt werden muss, dass sie eine ausreichende Verformungskapazität besitzen. Dies kann durch eine Begrenzung der Stockwerksverschiebung erfolgen:

$$d_r \leq \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot \cos\varphi} \quad \text{Gl. (1.14)}$$

mit H als die Höhe des Stockwerkes im Versuch
 φ als Winkel zwischen der Diagonalstrebe und der horizontalen Linie

Es muss berücksichtigt werden, dass bei Verwendung von nur einer INERD Verbindung an den Enden der Diagonalstreben der Grenzwert in Gleichung (5.14) um 50 % reduziert werden muss.

6) Überprüfung nicht-dissipativer Elemente

Die Träger, Stützen und Diagonalstreben des Rahmens, ebenso wie die nicht-dissipativen Elemente der Verbindung (Platten, Schrauben, Schweißnähte usw.) sollten basierend auf dem Kapazitätsgrenzwert der Bolzen bemessen werden. Der Kapazitätsgrenzwert der Bolzen eignet sich dabei besser als die Einwirkung aus den Berechnungen, um die Dissipation der Energie und den Versagensmechanismus sicherzustellen.

a) Der Widerstand R_d der Schweißnähte oder Schrauben der INERD Bolzenverbindung muss folgender Bedingung genügen:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Gl. (1.15)}$$

mit $P_{u,Rd}$ als der Grenzwiderstand der Bolzenverbindung im Versuch
 $\gamma_{ov} = 1.25$ als der empfohlene Überfestigkeitsfaktor

Für geschraubte Verbindungen sollten hochfest vorgespannte Schrauben verwendet werden (Kategorien B, C oder E nach EN1993-1-8).

- b) Diagonale Bauteile sollten ausgehend von der Annahme, dass die Kapazität der Bolzen an dessen Enden ausgeschöpft ist, auf Fließen und Knicken geprüft werden:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd} \quad \text{Gl. (1.16)}$$

mit Ω_{\max} als der Maximalwert aller bolzenartigen Verbindungen der Diagonalen

- c) Träger und Stützen verbunden mit Diagonalstreben durch flexible INERD Verbindungen, sollten der folgenden Anforderung an den Minimalwiderstand genügen:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (1.17)}$$

mit $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ als bemessener axialer Widerstand des Rahmenbauteils nach EN1993, unter Einbezug des Zusammenspiels mit Biegemoment M_{Ed}
 $N_{Ed,G}$ als Normalkraft des Rahmenbauteils infolge nicht-seismischer Einwirkungen der seismischen Einwirkungskombinationen
 $N_{Ed,E}$ als Normalkraft des Rahmenbauteils infolge seismischer Einwirkung der seismischen Einwirkungskombinationen
 Ω_{\min} als der Minimalwert aller bolzenartigen Verbindungen der Diagonalen

1.5.3 Bemessung für nichtlineare Berechnungen (Pushover-Berechnung)

Das für elastische Berechnungen verwendete Strukturmodell soll erweitert werden, um die Reaktion der tragenden Elemente über den elastischen Bereich hinaus abzubilden und die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schadensverteilung über eine Pushover-Berechnung abzuschätzen.

Da die INERD Bolzenverbindungen die duktilen Elemente sind, werden die linearen Federn, die diese beschreiben, durch nichtlineare Federn ersetzt, deren Eigenschaften über experimentelle Ergebnisse und FE Analysen bestimmt wurden. Das empfohlene Materialgesetz der nichtlinearen Federn ist in Abb. 1.13 dargestellt. Es sollte angemerkt werden, dass die Kurve im Vergleich mit der monotonen Testkurve als konservativ gelten kann, wenn die vorteilhaften Effekte wie Materialverfestigung, Kettenwirkung usw. nicht berücksichtigt werden. Zudem werden auf der Kurve drei Leistungsniveaus definiert, namentlich sofortige Nutzung (englisch: Immediate Oc-

cupancy, IO), Schutz von Menschenleben (englisch: Life Safety, LS) und Einsturzvermeidung (englisch: Collapse Prevention, CP). Die in Abb. 1.13 vorgeschlagenen Werte beziehen sich auf die Reaktion der Verbindung sowohl unter Druck als auch unter Zug unter der Voraussetzung, dass die geometrischen Anforderungen aus Tabelle 5.1 erfüllt sind oder dass seitliche Biegung der Platten durch mechanische Mittel unterbunden wird.

Punkt	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	$0,5 \cdot h$
D	P_{ud}	a
E	$0,5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0,5 \cdot P_{ud}$	$1,5 \cdot a$
Akzeptanzkriterien (δ_{pl})		
IO		$0,25 \cdot h$
LS		$0,60 \cdot h$
CP		$0,80 \cdot a$

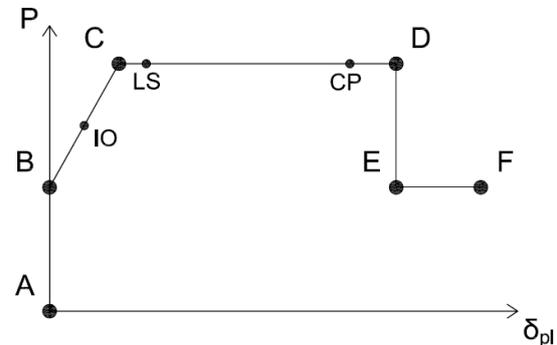


Abb. 1.13: Vorgeschlagene nichtlineare Eigenschaften der Feder der INERD Bolzenverbindung

Die Gelenkeigenschaften der nicht-dissipativen Elemente sollten entsprechend den Vorgaben der relevanten Normen (z.B. FEMA-356) berechnet werden. Da der Rahmen ausgesteift ist, sind alle Bauteile in erster Linie Normalkräften ausgesetzt. Aus diesem Grund müssen Stützen und Diagonalstreben mögliche "Gelenke" besitzen, die unter Zug Fließen und unter Druck (kombiniert wenn relevant mit einem Biegemoment) Knicken zulassen. Alternativ können nicht-dissipative Elemente ohne jegliche Gelenke modelliert werden so lange wie sichergestellt ist, dass alle angreifenden Kräfte und Momente unter dem entsprechenden plastischen Widerstand bleiben.

1.5.4 Bemessung für nichtlineare dynamische Berechnungen

Der genaueste Weg zur Untersuchung der seismischen Reaktion eines Stahlgebäudes mit INERD Bolzenverbindungen ist die Durchführung von nichtlinearen dynamischen Berechnungen mit einem Erdbeben Akzelerogramm. Dieser Analysetyp bietet eine detaillierte Aufzeichnung der globalen Reaktion der Struktur, des kumulierten Schadens der Verbindungen, der maximalen und der verbleibenden Stockwerksverschiebungen usw.

Das nichtlineare Gesetz, welches für die Federn der INERD Verbindung bei statischen nichtlinearen Berechnungen wie in §1.5.3 beschrieben genutzt wurde, muss

erweitert werden, um ein angemessenes hysteretisches Verhalten abzubilden. Die vorgeschlagene zyklische Materialgesetz ist in Abb. 1.14 dargestellt. Sie wurde mit Hilfe der Software OpenSees durch die gleichzeitige Verwendung von zwei hysteretischen Materialien mit verschiedenen Kraftverformungsgesetzen und Einschnürungseigenschaften erstellt. Dadurch konnte das hysteretische Verhalten genau mit den Ergebnissen aus den zyklischen Versuche abgestimmt werden.

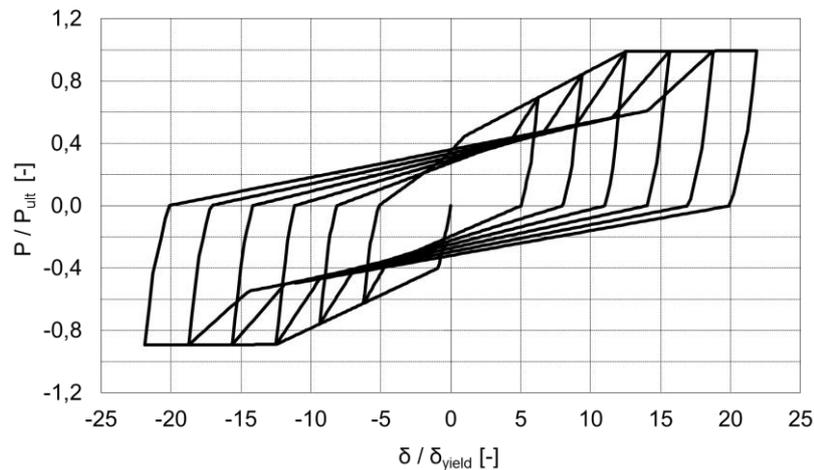


Abb. 1.14: Hysteretisches Verhalten der nichtlinearen Feder der INERD Bolzenverbindung

In den Verbindungen werden sich als Folge der seismischen Reaktion des Tragwerks signifikante Längsverformungen ausbilden. Über die Belastungsgeschichte der Normalkraft und der plastischen Verformung der Verbindung kann der Schadensindex für Belastungszyklen mit variabler Amplitude mit dem Gesetz des kumulierten Schadens von Palmgren-Miner bestimmt werden. Die Anzahl der Zyklen, welchen das System standhalten kann, wird durch gering-zyklische Ermüdungsbetrachtungen vorgegeben. Diese beruhen auf den Verformungs- und Belastungsgeschichten, wohingegen Spannungsgeschichten besser für hochzyklische Ermüdung geeignet sind. Durch Ansetzen der Abweichungsspannen pro Zyklus an der experimentellen Ermüdungskurve, die während der Lissabonner Versuche entwickelt wurde, kann die Anzahl der entsprechenden Zyklen N bestimmt werden.

1.6 ANALYSEN AN 2D-GEBÄUDERAHMEN

Alle analytischen Modelle, die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchung und die vorgeschlagenen Bemessungsregeln wurden durch numerische Berechnungen von 2D-Bauwerksrahmen mit der Software OpenSees überprüft. Die Rahmen waren Teil eines realistischen 3D-Gebäudes und wurden sowohl mit klassischen konzentrischen Diagonalstreben als auch mit Diagonalstreben mit INERD Bolzenverbindungen untersucht. Anfänglich wurden die Rahmen durch elastische Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) und der Gebrauchstaug-

lichkeit (GdG) einschließlich Kapazitätsbemessung bemessen. Nichtlineare statische und dynamische Berechnungen folgten, um ihre Reaktion über den elastischen Bereich hinaus zu untersuchen und den vorgeschlagenen Verhaltensfaktor zu bestätigen.

1.6.1 Beschreibung der geprüften Bauwerksrahmen

1.6.1.1 Geometrie und Annahmen

Drei grundlegende 2D-Rahmenkonfigurationen wurden zusätzlich zu ihrer Bemessung nach den Eurocodes, der griechischen Erdbebennorm und den INERD Bolzenbemessungsregeln, soweit relevant, mithilfe von statischen und dynamischen nichtlinearen Berechnungen sorgfältig untersucht. Die Rahmen hatten drei, sechs und neun Stockwerke, wie in Abb. 1.15 gezeigt. Darüber hinaus wurde zur Demonstration der Anwendung der Bemessungsregeln ein anderes 3D-sechsstöckiges Gebäude als Fallstudie untersucht (Abb. 1.16). In allen Fällen wurden die Diagonalstreben zum Vergleich der beiden Tragwerkssysteme mit vollfesten Verbindungen und dissipativen INERD Verbindungen untersucht.

Die Breite der Felder variiert zwischen 5,00m und 7,50m, während die Höhe der Stockwerke zwischen 3,20m und 3,50m variiert.

Es wurde für alle Bestandteile des Rahmens Stahl mit Qualität S355 und I-Profilen verwendet, und zwar HEB Profile für die Stützen, IPE Profile für die Träger und HEA Profile für die Diagonalstreben. Für die Knicklängen aller Bauteile unter Druck und/oder Biegung wurden realistische Annahmen getroffen. Für jedes Stockwerk wurde zur Herstellung der Wirkung eines Verbundbodens zwischen allen Knotenpunkten eine Wandscheibe eingesetzt.

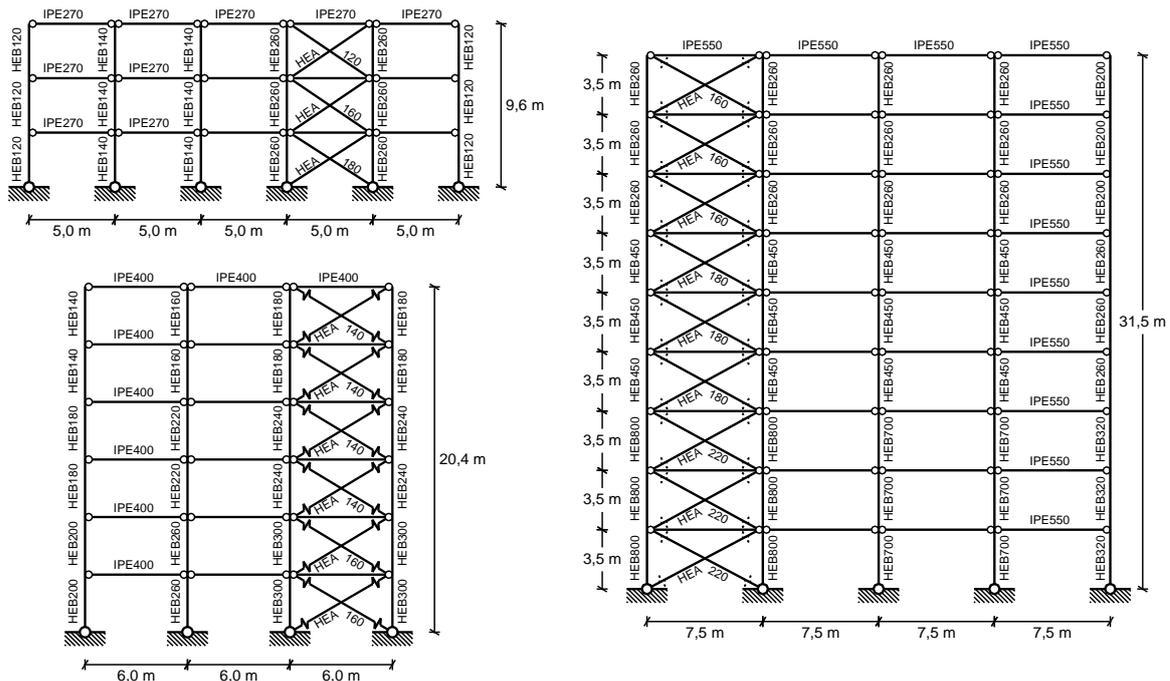


Abb. 1.15: 2D-Bauwerksrahmen mit drei, sechs und neun Stockwerken

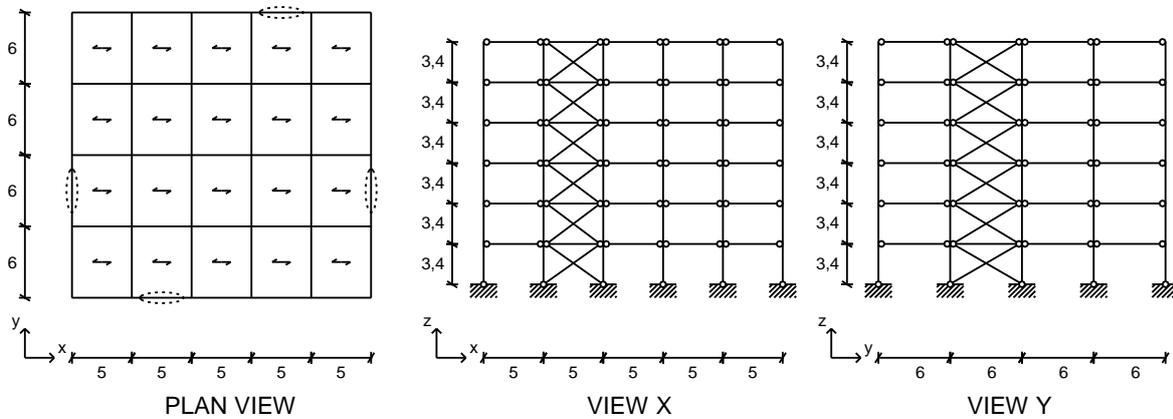


Abb. 1.16: Anordnung der 3D-sechsstöckigen Gebäude

Die Diagonalstreben hatten entweder vollfeste Schraubverbindungen oder INERD Bolzenverbindungen, deren Eigenschaften auf der Knickfestigkeit der Diagonalen beruhten oder durch Anwendung der vorgeschlagenen Bemessungsregeln abgeleitet wurden. Die Querschnitte aller Bauteile, sowie die Verbindungen variieren über die Höhe der Gebäude, um eine homogene dissipative Reaktion sowie eine wirtschaftliche Bemessung zu gewährleisten.

Die für den Rahmen berücksichtigten Lasten sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

Tabelle 1.4: Statische und seismische Belastung der Rahmen im Versuch

Schwerkraftbelastungen	
Eigengewicht (ohne Eigengewicht des Stahls)	6,0 kN/m ²
Verkehrslast	3,0 kN/m ² für die 2D-Rahmen 5,0 kN/m ² für die 3D-Fallstudie
Seismische Lasten (Griechische nationale Norm EAK2000)	
Geländetyp	B (T _B = 0,15 s, T _C = 0,60 s)
Maximale Bodenbeschleunigung	A = 0,24·g (Erdbebenzone II)
Bedeutungsklasse	Σ2 (γ ₁ = 1,0)
Verhaltensfaktor	q = 3 für klassische CBF q = 4 für INERD Verbindungen
Gründungskoeffizient	θ = 1,0
Dämpfungsgrad	4 % (stahlverschraubte Tragwerke)
Seismische Einwirkungskombinationen für Verkehrslasten	ψ ₂ = 0,30

1.6.1.2 Simulation

Alle Bauelemente wurden sofern nicht anders angegeben als lineare Balken- oder Fachwerkelemente modelliert. Die untersuchten Rahmen haben konzentrische Diagonalstreben, weshalb alle Träger-Stützenverbindungen und Stützenfundamente als gelenkige Verbindung ausgeführt sind. Die Träger des Rahmens wurden als Stahlelemente bemessen, d.h. es wurde keine Verbundwirkung berücksichtigt.

Das hysteretische Verhalten aller dissipativen Elemente (Diagonalstreben, INERD Verbindungen) wurde so modelliert, dass sowohl für lineare und als auch nichtlineare, statische oder dynamische Berechnungen genaue Ergebnisse erzielt werden. Das zyklische Materialgesetz der Diagonalstreben ist in Abb. 1.17 dargestellt, während diejenige für die INERD Verbindungen (Federelemente) in §1.5.4 und Abb. 1.14 erklärt wurde. Für beide Fälle wurde überprüft, dass die Reaktion bei gleichbleibendem Zug und Druck sehr genau ist. Für eine zyklische Belastung wird die Reaktion so gut wie möglich anhand der experimentellen Ergebnisse eingestellt [7, 12].

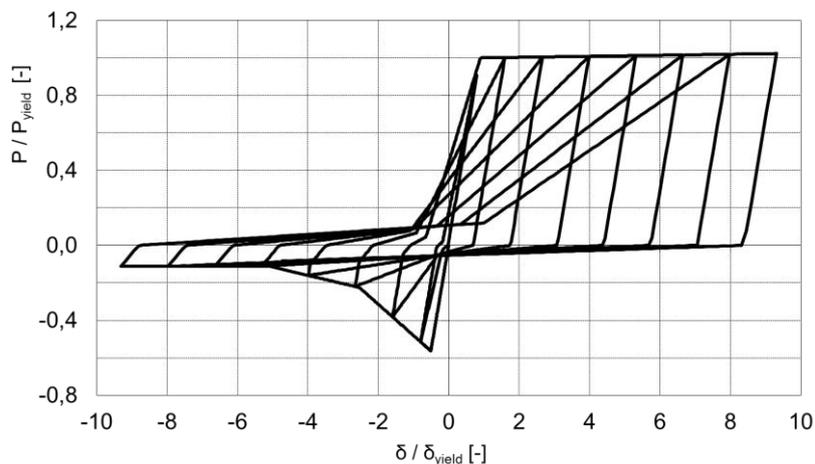


Abb. 1.17: Hysteretisches Verhalten einer klassischen Diagonalstrebe

1.6.2 Lineares Antwortspektrenverfahren

Die Rahmen können durch Verwendung einer gängigen Tragwerkssoftware modelliert und basierend auf den Vorgaben der Eurocodes und der Bemessungsregeln aus §1.5.2. bemessen werden. Falls es nicht möglich sein sollte (z.B. aufgrund von Instabilitäten), die drei Bauelemente der INERD Diagonalstrebe zu modellieren, kann man sie mithilfe eines Fachwerkelements abbilden. Die Steifigkeit des kombinierten Elements kann berechnet werden, indem man die Steifigkeit der drei Federn (zwei Verbindungen und eine Diagonalstrebe der Länge L_{br}) in Reihe addiert. Die vollständige Bemessung des 3D-Gebäudes der Fallstudie wird detailliert in [28] erläutert.

Für die statische Belastung kann eine lineare Berechnung durchgeführt werden, während die seismische Belastung mit dem multimodalen Antwortspektrenverfahren analysiert werden. Die Ergebnisse werden hier nicht vorgestellt. In Abb. 1.19 ist die grundlegende Eigenperiode für die Anfangssteifigkeit jedes 2D-Rahmens dargestellt. Die Bezeichnung jedes Rahmens ist "*Stockwerke*" \times "*Felder*", wobei der Buchstabe "*d*" für Rahmen mit INERD Verbindungen verwendet wird, während keine Bezeichnung für die klassischen CBF steht.

1.6.3 Nichtlineare statische (Pushover) Berechnungen

Für die sechs 2D-Rahmen mit klassischen CBF- und INERD Bolzenverbindungen (bezeichnet mit "*d*") wurden Pushover-Berechnungen mit einer dreieckigen Kraftverteilung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 1.18 dargestellt, wobei die Gesamtschubkraft (ausgedrückt als prozentualer Anteil [%] der totalen vertikalen Belastung) als Funktion der Verschiebung oben aufgetragen wird (ausgedrückt als prozentualer Anteil [%] der Gesamthöhe des Gebäudes). Dabei können folgende Beobachtungen gemacht werden:

- Die Rahmen mit klassischem CBF sind steifer als die Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen. Dies gilt aufgrund des Einflusses der Druckdiagonalstreben. Nach dem Knicken dieser Diagonalen verliert der Rahmen schnell seine Stabilität.
- Die Rahmen mit klassischem CBF haben einen größeren seitlichen Widerstand. Dies ist zu erwarten, da der Widerstand der INERD Bolzenverbindungen durch den Widerstand gegen Knicken der Diagonale begrenzt ist. Daher können die Diagonalstreben mit INERD Verbindungen einem kleineren Sohlschub widerstehen als die entsprechende Zug- und Druckdiagonale.
- Die Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen zeigen im Vergleich zu denen mit vollfesten Verbindungen eine deutliche Duktilität. Der Hauptgrund dafür ist die Eigenschaft der dissipativen Verbindungen, eine große Verformung ohne eine Verringerung ihres Widerstandes aufzunehmen, während die Diagonalstreben gegen Knicken geschützt sind. Dieses Knicken der Druckdiagonale, welches in der klassischen CBF zugelassen ist, führt zu einer schnellen Abnahme der seitlichen Steifigkeit und einer Erhöhung der Belastung der Zugdiagonale.

Die letztere Beobachtung kann im Vergleich zum klassischen CBF die Wahl eines höheren Verhaltensfaktors q für die Rahmen mit INERD Verbindungen rechtfertigen.

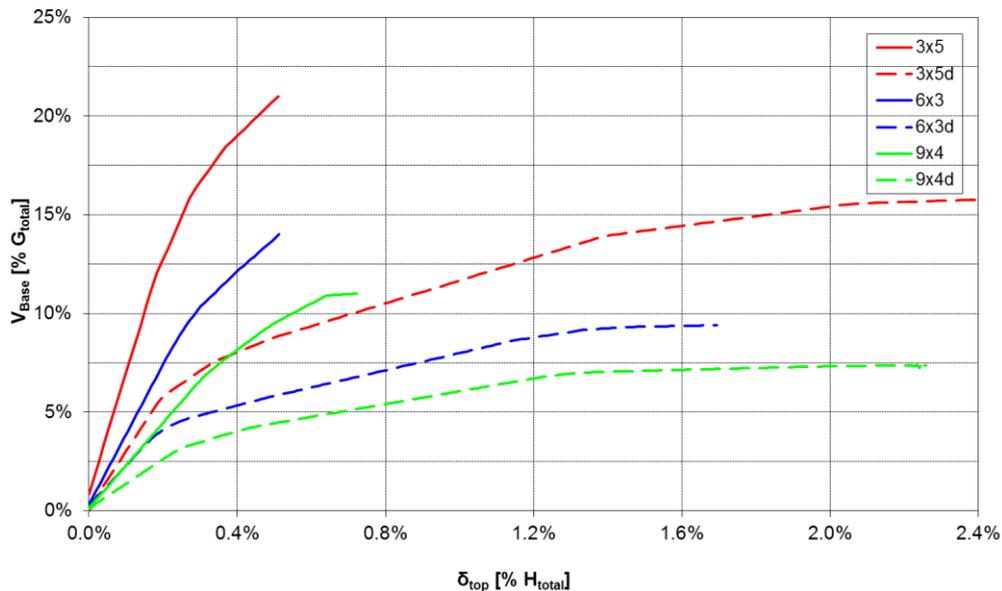


Abb. 1.18: Pushover Kurven des Rahmens mit vollfesten und INERD Bolzenverbindungen

1.6.4 Nichtlineare dynamische Berechnungen (Zeitverlauf)

Die seismische Reaktion der Rahmen wurde mit nichtlinearen dynamischen Berechnungen mithilfe realer seismischer Protokollen mit der Software OpenSees untersucht. Es wurden vier natürliche und zwei künstliche Akzelerogramme mit deutlich verschiedenen Eigenschaften verwendet. Die skalierten Antwortspektren der Erdbebenaufzeichnungen sind in Abb. 1.19 dargestellt.

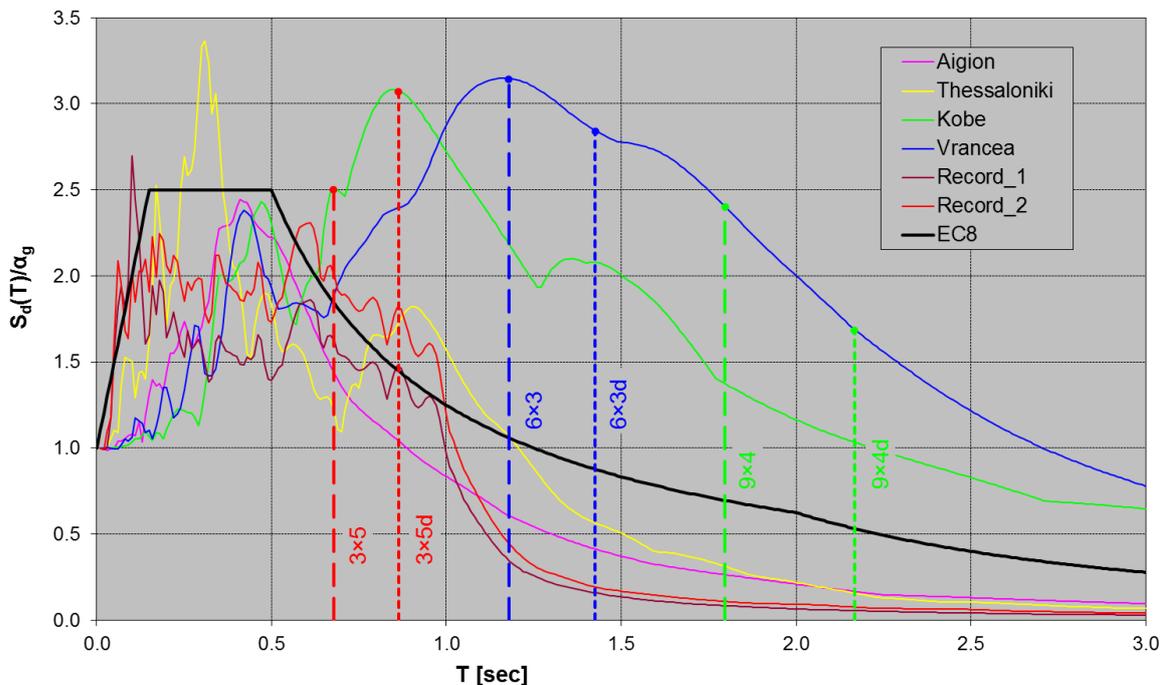


Abb. 1.19: Skaliertes Antwortspektrum ausgewählter Erdbeben

Zur Untersuchung der seismischen Reaktion der Rahmen für eine ansteigende maximale Bodenbeschleunigung (Peak Ground Accelerations, PGAs) wurde eine inkrementelle, dynamische Berechnung eingesetzt. Die Ergebnisse für die Stockwerksverschiebungen und die obere Verschiebung der sechs 2D-Rahmen sind in Abb. 1.20 und Abb. 1.21 dargestellt. Jeder Punkt der Kurve entspricht dem Maximalwert einer dynamischen Berechnung. Folgende Beobachtungen können gemacht werden:

- Die Aufzeichnungen von Kobe und Vrancea aktivieren andere Eigenperioden als die des Normspektrums. Deshalb ist die dynamische Reaktion der Rahmen für die Kobe- und Vrancea-Aufzeichnungen deutlich schlechter.
- Die Gesamtverschiebung aller Rahmen ist für die Bemessungserdbebenbeschleunigung ($2,35 \text{ m/s}^2$) akzeptabel. Darüber hinaus sind für die Aufzeichnungen ohne Kobe und Vrancea die Stockwerksverschiebungen aller Stockwerke akzeptabel (unter 2 %).
- Die Stockwerksverschiebungen für häufige, kleinere Erdbeben von etwa 50 % des Bemessungserdbebens sind akzeptabel, da so eine Beschädigung der nicht-tragenden Elemente des Gebäudes (0,5-0,7 %) vermieden werden kann.
- Für ein extremes seismisches Ereignis von etwa 200 % des Bemessungserdbebens zeigen die Rahmen mit INERD Verbindungen kleinere Verformungen.
- Die Verwendung von INERD Bolzenverbindungen führt zu einem stabileren und zuverlässigeren Verhalten, da das Knicken der Diagonalstreben verhindert wird.

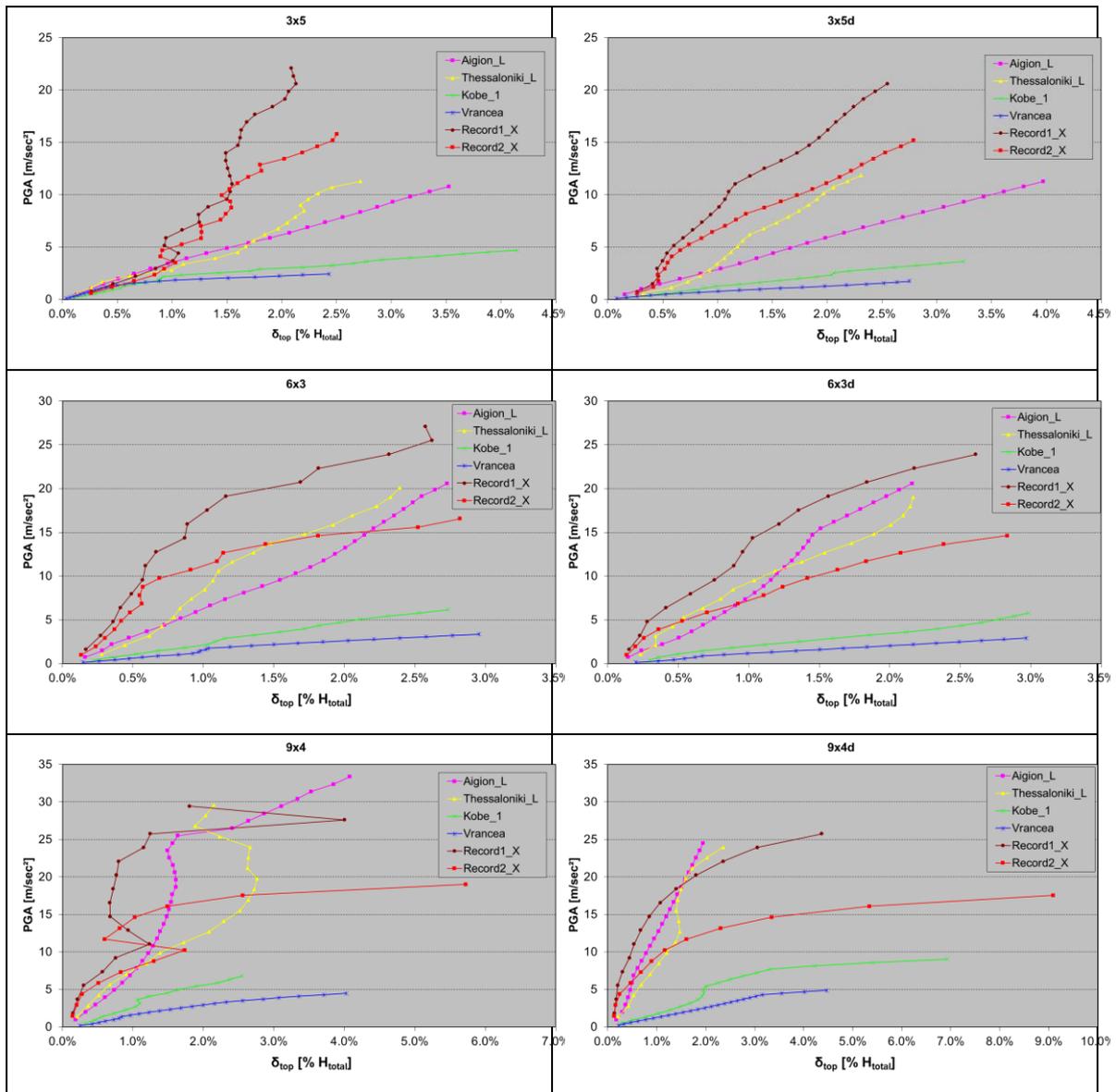


Abb. 1.20: Maximale Bodenbeschleunigung gegenüber der totalen Verschiebung δ_{top} als ein prozentualer Anteil [%] der Gesamthöhe des Gebäudes

Die Ergebnisse der dynamischen Berechnungen zeigen das überwiegende zyklische Verhalten der INERD Bolzenverbindungen. Die klassischen Diagonalstreben knicken unter Druck, was zur "unmittelbaren" Übertragung der entsprechenden Querkraft auf die Zugdiagonalen führt. Diese Tatsache zusammen mit dem schnellen Abbau der Hystereseschleife der Diagonalstrebe nach einigen signifikanten Belastungszyklen kann zu sehr großen Verformungen und einem etwas instabilen Verhalten führen, wenn die PGA zunimmt.

Andererseits ist die Hystereseschleife der INERD Verbindungen relativ stabil und weist auch bei großen Beschleunigungen und vielen signifikanten Belastungszyklen eine signifikante Energieabsorption auf.

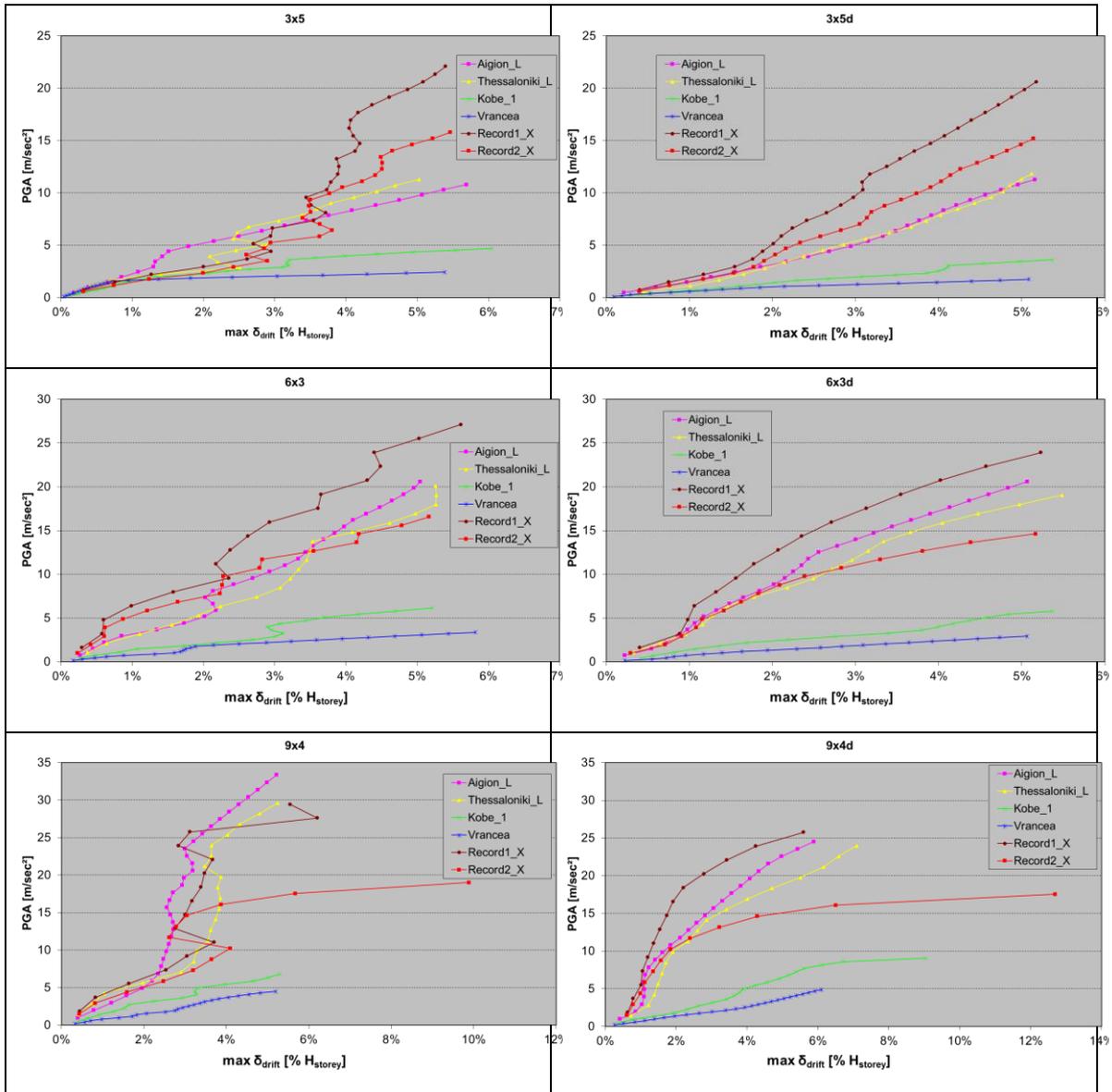
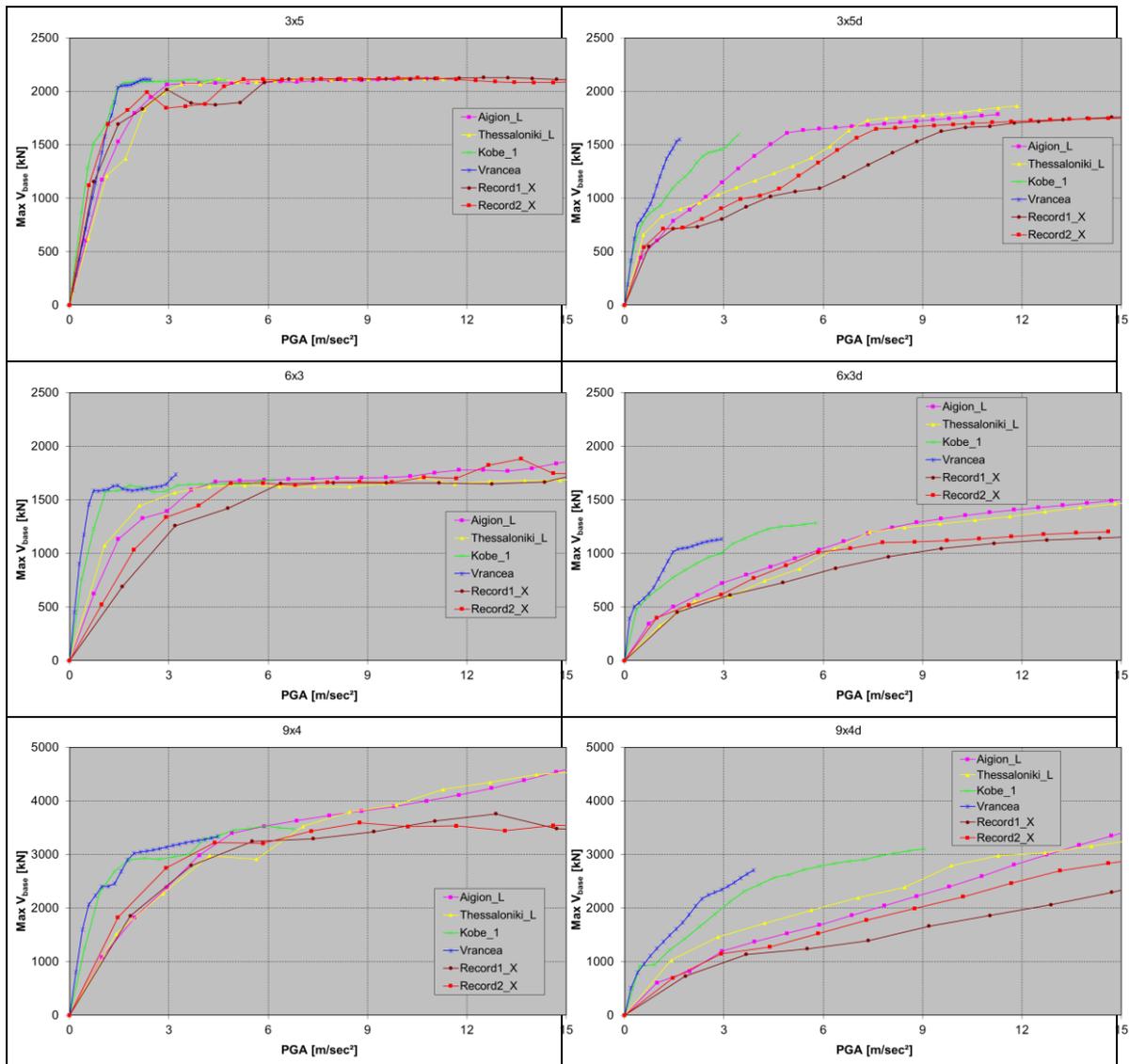


Abb. 1.21: Maximale Bodenbeschleunigung gegenüber maximaler Stockwerksverschiebung δ_{drift} als prozentualer Anteil [%] der Stockwerkshöhe

In Abb. 1.22 ist der maximale Sohlschub für jede dynamische Berechnung gegenüber der PGA abgetragen. Im Vergleich zu denen von Rahmen mit vollfesten Verbindungen sind die seismischen Kräfte, die auf die Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen einwirken, deutlich reduziert. Dies folgt aus der reduzierten Steifigkeit des INERD Systems. Zudem führt dies zu einer erhöhten Eigenperiode und Energiedissipation.


 Abb. 1.22: Sohlschub V_{base} gegenüber maximaler Bodenbeschleunigung

Die wichtigste Schlussfolgerung aus den dynamischen Berechnungen ist, dass in Bezug auf das Leistungsniveau des Schutzes von Menschenleben die Rahmen mit dissipativen INERD Verbindungen sich besser verhalten als die klassischen Rahmen mit vollfesten Verbindungen. Dieses Versagenskriterium entspricht annähernd dem Bemessungserdbeben wie es in aktuellen Normen wie EN1998 verwendet wird und ist offensichtlich wichtiger. Für eine Stockwerksverschiebung ist es zu 2,5 % definiert. Insbesondere sind die aufgezeichneten Verschiebungen und Schnittgrößen bei Rahmen mit INERD Verbindungen deutlich kleiner. Darüber hinaus sind für die anderen Leistungsniveaus bei einer Stockwerksverschiebung von 1,0 % bzw. 5,0 % entsprechend belegt, dass die Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen ähnlich wie konventionelle CBF reagieren. Diese Tatsache ist ebenfalls von großer Bedeutung, da sie bestätigt, dass die Einführung eines relativ flexiblen Systems an den

Enden der Diagonalstreben keine Probleme aufgrund übermäßiger Verformungen verursacht. Dies gilt sowohl für Erdbeben im Gebrauchszustand als auch für extrem starke Erdbeben.

1.6.5 Berechnung des Verhaltensfaktors von Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen

Für die Berechnung des Verhaltensfaktors werden zwei verschiedene Definitionen von q untersucht. Die erste Definition ist:

$$q_1 = \frac{PGA_{ult}}{PGA_y} \quad \text{Gl. (1.18)}$$

mit PGA_{ult} als die PGA, für die das Versagenskriterium erfüllt ist, d.h. die Stockwerksverschiebung jedes Stockwerks gleich 1,0, 2,5, oder 5,0 % ist, abhängig vom Leistungsniveau.

PGA_y ist die PGA, für die im Tragwerk das erste "Fließen" stattfindet, welches Knicken oder Strecken einer Diagonale (für klassische CBF) oder Fließen einer INERD Verbindung unter Zug oder Druck sein kann.

Für die zweite Definition wird zu Beginn die PGA, für die das Versagenskriterium erfüllt ist, berechnet. Dann ist der Verhaltensfaktor wie in Gl. (1.19) gegeben:

$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}} \quad \text{Gl. (1.19)}$$

mit $V_{base,ult,pl}$ als die Sohlspannung des Rahmens, bei der alle dissipativen Elemente sich nach einem nichtlinearen Gesetz verhalten können, unter der Aufzeichnung der PGA, die Versagen verursacht (d.h. eine Stockwerksverschiebung in einem der Stockwerke gleich 1,0, 2,5 oder 5,0 %).

$V_{base,ult,el}$ als die Sohlspannung des Rahmens, bei der alle dissipativen Elemente elastisch verbleiben, unter derselben Aufzeichnung.

Der grundlegende Vorteil der zweiten Definition ist, dass sie die reduzierten seismischen Kräfte, die durch die Plastifizierung des Tragwerks hervorgerufen wurden, berücksichtigt. Dies führt zu einer besseren Schätzung der Schnittgrößen des Rahmens. Auf diese Weise können die Ergebnisse der nichtlinearen dynamischen Berechnungen besser genutzt werden, da sie die Reaktion des Tragwerks und ihre Kapazität zur Energiedissipation mit einer erhöhten Genauigkeit modellieren. Außerdem erfordert die zweite Definition nicht die Berechnung der PGA, die Fließen

erzeugt. Der Wert dieser Beschleunigung kann umstritten sein, falls der Verzweigungspunkt nicht zweifelsfrei definiert ist, wie es bei Rahmen mit INERD Verbindungen der Fall ist.

Die Ergebnisse der dynamischen Berechnungen der zweiten Definition von q sind in Abb. 1.23 aufgetragen, da sie sich für den Vergleich zwischen den beiden Rahmentypen als realistischer und geeigneter erwiesen haben. Obwohl die Definition des Verhaltensfaktors strittig ist, geht aus den Untersuchungen des Verhältnisses von q , für Rahmen mit INERD Verbindungen, über q , für den klassischen CBF, eindeutig hervor, dass er zuverlässig größer als 1,0 angenommen werden kann. Für die untersuchten Rahmen liegt der Wert des Verhaltensfaktors im Bereich von 1,25 bis 2,5. In der Praxis bedeutet dies, dass ein Verhaltensfaktor, ähnlich dem angenommenen Faktor für die biegesteifen Rahmen, auch für ausgesteifte Rahmen mit INERD Verbindungen geeignet ist, z.B. durch Multiplikation des Wertes von q für klassische CBF mit dem Mindestverhältnis von 1,25. Eine solche Erhöhung würde zu einem Verhaltensfaktor von ~ 4 für die Griechische Erdbebennorm und 5 für EN1998-1 führen. Dennoch werden die bisherigen Werte von §1.5.2 für praktische Anwendungen empfohlen bis eine ausführlichere Begründung eines solchen Wertes durch zusätzliche Berechnungen und Versuche gegeben ist.

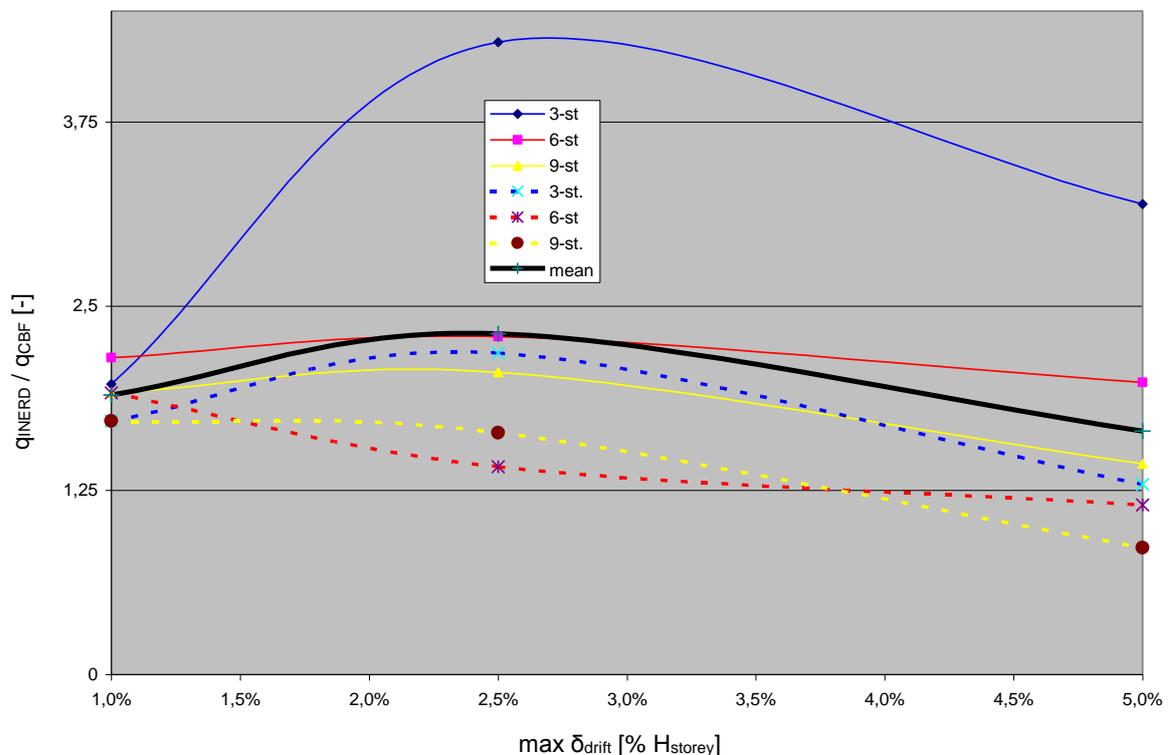


Abb. 1.23: Verhältnis des Verhaltensfaktors q_2 für Rahmen mit dissipativen und vollfesten Verbindungen

1.7 FAZIT

Die innovativen dissipativen INERD Bolzenverbindungen wurden für Stahlrahmen mit konzentrischen Diagonalstreben entwickelt. Das Hauptziel ihrer Verwendung ist im Falle eines starken seismischen Ereignisses die Konzentration der Beschädigung des Tragwerks auf vordefinierte, leicht zu reparierende Plastifizierungszonen und dabei gleichzeitig der Schutz aller angeschlossenen Elemente vor Fließen und Knicken.

Die Ergebnisse der experimentellen, analytischen und numerischen Untersuchungen, die in dieser Broschüre kurz vorgestellt und in der relevanten Literatur ausführlich erläutert werden [12, 13, 25, 26, 30], zeigen die Vorteile der Systeme mit INERD Bolzenverbindungen. Diese sind folgend kurz dargestellt:

- INERD Bolzenverbindungen weisen eine hohe Steifigkeit gegenüber geringen und eine hohe Duktilität gegenüber hohen Querkräften auf.
- INERD Bolzenverbindungen schützen die Diagonalstreben vor Knicken und Fließen. Daher verbleiben alle Diagonalen sowohl unter Zug- als auch unter Druckbelastung mit nahezu gleichbleibenden Eigenschaften tragend.
- Die Plastifizierung des Tragwerks ist auf den Bereich der Verbindungen und insbesondere auf die Bolzen begrenzt. Die Position der Verbindungen ermöglicht deren sofortige Überprüfung und ggf. deren Ersatz bei geringen Kosten und in kurzer Zeit. Wenn dies der Fall ist, ist ein weiterer Vorteil der INERD Verbindungen, dass das Gewicht des zu ersetzenden Materials relativ klein ist, was zu reduzierten Anforderungen an Zeit und Ausrüstung führt.
- INERD Verbindungen zeigen auch bei großen Verformungen eine ausgezeichnete zyklische Reaktion. Das Risiko eines spröden Bruchs durch Niedrigzyklusermüdung ist aufgrund des Mangels an Schweißnähten oder Kerbstellen nahe der Plastifizierungszonen gering.
 - Die anti-seismische Bemessung von Rahmen mit INERD Bolzenverbindungen kann mittels eines Verfahrens ähnlich dem eines herkömmlichen Rahmens durchgeführt werden. Darüber hinaus weist dieser Rahmentyp eine hohe Duktilität auf, welche einen größeren Wert für den Verhaltensfaktor ähnlich dem für biegesteife und durch exzentrische Verbände ausgesteifte Rahmen rechtfertigen kann. Gleichzeitig verfügt das System über eine ausreichende Steifigkeit für Gebrauchstauglichkeit und bei extremen Erdbeben, sodass sich durch die Einführung der flexiblen Verbindungen keine übermäßigen Verformungen ausbilden.
 - Die Verwendung der INERD Bolzenverbindungen kann zu einer Reduktion des Eigengewichtes des Stahlrahmens führen, wodurch die erhöhten Kosten für die dissipativen Verbindungen ausgeglichen werden können. Dies geht hauptsächlich auf die verringerten seismischen Kräfte zurück, welche sich

aus der höheren Energieaufnahmekapazität und den geringeren Anforderungen der Kapazitätsbemessung ergeben.

Die vorgeschlagenen Bemessungsregeln bieten die Möglichkeit, Rahmen mit INERD Verbindungen mittels gängiger Tragwerkssoftware zu bemessen. Das Verfahren kann im Vergleich zu herkömmlichen CBF etwas komplizierter sein, ist aber nicht untragbar. Andersherum können durch die Verringerung der seismischen Kräfte und des Gewichts des tragenden Rahmens kurzfristige Vorteile entstehen. Durch die reduzierten Reparaturkosten sind im Falle eines starken seismischen Ereignisses auch langfristige Vorteile möglich.

1.8 ANWENDUNGSFELD

Die innovativen INERD Bolzenverbindungen können aufgrund ihrer ausreichenden Steifigkeit und Duktilität sowohl in niedrigen, als auch mittleren oder hohen Stahlbauten eingesetzt werden. Ihr anfängliches Konzept ist für durch konzentrische Verbände ausgesteifte Rahmen. Es kann jedoch mit einigen Abänderungen für andere Tragwerkssysteme eingesetzt werden. Darüber hinaus könnten die INERD Diagonalstreben zur Verfestigung oder Wiederherstellung nicht notwendigerweise nur aus Stahl bestehender Tragwerke angewandt werden.

Alle in §7 beschriebenen Vorteile sind zu berücksichtigen, und wenn der Einsatz des INERD Systems als vorteilhaft befunden wird, können die in dieser Broschüre kurz vorgestellten Bemessungsregeln angewandt werden, um den Rahmen und seine Verbindungen effektiv zu bemessen.

1.9 VERÖFFENTLICHUNGEN

Im Rahmen des INERD Projekts wurden mehrere Veröffentlichungen, welche Teile der Untersuchungen des Forschungsprojekts umfassen, in internationalen Publikationen und bei internationalen Konferenzen vorgestellt.

Veröffentlichungen in internationalen Publikationen:

1. Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant braced frames, International journal of steel structures, vol. 5, no. 5, p. 453 – 463, 2005.
2. Vayas I. and Thanopoulos P.: Dissipative (INERD) Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten, Stahlbau 75, Heft 12, Ernst & Son, 2006.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

Präsentationen auf internationalen Konferenzen:

1. Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
2. Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The

Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlagshaus Mainz, Germany, 2005.

3. Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant braced frames with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 – 806, Taylor & Francis Group, London.

1.10 BIBLIOGRAPHIE

Im Rahmen des INERD Projektes wurden mehrere Literaturverweise verwendet. Eine Auswahl der wichtigsten ist nachfolgend aufgeführt:

1. ABAQUS User's Manual (2000), Versions 5.8 & 6.1, Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc., USA, 2000.
2. AISC: Seismic provisions for structural steel buildings, including supplement No. 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
3. Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spon, London, England, 2000.
4. Ballio G., Mazzolani F. M., Plumier A. And Sedlacek G.: Background document on the q factors of dissipative earthquake resistant structures, Background documents for Eurocode 8 Part 1 – Volume 2 – Design rules – Specific rules for steel structures, pp. 128-133, Commission of the European Communities, 1988.
5. Ballio G. and Castiglioni C. A.: A unified approach for the design of steel structures under low and/or high cycle fatigue, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, pp. 75-101, Elsevier, 1995.
6. Bernuzzi C., Calado L. and Castiglioni C. A.: Ductility and load carrying capacity prediction of steel beam-to-column connections under cyclic reversal loading, Journal of earthquake engineering, vol. 1, no. 2, pp. 401-432, 1997.
7. Black R. G., Wenger W. A. and Popov E. P.: Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal. Report No. UCB/EERC-80/40. Berkeley: Earth. Eng. Research Center. Univ. of California, 1980.
8. Calado L. and Azevedo J.: A model for predicting the failure of structural steel elements, Journal of Constructional Steel Research, vol. 14, issue 1, pp. 41-64, 1989.
9. Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3rd International workshop on connections in steel structures, Trento, pp. 371-380, 1995.
10. Calado L. and Castiglioni C.A.: Steel beam-to-column connections under low-cyclic fatigue experimental and numerical research, Proceedings of XI world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
11. Calado L., Castiglioni C. A. and Bernuzzi C.: Seismic behaviour of welded beam-to-column joints: Experimental and numerical analysis, AISC, Fourth International Workshop on Connections in Steel Structures, pp. 244-256, October 22-25, Roanoke, VA, 2000.
12. Calado L., Ferreira J. and Feligioni S.: Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
13. Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD – Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
14. Chopra A. K.: Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode - Basis of structural design, 2001.

16. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003.
19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.
22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
23. Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project – Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
26. Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Felgioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Somavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.
27. Stahlbau Kalender 2004, 1A – Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
29. Vayas I.: Design of braced frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

2 INERD U-VERBINDUNGEN

2.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des europäischen Forschungsprogramms 7210-PR-316 mit dem Titel "Zwei Innovationen für erdbebensichere Bemessung – Das INERD-Projekt" wurden zwei innovative dissipative Verbindungssysteme, nämlich eine Bolzen- und eine U-Blech-Verbindung, eingeführt. Dieses Kapitel stellt den Hintergrund des INERD U-Blech-Verbindungssystems mitsamt eines Anwendungsbeispiels vor.

2.2 BESCHREIBUNG DER U-VERBINDUNG

Seismisch widerstandsfähige Stahltragwerke sind auf Steifigkeit, Festigkeit und Duktilität bemessen. Steifigkeitsanforderungen werden eingeführt, um Schäden an nichttragenden Bauteilen bei schwachen bis mittelschweren Erdbeben sowie Instabilitätseffekte zu begrenzen. Ansprüche an die Festigkeit werden zur Sicherstellung der Kapazität des Tragwerkes gestellt, damit es Beanspruchungen gefahrlos widerstehen kann. An die Duktilität werden Anforderungen gestellt, um die seismische Eingangsenergie teilweise über plastische Verformungen zu dissipieren und somit die Beanspruchungen zu reduzieren. Konventionelle Rahmen, sowohl unausgesteifte als auch ausgesteifte, haben gewisse Nachteile in Bezug auf die obigen Bemessungskriterien. Zudem stehen die in Europa weit verbreiteten ausgesteiften Rahmen nach ungewöhnlich starken Erdbeben, welche zu einem gewissen Grad an Beschädigung führen, den folgenden Problemen gegenüber: a) Bei durch konzentrische Verbände ausgesteiften Rahmen (CBF) ist es die Notwendigkeit der Verstärkung oder des Austausches von beschädigten und ausgeknickten Diagonalstreben. Dies ist auf Grund ihrer Länge häufig schwierig zu handhaben. b) Bei durch exzentrische Verbände ausgesteiften Rahmen (EBF) ist es die Notwendigkeit der Verstärkung und Reparatur der Verbinder oder der Riegel, die Teil des die Schwerkraftbelastung aufnehmenden Hauptsystems sind. Solche Arbeiten erfordern daher weitreichende Fähigkeiten und sind mit hohen Material- und Arbeitskosten verbunden. Alternativ kann die Energiedissipation anstatt in den Bauteilen in den Verbindungen zugelassen werden. Die Verwendung von flexiblen, teiltragfähigen Verbindungen ist für biegesteife Rahmen unter Schwerkraftbelastung verbreitet. Allerdings ist die Anwendung von halbstarren Verbindungen in seismisch widerstandsfähigen biegesteifen Rahmen mit bedeutenden Problemen verbunden. In der Tat sind biegesteife Rahmen im Allgemeinen nachgiebige Tragwerkssysteme, sodass in der Praxis seitliche Verformungsbeschränkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in vielen Fällen die maßgebenden Bemessungskriterien sind. Die Einführung von halbstarren Verbindungen verstärkt jedoch die Nachgiebigkeit des Tragwerks weiter und würde dieses Problem vergrößern, welches nicht durch die Wahl schwererer Profile für Riegel und Stützen lösbar wäre.

Aus den oben genannten Gründen eignen sich dissipative Verbindungen besser für ausgesteifte Rahmen. Solche Rahmen sind in der Regel ausreichend steif gegen seitliche Verschiebungen, sodass eine Einführung von flexiblen Verbindungen das Gesamtverhalten nicht beeinträchtigen würde. Im Gegenteil können flexible Verbindungen die Diagonalstreben vor Knicken schützen und damit die Gesamtduktilität erhöhen. Darüber hinaus würden sich Reparaturarbeiten nach starken seismischen Ereignissen auf die Verbindungen beschränken und wären einfacher zu handhaben. Im Rahmen des INERD Forschungsprojekts wurden dissipative (INERD) Verbindungen entwickelt, die für ausgesteifte Rahmen geeignet sind. Die Vorteile von ausgesteiften Rahmen mit INERD Verbindungen im Vergleich zu konventionellen ausgesteiften Rahmen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Bessere Einhaltung der Erdbebenbemessungskriterien.
- Schutz der Druckstreben gegen Knicken.
- Aktivierung aller Diagonalstreben, sowohl unter Druck als auch unter Zug, sogar bei großen Stockwerksverschiebungen.
- Begrenzung der plastischen Verformung auf kleine Teile, die leicht ausgetauscht werden können.
- Falls erforderlich, Möglichkeit zur einfachen, kostengünstigen Reparatur nach sehr starken Erdbeben.
- Senkung der Gesamtkosten des Tragwerks für das gleiche Leistungsniveau.

Die U-Verbindungen bestehen aus ein oder zwei gebogenen, U-förmigen, dicken Platten, die die Diagonalstrebe mit dem benachbarten Element verbinden (Abb. 2.1). Auch hier erfolgt die Energiedissipation in der/den gebogenen Scheibe(n).

Der Vorteil dieser Verbindungen besteht darin, dass durch geeignete Dimensionierung plastische Verformungen auf genau vorgegebene Zonen, die Bolzen oder die U-Bleche, begrenzt sind, während die benachbarten Teile elastisch bleiben. Folglich sind Diagonalstreben vor Knicken geschützt und der Schaden ist auf die Bolzen oder die U-Bleche beschränkt. Dabei handelt es sich um kleine Teile, die nach einem ungewöhnlich starken Erdbeben leicht ersetzt werden können, wenn sie in großem Maße verformt werden.

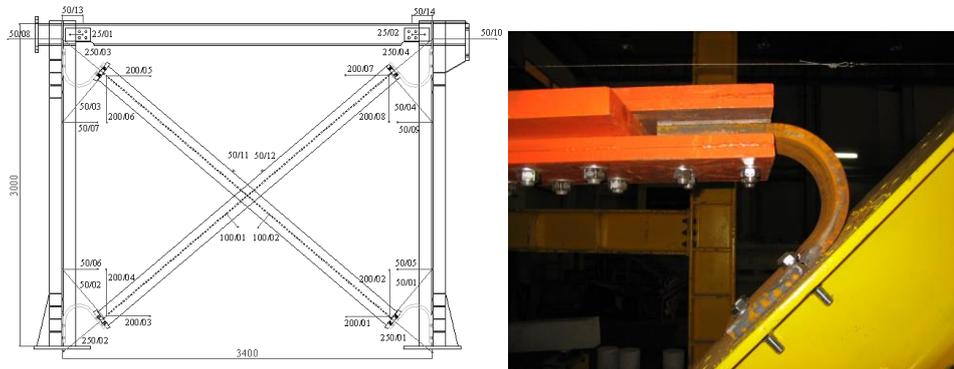


Abb. 2.1: INERD U-Verbindungen

2.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND

Die Bemessung der U-Verbindungen wird im Wesentlichen durch ihre Verformungskapazität bestimmt. Die maximale Verschiebung, die dem Tragwerk gefahrlos aufgezogen werden konnte, beträgt 120mm, wenn auf die im Rahmen des INERD Projekts überprüfte Auswahl an U-Konfigurationen zurückgegriffen wird. Einige andere Konfigurationen können selbstverständlich bei Bedarf entwickelt werden, um spezifische Leistungsvorgaben zu erzielen. Hierbei können die Dicke sowie der Biegeradius der U-Bleche variiert werden, unter Beachtung praktischer Beschränkungen hinsichtlich der Materialeigenschaften und Produktionstechnologie. Diese besonderen Geometrien sollten jedoch immer durch numerische Modelle, die auf FE zurückgreifen, oder durch Versuche gezielt überprüft werden. Es wird daher vorgeschlagen, zunächst die Möglichkeit zu prüfen, ob auf bereits überprüfte Konfigurationen zurückgegriffen werden kann.

2.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN U-VERBINDUNGEN

U-Verbindungen wurden durch experimentelle Versuche im Rahmen des INERD Projekts umfangreich validiert. Versuche an den Verbindungen wurden auf lokaler Ebene an Verbindungen und auf globaler Ebene an einem ausgesteiften Rahmen durchgeführt.

Die betrachteten Parameter (Abb. 2.2) zur Optimierung einer solchen Verbindung sind vorwiegend geometrische:

- R: Radius
- B: Länge der Platte
- e: Dicke
- Position: Lastangriffsrichtung

Der Bereich der überprüften Parameter ist in Tabelle 2.1 gegeben.

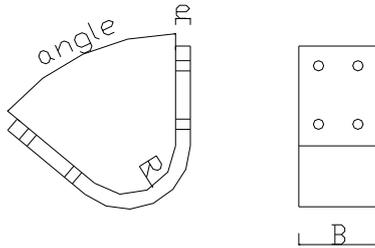


Abb. 2.2: Definition der Parameter für U-Verbindungen

Tabelle 2.1: Bereich möglicher Abmessungen

type	R	B	e	angle	position
2	100	160	25	45	
3	100	160	25	50	
4	100	160	30	50	
5	125	160	30	50	
6	125	160	25	30	
7	125	160	25	45	
8	125	160	25	50	
9	125	160	25	30	
10	125	160	25	39	
11	125	160	25	45	
12	125	160	30	39	

Auch wenn alle oben genannten Konfigurationen validiert wurden, werden folgend einige Vorschläge zur idealen Wahl der Parameter gemacht:

Bei gleicher Dicke (sowohl bei 25 mm als auch bei 30 mm) und Konfiguration (U1 oder U2) ermöglicht ein Radius von 100 mm eine bessere Energiedissipation als ein Radius von 125 mm. Das beste Verhalten der U-Verbindungen wird mit einer größeren Dicke (z.B. 30 mm) und einem kleinen Radius (z.B. 100 mm) erzielt. Dies ist offensichtlich, da eine Erhöhung der Dicke und eine Verringerung des Radius zu einer größeren Biegesteifigkeit des Elementes führt. So können wir als allgemeine Schlussfolgerung angeben, dass die beste Leistung des U-Elements durch Erhöhung der Dicke und Verringerung des Radius erreicht werden kann.

2.5 ERDBEBENBEMESSUNG EINES BAUWERKRAHMENS

In diesem Abschnitt wird ein Beispiel für die Erdbebenbemessung eines Gebäudes vorgestellt. Es wird das Verfahren der äquivalenten statischen Ersatzlasten nach EN1998-1-1 verwendet. Da für die U-Elementverbindungen der Diagonalstreben, die dissipativen Elemente, zu diesem Zeitpunkt kein Bemessungsverfahren zur Verfügung steht, basiert die Wahl des entsprechenden Elementes auf den Versuchsergebnissen des INERD Forschungsprojekts.

2.5.1 Beschreibung des Gebäudes und Tragwerksentwurf

Bei dem Gebäudetyp, der in diesem Bemessungsbeispiel verwendet wird, handelt es sich um vierstöckige Gebäude. Abb. 2.3 stellt die wichtigsten geometrischen Abmessungen des Gebäudes dar. Die Nutzungsklasse des Gebäudes ist der Bürobereich.

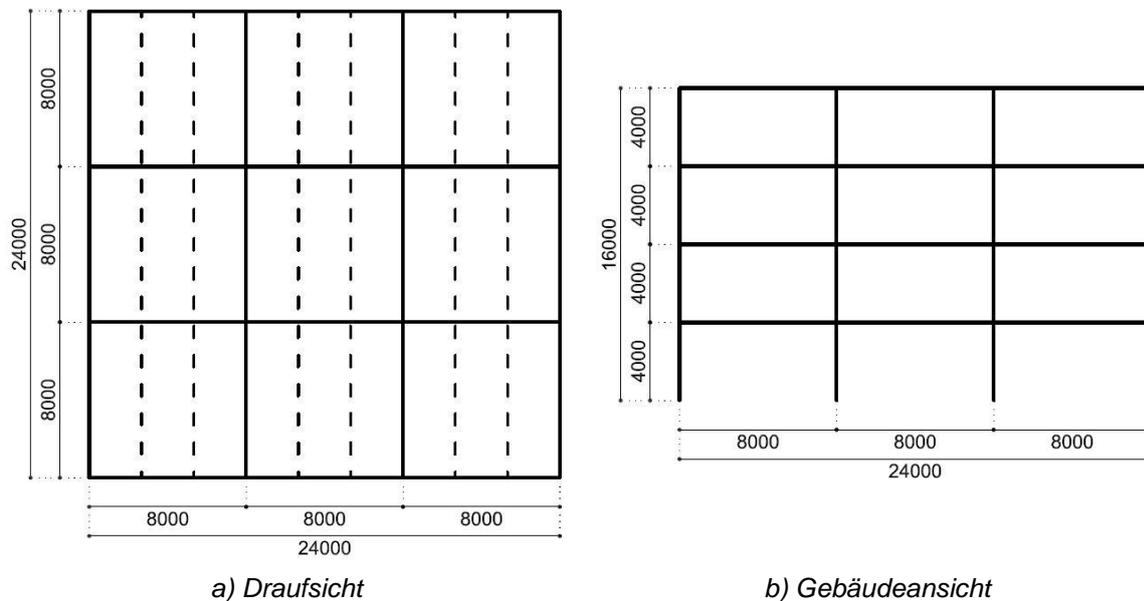
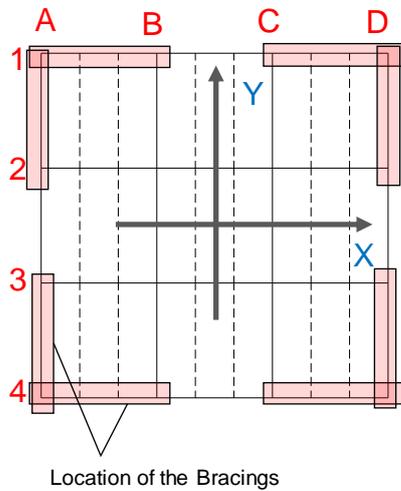
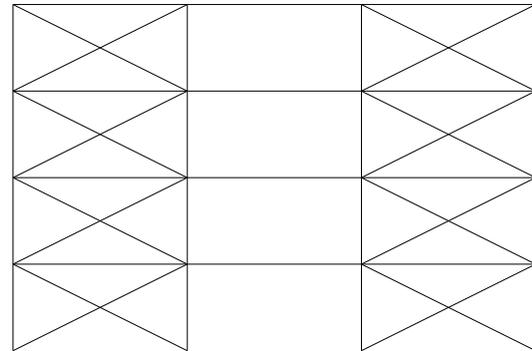


Abb. 2.3: Verwendete Geometrie des Gebäudes im Bemessungsbeispiel

Das Bauwerk ist ein durch konzentrische Verbände ausgesteifter Rahmen, bei dem die Verbindung von Diagonalstreben mit Stützen durch die U-Verbindungen realisiert wurde. Die U-Verbindung ist die dissipative Komponente des Tragwerks. Für jede Richtung werden 4 Diagonalstreben verwendet und wie in Abb. 2.4 dargestellt verteilt. Anfangs wurden nur 2 Diagonalstreben betrachtet. Jedoch wegen der Größe der seismischen Kräfte und der Begrenzung des Widerstands der U-Verbindung, wurde die Alternative mit 4 Diagonalstreben in jeder Richtung gewählt. Hier wird nur die letztlich gewählte Option vorgestellt.



a) Draufsicht
 Abb. 2.4: Bauwerksentwurf



b) Beispielrahmen mit Aussteifungen (AL. 4)

In Tabelle 2.2 sind die Materialien der verschiedenen Bauteile zusammengefasst. Es wird davon ausgegangen, dass die Verbunddecke in einer Richtung wirkt (in X-Richtung gemäß Abb. 2.4).

Tabelle 2.2: Materialien der Tragwerksbauteile

Bauteil	Material
Stützen	S355
Riegel	
Aussteifungen	
Decke	Verbunddecke Beton C20/25 1mm Stahlblech mit 73mm Höhe Höhe der gesamten Platte 150mm
U-Verbindung	gemäß INERD Projekt

2.5.2 Einwirkungen aus Belastung und Erdbeben

Die Belastung, die Grundlage der Berechnung der seismischen Masse, ist in Tabelle 2.3 und Tabelle 2.4 angegeben.

Tabelle 2.3: Ständige Lasten

Lasten aus Eigengewicht		Auflasten		
Eigengewicht aller Bauteile aus Stahl	78,5 kN/m ³ + 10% für Verbindungen, Steifen	Gebäudetechnik, Decke und Zwischenböden	Zwischengeschoss	0,7 kN/m ²
			Obergeschoss	1 kN/m ²

Eigengewicht der Verbunddecke	2,75 kN/m ²	Außenwände	4 kN/m
-------------------------------	------------------------	------------	--------

Tabelle 2.4: Verkehrslasten

Büros	3 kN/m ²
Bewegliche Trennwände	0,8 kN/m ²
Begehbare Dach	3 kN/m ²

Die seismische Belastung ist in Tabelle 2.5 angegeben. Für den Verhaltensfaktor der U-Verbindung wurde im INERD Projekt kein Wert bestimmt. Der angegebene Wert wird basierend auf Erfahrung und auf den experimentellen Ergebnissen des INERD Projektes angenommen. Diese Werte müssen später verifiziert werden. Die vertikale Komponente der seismischen Einwirkung wurde vernachlässigt.

Tabelle 2.5: Definition der seismischen Einwirkung

Bedeutungsfaktor, γ_I	1,0			
Maximale Bodenbeschleunigung, a_{gR}	0,24g			
Baugrundklasse B	S	T_B	T_C	T_D
Typ 1 Spektrum	1,00	0,15s	0,50s	2,00s
Beiwert β für den unteren Grenzwert	0,2			
Verhaltensbeiwert, q	3			

2.5.3 Vorbemessung basierend auf Vertikallasten

Vor der Erdbebenbemessung wurden die Tragwerkselemente Stützen und Riegel nach EN 1993-1-1 Vorbemessen. Die Ergebnisse der Vorbemessung dieser Bauteile sind in Tabelle 2.6 dargestellt. Die Stützenquerschnitte wurden mit Sicherheitsreserven gewählt, um den Längsdruck aufzunehmen, der durch die Erdbebenbelastungen hervorgerufen wird. In Bezug auf die Wahl der Profile für Riegel und Stützen wurde folgendes entschieden: i) einheitliche Stützen, alle Stützen mit demselben Profil; ii) Riegel mit unterschiedlichen Profilen je nach Richtung.

Tabelle 2.6: Stützen- und Riegelquerschnitte

Stützen	HEB 260
Riegel in X-Richtung	IPE 500
Riegel in Y-Richtung	IPE 360

2.5.4 Seismische Berechnung

Die seismischen Kräfte auf das Bauwerk wurden nach dem statischen Ersatzlastverfahren nach EN 1998-1-1 bestimmt. Das Verfahren kann in mehrere Schritte unterteilt werden. Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden nachfolgend dargestellt.

▪ **Bestimmung der seismischen Masse**

Die seismische Masse ergibt sich aus den Einwirkungen der Schwerkraft auf das Gebäude und wird mit der folgenden Einwirkungskombination bestimmt:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad \text{Gl. (2.1)}$$

In Tabelle 2.7 wird die nach der Gleichung (2.1) und den in 2.5.2 dargestellten Lasten ermittelte gesamte seismische Masse pro Stockwerk dargestellt.

Tabelle 2.7: Seismische Masse des vierstöckigen Gebäudes

Stockwerk	Seismische Masse, m [t]
1	323,67
2	323,67
3	323,67
4	301,44
Summe	1272,45

▪ **Bestimmung der Gesamtschubkraft**

Gemäß dem Ersatzlastverfahren und der seismischen Einwirkung (Tabelle 2.5) wurde die Gesamtschubkraft angenommen. Gleichung (2.2) bis (2.6) wurden verwendet, um folgendes zu bestimmen: Die Grundperiode des Tragwerks, die Bemessungs-Pseudo-Absolutbeschleunigung und die Gesamtschubkraft. In Tabelle 2.8 sind die erhaltenen Ergebnisse angegeben.

$$T_1 = C_t H^{2/3} \quad \text{Gl. (2.2)}$$

$$C_t = 0,05 \quad \text{Gl. (2.3)}$$

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad \text{Gl. (2.4)}$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \quad \text{Gl. (2.5)}$$

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad \text{Gl. (2.6)}$$

Tabelle 2.8: Ergebnisse der Gesamtschubkraft-Berechnung

H [m]	C _t	T ₁ [s]	a _g [m/s ²]	S _d (T ₁) [m/s ²]	λ	F _b [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

- Verteilung der seismischen Lasten über die ausgesteiften Rahmen

Die ausgesteiften Rahmen haben die gleiche Steifigkeit, weshalb eine gleichmäßige Verteilung der Gesamtschubkraft alle Rahmen angenommen wurde. Da das Tragwerk vollständig symmetrisch ist, wird nur die unbeabsichtigte Ausmitte (0,05L) für die globale Torsion des Tragwerks und die folgende Vergrößerung der horizontalen Kräfte berücksichtigt. In Tabelle 2.9 sind die Kräfte pro ausgesteiftem Rahmen angegeben. Da der Grundriss des Tragwerks ein Quadrat ist und die ausgesteiften Rahmen gleich in Bezug auf den geometrischen Mittelpunkt positioniert sind, sind die aufgeteilten Kräfte in beiden Richtungen identisch.

Tabelle 2.9: Bestimmung der seismischen Kräfte je ausgesteiften Rahmen

Rahmen	F _b [kN]	X [m]	L [m]	δ	F _b ' [kN]
1	1061,05	12	24	1,05	1114,1
4					
A					
D					

- Bestimmung der seismischen Kräfte je Stockwerk

Die Aufteilung der Massen pro Stockwerk erfolgt auf der Grundlage des Gewichts jedes Stockwerks und der Höhe des Stockwerks bis zum Boden, wie in Gl. (2.7) beschrieben. In Tabelle 2.10 werden die Kräfte pro Stockwerk angegeben.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad \text{Gl. (2.7)}$$

Tabelle 2.10: Aufteilung der seismischen Kräfte je Stockwerk

Stockwerk	z _i [m]	m*z _i [t*m]	F _i [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	Σm*z _i	12591	

2.5.5 Wahl der U-Verbindung

Die Wahl der U-Verbindung für die Streben-Stützen Anschlüsse wurde unter Verwendung der Versuchsergebnisse des INERD Forschungsprojekts durchgeführt. Gemäß den seismischen Kräften je Stockwerk und je ausgesteiftem Rahmen und unter Berücksichtigung, dass sowohl Druck- als auch Zugstreben aktiv sind, wurden die Kräfte in jeder Verbindung berechnet. Dabei muss beachtet werden, dass je

niedriger sich das Stockwerk befindet die Kräfte auf die Aussteifungen anwachsen. In Tabelle 2.11 sind Kräfte auf jede verwendete Verbindung gegeben. Die Wahl der U-Verbindung erfolgte anhand der im INERD Projekt getesteten Kapazität der Verbindung. Letztere ist auch in der Tabelle enthalten. Die Verbindungskennung ist der Name des im Rahmen des INERD Forschungsprojekts getesteten Prüfkörpers (Tabelle 2.11).

Tabelle 2.11: Wahl der U-Verbindung für Aussteifungen

Stockwerk	$F_{\text{Brac,con}}$ [kN]	Verbindungskennung	$F_{\text{con,Test}}$ [kN]
4	119	Mola 3	144
3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

2.5.6 Bemessung des Gebäudes für seismische Belastung

Die endgültige Bemessung der Bauteile (Stützen und Aussteifungen) in Abhängigkeit von den seismischen Belastungen basierte auf den Prinzipien der Kapazitätsbemessung. So waren die Bemessungslasten nicht die Kräfte, die sich aus der seismischen Belastung ergeben haben, sondern diejenigen aus dem Widerstand der U-Verbindung. Da der Widerstand der U-Verbindung der Prüfwert und nicht der nominelle Bemessungswert ist, wurde der Überfestigkeitsfaktor (γ_{ov}) gleich 1 angenommen. Wie zuvor erwähnt, wurde die Bemessung der Bauteile aus Stahl nach EN 1993-1-1 durchgeführt. Da das Stützenprofil nicht von der in 2.5.3 beschriebenen Konstruktion abgeändert wurde, sind in Tabelle 2.12 nur die finalen Aussteifungen angegeben. Die maßgebende Bemessungsgleichung der Aussteifungen ist der Widerstand gegen Biegeknicken. In Tabelle 2.12 ist dieser Widerstand gegeben.

Tabelle 2.12: Finale Bemessung der Aussteifungen

Stockwerk	Profil	$N_{b,Rd}$ [kN]
4	HEA 120	186
3	HEA 140	298
2	HEA 160	447
1	HEA 160	447

Tabelle 2.13 und Tabelle 2.14 geben detaillierte Auskunft über die Kontrolle der Begrenzung der P- Δ -Effekte nach EN 1998-1-1. Die nach Gleichung (2.8) berechneten Werte θ für alle Stockwerke liegen deutlich unterhalb des Grenzwerts (0,1), weshalb Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt werden können.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10 \quad \text{Gl. (2.8)}$$

Tabelle 2.13: Empfindlichkeit gegenüber Effekten nach Theorie zweiter Ordnung für Rahmen in X-Richtung

Stockwerk	Ersatzlastverfahren $E_s + G + \Psi_{Ei} \cdot Q$				$G + \Psi_{Ei} \cdot Q$		
	d_i [m]	d_r [m] ($d_i - d_{i-1}$)	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h_i [m]	θ
1	4,86E-03	1,46E-02	142,5	1386,0	6241,4	4	0,016
2	9,66E-03	1,44E-02	285,0	1243,5	4653,7	4	0,014
3	1,49E-02	1,58E-02	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,93E-02	1,31E-02	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

Tabelle 2.14: Empfindlichkeit gegenüber Effekten nach Theorie zweiter Ordnung für Rahmen in Y-Richtung

Stockwerk	Ersatzlastverfahren $E_s + G + \Psi_{Ei} \cdot Q$				$G + \Psi_{Ei} \cdot Q$		
	d_i [m]	d_r [m] ($d_i - d_{i-1}$)	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h_i [m]	θ
1	4,51E-03	0,014	142,5	1386,0	6241,4	4	0,015
2	9,42E-03	0,015	285,0	1243,5	4653,8	4	0,014
3	1,46E-02	0,016	427,5	958,5	3066,2	4	0,013
4	1,89E-02	0,013	531,0	531,0	1478,6	4	0,009

2.6 ANWENDUNGSFELD

Aufgrund der relativ hohen Verformbarkeit eignet sich der Einsatz der INERD U-Verbindung vor allem für Tragwerke, die sich als nicht zu empfindlich gegenüber großen Verschiebungsanforderungen erwiesen haben. Dies gilt demnach vorwiegend für mehrstöckige Gebäude mit einer begrenzten Anzahl von Stockwerken (typischerweise maximal 4 bis 6 abhängig von der Konfiguration der U-Verbindung).

2.7 BIBLIOGRAPHIE

1. ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
2. AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
3. Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.
4. Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
5. Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
6. ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
7. ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.

8. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS - User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
9. Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. Composite Construction in Steel and Concrete IV – Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 – June 2, Banff, Alberta, 947-958.
10. Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal AISC Vol. 3.
11. Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. Journal of Struct. Engrg., ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
12. Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
13. Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon, London.
14. prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
15. prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
16. prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
17. prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
18. prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
19. Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.
20. Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. <http://nisee.berkeley.edu/turkey>.
21. Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
22. Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft storey in reinforced concrete structures submitted to earthquake", in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
23. Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., "Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
24. Doneux C., Plumier A., "Mitigation of seismic soft storey failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
25. Vayas I., Thanopoulos P., "Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections", in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.

26. Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., "Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
27. Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., "Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames", in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.
28. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
29. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS'05).Shanghai 13-15 June, 2005.
30. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., "Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
31. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, "Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections", in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
32. Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
33. Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
34. Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.

3 FUSEIS TRÄGERVERBINDER

3.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsprogramms RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Einrichtungen für seismisch widerstandsfähige Stahlrahmen" (englisch: Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames, Akronym: FUSEIS) wurden zwei innovative dissipative Systeme namens FUSEIS 1 und FUSEIS 2 eingeführt und entsprechende Bemessungsleitfäden entwickelt [1, 2]. Abhängig von der Geometrie der dissipativen Elemente ist das System FUSEIS 1 weiter in zwei Typen unterteilt: FUSEIS Trägerverbinder und FUSEIS Bolzenverbinder. Der aktuelle Bericht befasst sich mit dem FUSEIS-Trägerverbindersystem, während für das FUSEIS-Bolzenverbindersystem ein Begleitbericht existiert.

3.2 BESCHREIBUNGUNG DES FUSEIS TRÄGERSYSTEMS

Das FUSEIS Trägersystem besteht aus zwei eng beieinanderstehenden, starken Stützen, die durch mehrere Träger biegesteif miteinander verbunden sind. Die Balken verlaufen von Stütze zu Stütze und können verschiedene Querschnittstypen haben, wie beispielsweise RHS, SHS, CHS Profile oder I-Profile. Der prinzipielle Aufbau ist in Abb. 3.1 schematisch dargestellt. Das FUSEIS Trägersystem widersteht Querkräften als vertikaler Vierendeelträger, hauptsächlich durch die Kombination von Biegung und Schub in den Riegeln und Normalkräften in den Stützen. Die dissipativen Elemente des Systems sind die Riegelabschnitte zwischen den Stützen. Diese Elemente sind im Allgemeinen keinen senkrechten Lasten ausgesetzt, da sie zwischen den Stockwerksebenen liegen.

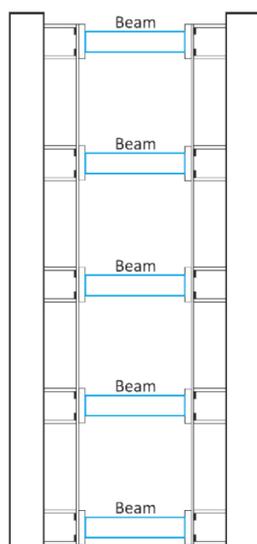


Abb. 3.1: FUSEIS Trägersystem:
Prinzipiskizze

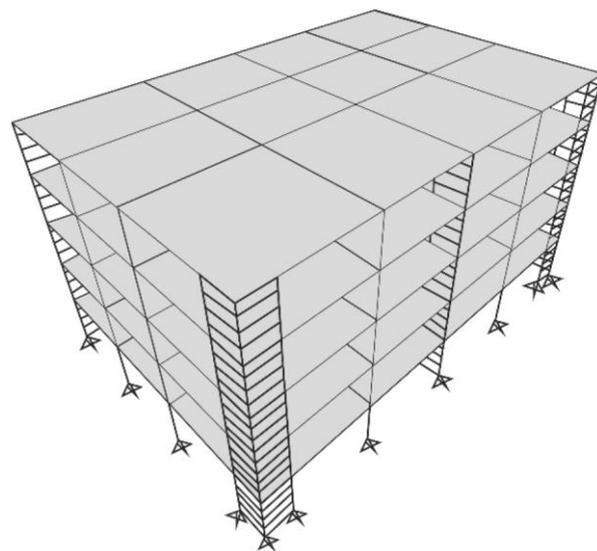


Abb. 3.2: Exemplarische Anordnung in einer Stahlrahmenkonstruktion

Die erforderliche seismische Widerstandsfähigkeit eines Gebäudes kann mit einer entsprechenden Anzahl solcher Systeme in den jeweiligen Richtungen erreicht werden. In Abb. 3.2 ist exemplarisch die Anordnung von einigen FUSEIS Trägersystemen in einem Stahlrahmentragwerk dargestellt. Wenn die Riegel-Stützenverbindungen des Gebäudes als gelenkig ausgebildet werden, erbringt dieses System allein den seismischen Widerstand des Gebäudes. Wenn die Anschlüsse biegesteif oder halbsteif sind, erfolgt dies in Kombination mit dem ganzen biegesteifen Rahmen. In beiden Fällen sollten die Riegelanschlüsse an die FUSEIS Systemstützen als gelenkig ausgebildet werden, da das FUSEIS Trägersystem nicht planmäßig dafür vorgesehen ist, als Teil des Systems zur Schwerkraftabtragung zu wirken.

Zur Minimierung der Schäden an den Fundamenten wird empfohlen die Stützenfüße gelenkig auszuführen. Bei mehrstöckigen Gebäuden können die Stützenenden sowohl gelenkig als auch eingespannt ausgeführt werden, da analytische Untersuchungen zeigten, dass es keinen signifikanten Unterschied gibt. Die Trägerverbinder-Stützen-Knotenpunkte sind biegesteif ausgebildet, damit die Vierendeel-Wirkung ermöglicht wird. Außerdem sind sie derart bemessen, dass sie eine ausreichende Überfestigkeit haben, damit nur in den FUSEIS Trägerverbindern eine Energiedissipation stattfindet. Es sollten geschraubte Kopfplattenverbindungen verwendet werden, um einen leichten Austausch der Trägerverbinder zu ermöglichen.

Die Trägerverbinder können aus geschlossenen (RHS) oder offenen Querschnitten (I- oder H-Profile) bestehen. Unter Annahme einer typischen Stockwerkshöhe von 3,4 m können vier oder fünf Trägerverbinder pro Geschoss eingesetzt werden. Die Höhe der Träger hängt von der erforderlichen Steifigkeit und der Anforderung eines ausreichenden vertikalen Abstandes zwischen den Trägern ab. RHS-Querschnitte sind vorteilhafter als offene Querschnitte aufgrund ihrer größeren Biege- und Torsionssteifigkeit und Tragfähigkeit. Die Trägerverbinder-Querschnitte können sich zwischen den Stockwerken ändern, gemäß der Zunahme des Stockwerkschubs von oben bis zum Fundament des Gebäudes. Die Verbinder können auch innerhalb eines Stockwerkes variieren, entweder in Bezug auf ihre Querschnitte oder auf ihre Längen l_n , siehe Abb. 3.3 Stützen können aus offenen oder geschlossenen Querschnitten bestehen. Offene Profile sind jedoch vorteilhafter, da sie einen leichteren Anschluss der Riegel ermöglichen. Bei geschlossenen Querschnitten kann ein T-Profil angeschweißt werden, um den Vorteil einer leichteren Verbindung zu ermöglichen.

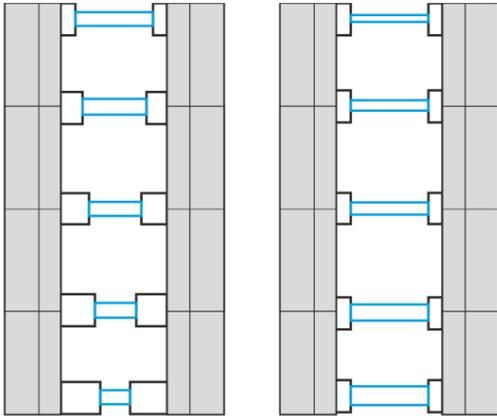


Abb. 3.3: Anpassung von FUSEIS Trägersystemen an steigenden Stockwerksschub durch verschiedene Trägerlängen (links) und verschiedene Querschnitte (rechts)

Der größte Nachteil herkömmlicher Rahmentypen wie biegesteife Rahmen (MRF) und durch konzentrische (CBF) oder exzentrische (EBF) Verbände ausgesteifte Rahmen ist, dass sie nach einem Erdbebenereignis nicht repariert werden können. Bei biegesteifen Rahmen müssen die Träger und ihre Anschlüsse ausgetauscht werden. Da diese beiden Elemente zu dem System gehören, welches die Schwerkraftbelastung aufnimmt, ist ihr Ersatz schwierig. Bei durch exzentrische Verbände ausgesteiften Rahmen müssen die Verbinder, die kurze Abschnitte der Träger sind, ersetzt werden. Bei durch konzentrische Verbände ausgesteiften Rahmen wird der Schaden in den Diagonalstreben erwartet, welche aufgrund ihrer Länge und ihres Gewichts ebenfalls schwer auszutauschen sind. Diese herkömmlichen Tragwerksysteme können durch die innovativen FUSEIS Trägerverbinder ersetzt werden. Dabei hat das neue System folgende Vorteile:

- Eine plastische Verformung tritt nur in den dissipativen Trägerverbinderementen auf
- Wenn plastisch verformt, können die Trägerverbinder leicht ausgetauscht werden, da sie nicht Teil des Systems sind, das die Schwerkraftbelastung aufnimmt, und außerdem sind sie einfach zu handhaben
- Um das architektonische Erscheinungsbild nicht durch das die seismische Last abtragende System zu beeinträchtigen, kann das FUSEIS Trägersystem in kleinen Bereichen des Gebäudes positioniert werden
- Gleichzeitig können die Trägerverbinder als sichtbare Teile des Gebäudes verwendet werden, um zu zeigen, dass es sich um ein seismisch widerstandsfähiges System handelt
- Bei entsprechender Auswahl der Profile der FUSEIS Trägerverbinder kann eine sequentielle Plastifizierung erreicht werden

Um sicherzustellen, dass die Energiedissipation nur in den Trägerverbindern stattfindet, sind die Trägerverbinder-Stützen-Knotenpunkte biegesteif ausgebildet und besitzen eine ausreichende Überfestigkeit. Darüber hinaus werden die Trägerverbinder durch geschraubte Kopfplatten befestigt, um einen leichten Austausch zu ermöglichen, falls diese nach einem seismischen Ereignis plastisch verformt sein sollten.

Um die Träger-Stützen-Verbindung gegen Fließen und Bruch zu schützen, sollten die FUSEIS Trägerverbinder derart entworfen sein, dass sich das Fließgelenk nicht in Nähe des Anschlussbereichs bildet. Aus diesem Grund sind am Ende der Träger, wie in Abb. 3.4 dargestellt, geschwächte Trägerquerschnitte (englisch: reduced beam section, RBS) vorgesehen. Gleichbleibende, verjüngte oder radiusgeschnittene Formen sind möglich, um die Querschnittsfläche zu reduzieren. Zur Minimierung der Spannungskonzentration ist der Radiuschnitt im Vergleich mit anderen Schnittarten überlegen. Die typische Länge der Fließgelenke in Stahlträgern hat die Größenordnung der halben Trägertiefe. Daher sollte sich der geschwächte Trägerquerschnitt, in welchem sich das Fließgelenk bilden soll, mindestens so weit von der Anschlussstelle entfernt befinden. Alternativ zur Reduktion des Trägerquerschnitts könnte der Anschlussbereich mittels zusätzlicher Bleche verstärkt werden.



Abb. 3.4: Verschiedene Profile für FUSEIS Trägerverbinder mit geschwächtem Querschnitt (RBS): RHS oder SHS, CHS und IPE- oder HEA-Profile

3.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND

Das FUSEIS Trägersystem wirkt als vertikaler Vierendeelträger. Das theoretische statische System und die Beziehungen zwischen den Schnittgrößen sind in Abb. 3.5 skizziert. Unter Annahme der Momentengelenke an den Mittelpunkten der Träger und der Stützen zwischen den Trägerverbindern, können für die horizontale Belastung im elastischen Zustand die inneren Momente und Schnittgrößen wie folgt aus der Statik abgeleitet werden:

Stützen

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L} \quad \text{Gl. (3.1)}$$

$$V_C = \frac{V_{storey}}{2} \quad \text{Gl. (3.2)}$$

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{storey} \cdot h}{4} \quad \text{Gl. (3.3)}$$

Träger

$$M_b = 2 \cdot M_C = \frac{V_{storey} \cdot h}{2} \quad \text{Gl. (3.4)}$$

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{storey} \cdot \frac{h}{L} \quad \text{Gl. (3.5)}$$

mit

M_{ov} = Kippmoment des Rahmens

V_{story} = Stockwerksschub

L = Längsabstand der Stützen

H = Vertikaler Abstand der FUSEIS Trägerverbinder

Die obigen Gleichungen zeigen, dass in einem Stockwerk der Schub und die Momente von Stützen und Trägern konstant bleiben, während die Normalkräfte der Stützen linear von oben nach unten zunehmen.

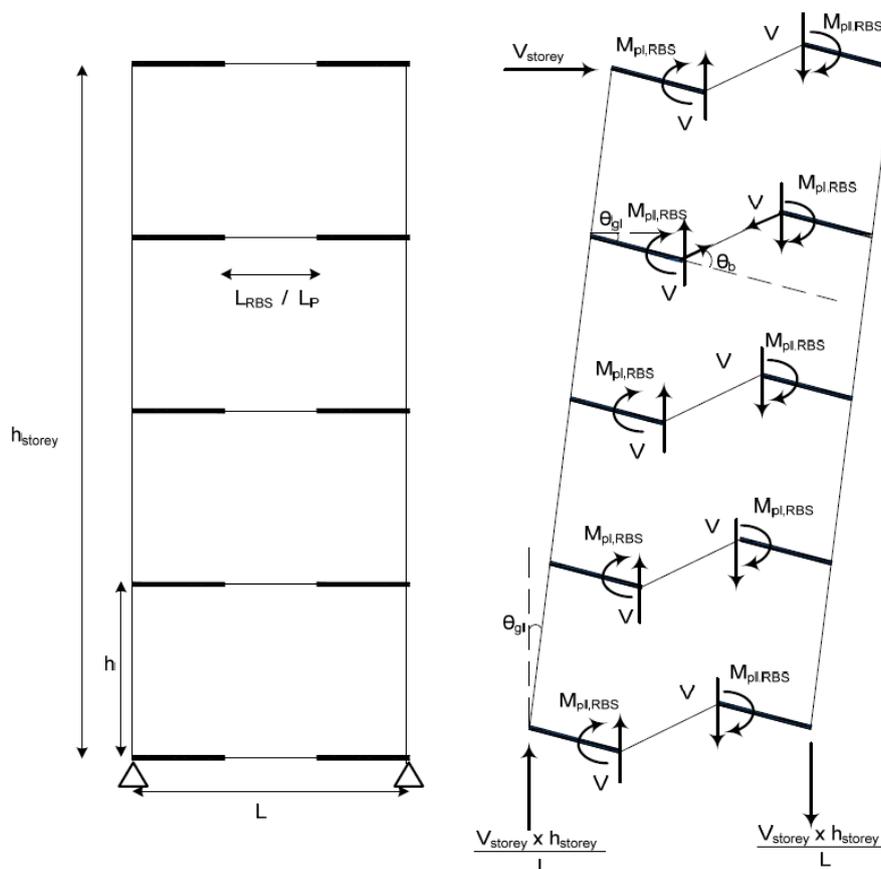


Abb. 3.5: Theoretische Schnittkräfte und -momente in den Trägern und Stützen entsprechend eines Vierecksträgers

3.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN FUSEIS TRÄGERVERBINDERN

3.4.1 Experimentelle Untersuchungen an einzelnen Trägerverbindern

3.4.1.1 Experimenteller Versuchsaufbau und getestete Trägerverbinder

Im Rahmen zweier europäischer Projekte wurden Versuche an dem FUSEIS Trägersystem durchgeführt, namentlich den Projekten FUSEIS [2] und MATCH [26]. Wie in diesem Abschnitt beschrieben wird, wurden Trägerverbinder einzeln untersucht. Zusätzlich wurden auch montierte und mit starken Stützen verbundene untersucht, wie in Abschnitt 4.2 beschrieben. Insgesamt wurden 40 Versuche für einzelne Trägerverbinder durchgeführt, davon 23 Versuche im Rahmen des FUSEIS Projekts und 17 im Rahmen des MATCH Projekts. Das Versuchsprogramm umfasste Abwandlungen von Querschnittstypen, Material, Länge der Trägerverbinder und der Belastungsverhältnisse. Einzelne Trägerverbinder wurden mit Hilfe von Schraubenverbindungen zwischen zwei Horizontalträgern eines verschieblichen Versuchsrahmens platziert. Ein Kraftzylinder mit einer Kapazität von ± 200 mm wurde an dem oberen Träger des Prüfrahmens befestigt, sodass dieser horizontal bewegt werden konnte, wie in Abb. 3.6 dargestellt. Um das System seitlich zu stabilisieren, wurden an den Seiten Gleitplatten montiert, wie in Abb. 3.7 zu sehen ist.

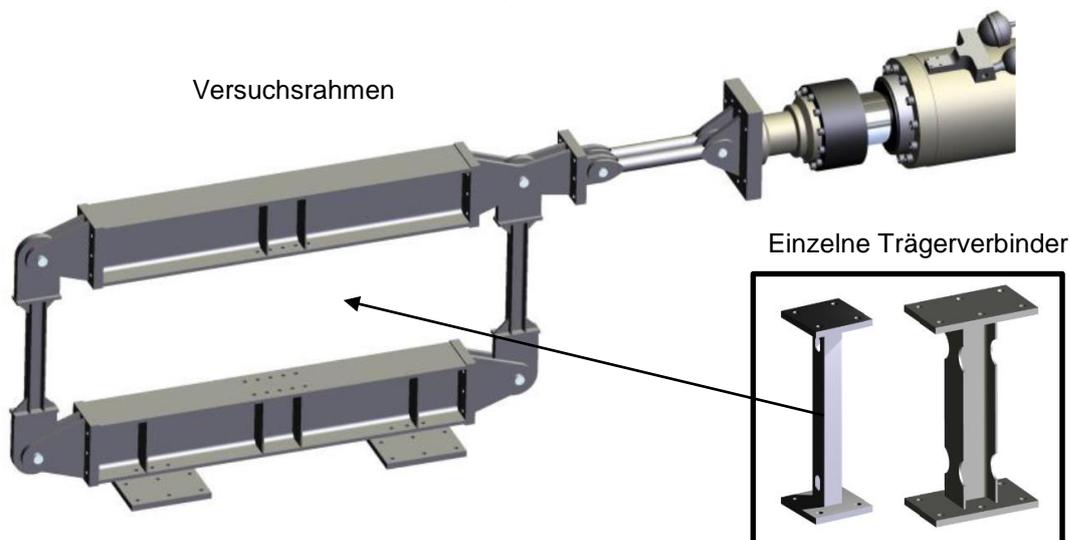


Abb. 3.6: Darstellung des Rahmenaufbaus zur Prüfung von einzelnen Trägerverbindern



Abb. 3.7: Foto des Prüfrahmens mit seitlicher Stützkonstruktion

3.4.1.2 Ergebnisse der monotonen Versuche

Lange Probekörper mit einer Trägerverbinderlänge von 900 mm zeigten ein sehr duktileres Verhalten mit maximalen Verschiebungen von über 150 mm vor Versagen. Im Vergleich mit diesen Prüfkörpern erreichten kürzere Prüfkörper mit einer Länge von 500 mm die maximale Verschiebung bei etwa 80 mm. Dabei war der Verfestigungseffekt nach Überschreiten des elastischen Bereichs bei I-Profilen wesentlich stärker als bei CHS. Dies hing höchstwahrscheinlich mit dem hohen Ausnutzungsgrad hinsichtlich der Schubbelastung zusammen. Abb. 3.6 zeigt für einen FUSEIS Trägerverbinder mit IPE-Querschnitt eine beispielhafte monotone Versuchskurve sowie das korrespondierende Schadensbild.

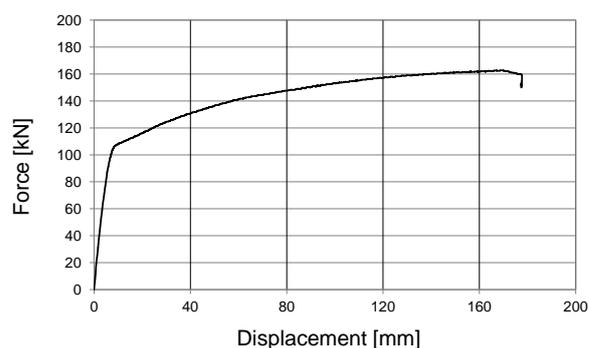


Abb. 3.8: Beispielhaftes hysteretisches Verhalten und Schadensbild für monotone Belastung

3.4.1.3 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Als Referenz für das Prüfverfahren wurde die *ECCS - Empfehlung zur Beurteilung des Verhaltens von konstruktiven Stahlelementen unter zyklischen Lasten* verwendet [14]. Der maximale Verschiebungswert von 60 mm (4 % Stockwerksverschie-

bung) wurde nur mit einigen der FUSEIS Trägerverbindern erreicht. Einige Trägerverbinder konnten diese Maximalverschiebung nicht erzielen. Trotzdem zeigten die meisten Trägerverbinder bei zyklischer Belastung ein sehr duktileres Verhalten. Obwohl bei einigen Tests sehr früh – bei Verschiebungen von etwa 20 bis 30 mm – Risse und Beuleffekte auftraten, wurde eine hohe Duktilität erreicht. In den meisten Fällen konnte ein ausgeprägtes duktileres Verhalten mit Rissen im Grundmaterial und einem langsamen Risswachstum beobachtet werden. Der Ort des Auftretens und die Gestalt der Beulen waren stark abhängig vom Querschnitt, der Länge des Prüfkörpers als auch der Höhe der Belastung. Die Stellen, an denen die ersten Risse auftreten, sind im Allgemeinen abhängig von diesen Beulen. Nur wenige Prüfkörper brachen im Bereich der Wärmeeinflusszone, wobei ein weniger duktiler Bruch festgestellt wurde. Die wichtigsten Erkenntnisse aus der Versuchsdurchführung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Kraft-Verschiebungskurven von Prüfkörpern desselben Typs wiesen teils deutliche Unterschiede auf.
- Bei einigen Prüfkörpern erschienen sehr früh Risse. Trotz der Risse hatten die Prüfkörper eine erhebliche Restkapazität.
- Die anfänglichen Kehlnahtschweißnähte der SHS-Profile waren nicht ausreichend. Es empfiehlt sich anstelle von Kehlnähten voll durchgeschweißte Stumpfnähte zu verwenden.

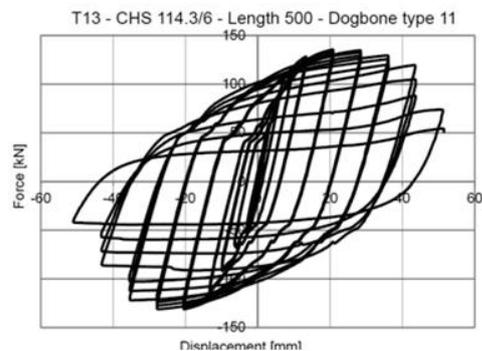
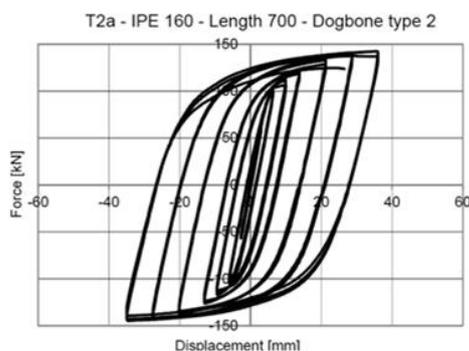


Abb. 3.9: Beispielhaftes hysteretisches Verhalten und Schadensbild für I-Profile (links) und CHS-Profile (rechts)

Abb. 3.9 zeigt beispielhafte hysteretische Kurven und Schadensbilder für FUSEIS Trägerverbinder mit IPE- und CHS-Querschnitt. In den meisten Fällen führten Risse und Beuleffekte zu einem Abfall der zyklischen Lastverschiebungskurven und folglich zu einer geschwächten Energiedissipation je Zyklus, wie es in Abb. 3.10 dargestellt ist. Die kumulierte dissipierte Energie ist in Abb. 3.11 dargestellt. Ein Vergleich der gesamten dissipierten Energie aller FUSEIS Trägerverbinder ist in Abb. 3.12 zu sehen.

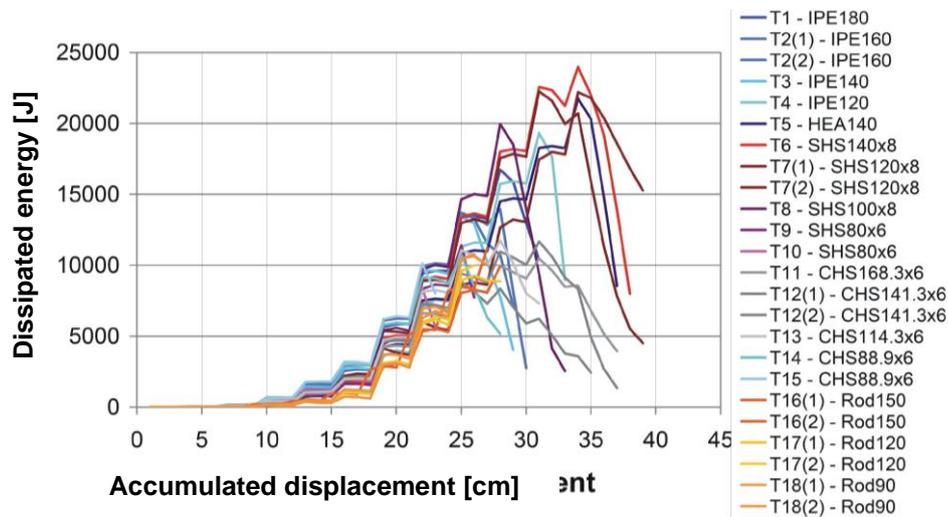


Abb. 3.10: Ergebnisse der zyklischen Versuche der FUSEIS Trägerverbinder: dissipierte Energie je Zyklus

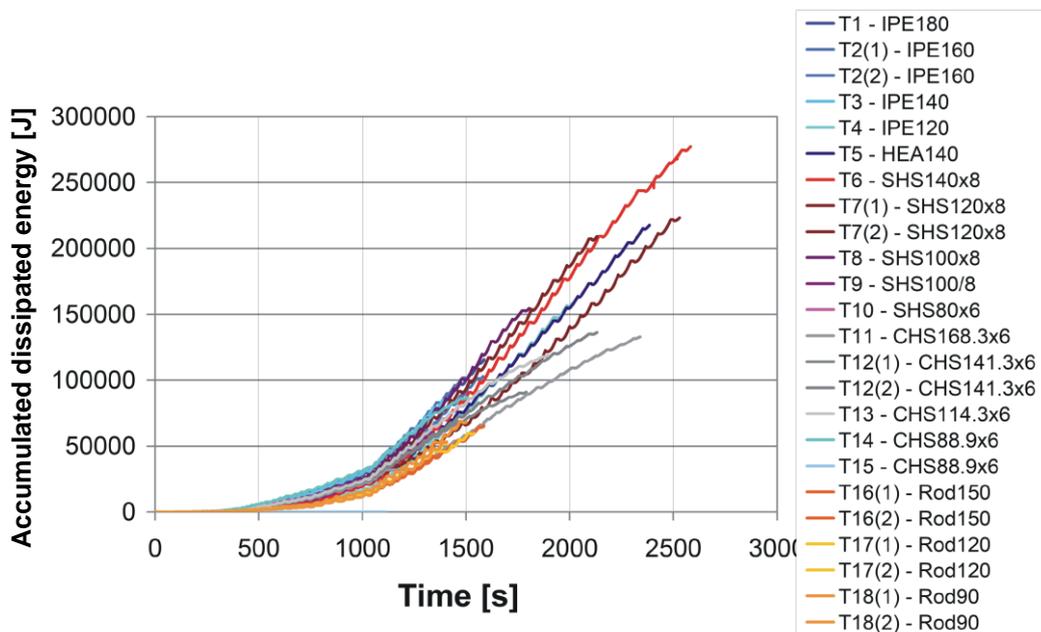


Abb. 3.11: Ergebnisse der zyklischen Versuche der FUSEIS Trägerverbinder: kumulierte dissipierte Energie

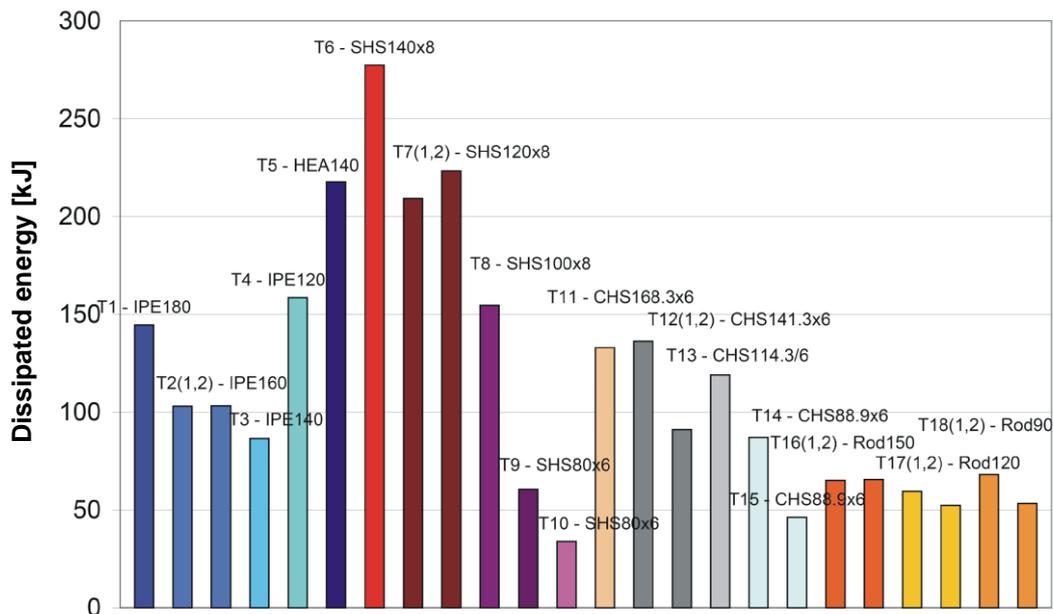


Abb. 3.12: Ergebnisse der zyklischen Versuche der FUSEIS Trägerverbinder: gesamte dissipierte Energie

3.4.2 Experimentelle Untersuchungen am gesamten Rahmen mit FUSEIS Trägerverbindern

3.4.2.1 Experimenteller Versuchsaufbau und geprüfte Rahmen

In der Versuchshalle des Institutes für Stahlbau der NTUA wurden zwei Großversuche an Rahmen mit FUSEIS-Trägerverbindern durchgeführt [0]. Der Testrahmen bestand aus zwei eng beieinander stehenden, starken Stützen, die durch fünf Träger biegesteif miteinander verbunden waren, wie in Abb. 3.13 dargestellt. Die Abmessungen des Rahmens entsprechen einem echten Gebäuderahmen: die Höhe beträgt 3,4 m und der Abstand zwischen den Achsen der Stützen beträgt 1,50 m. Die Stützen des Versuchsrahmens wurden durch Bolzenverbindung mit dem Prüfstand verbunden. Die zyklische Belastung wurde durch einen hydraulischen Zylinder angesetzt, der horizontal mittels zweier Gelenke zwischen dem Fußpunkt der Stützen und dem Fundament aufgestellt war.

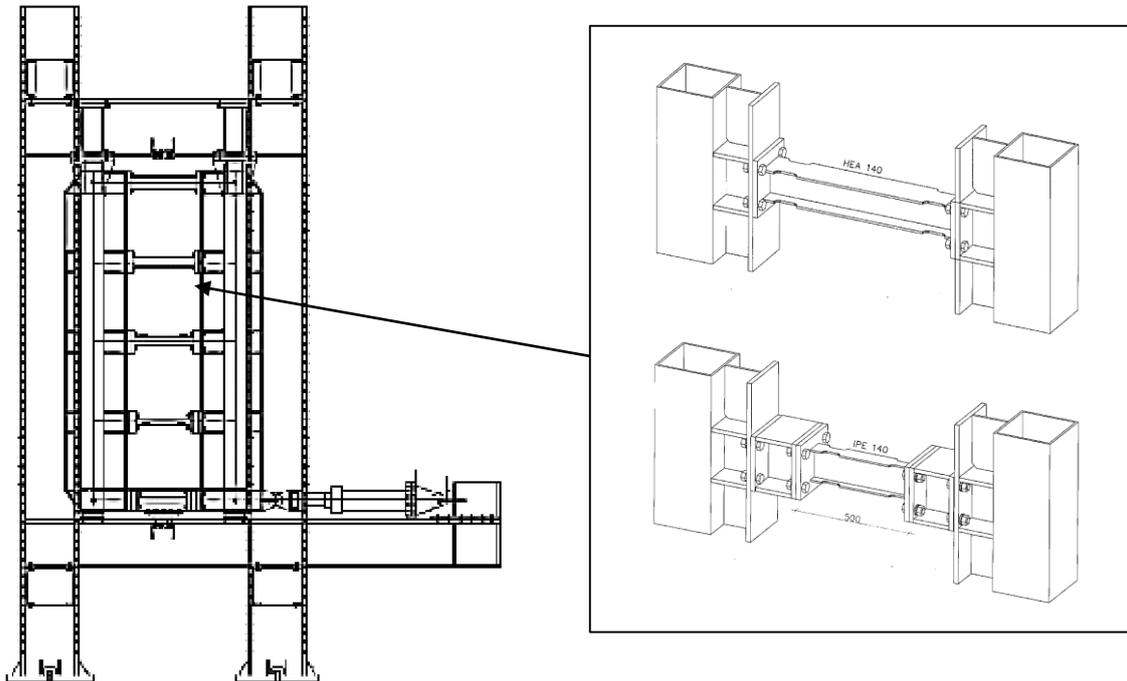


Abb. 3.13: Seitenansicht des Versuchsrahmens mit fünf einzelnen Trägerverbindern (links) und Detailzeichnung des Anschlusses der einzelnen Trägerverbinder zu den starken Stützen (rechts)

3.4.2.2 Versuchsergebnisse

Alle Prüfkörper zeigten eine gute plastische Verformungskapazität. Es ist hervorzuheben, dass der Widerstand des Systems ohne Stabilitätsversagen während der anfänglichen und weitergehenden Plastifizierungen wuchs. Dies ist vor allem auf die Verfestigung zurückzuführen. Plastische Verformungen fanden nur innerhalb der FUSEIS-Trägerverbinder statt, während die Stützen bis zum Ende des letzten Versuchs elastisch und unbeschädigt verblieben. Die erforderliche Zeit für den Ersatz einer Trägerverbindung betrug etwa 60 Minuten.

Das Fließen der Trägerverbinder begann im Bereich des geschwächten Querschnittes. An der Ausrundung des geschwächten Querschnittes wurden duktile Risse beobachtet. An der selben Stelle verringerte sich schließlich bei zunehmender Verformung des Prüfkörpers die Höhe des Trägers. Nach Erreichen der maximalen Beanspruchbarkeit verminderte sich die Last mit gleichzeitiger Verzerrung der geschwächten Querschnitte sukzessive. Alle Rahmen erreichten eine gegenseitige Stockwerksverschiebung zwischen 2% und 4%. Im Allgemeinen wurde beobachtet, dass für die Hohlprofile aufgrund des zusätzlichen Widerstandes durch die Stege die Last im Vergleich zu den IPE-Profilen gleichmäßiger verringert wurde. Besonders die CHS-Profile verhielten sich noch besser, da die Plastifizierung entlang des Querschnittumfangs verteilt war. Auf Fotos, die von einer Wärmebildkamera aufgenommen wurden, wurde die Gelenkbildung während der Versuche deutlich sichtbar. Dabei zeigen rote Färbungen die höheren Temperaturwerte in den Bereichen der

geschwächten Querschnitte an. Abb. 3.14 zeigt Fotos der verformten Trägerverbinder. Ein beispielhaftes hysteretisches Verhalten des Gesamtrahmens ist in Abb. 3.15 dargestellt.

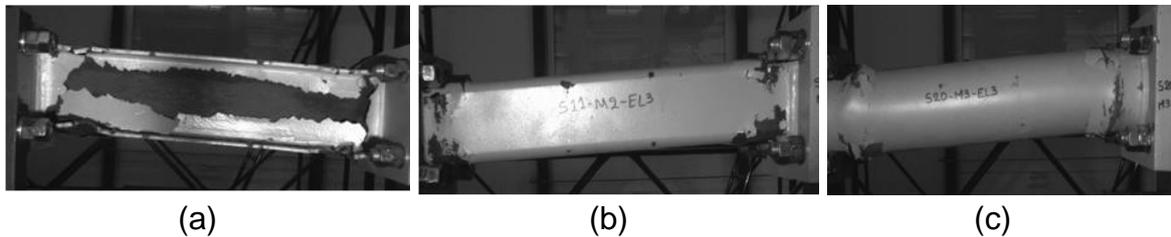


Abb. 3.14: Fotos der verformten FUSEIS Trägerverbinder: (a) IPE Träger, (b) SHS Träger, (c) CHS Träger

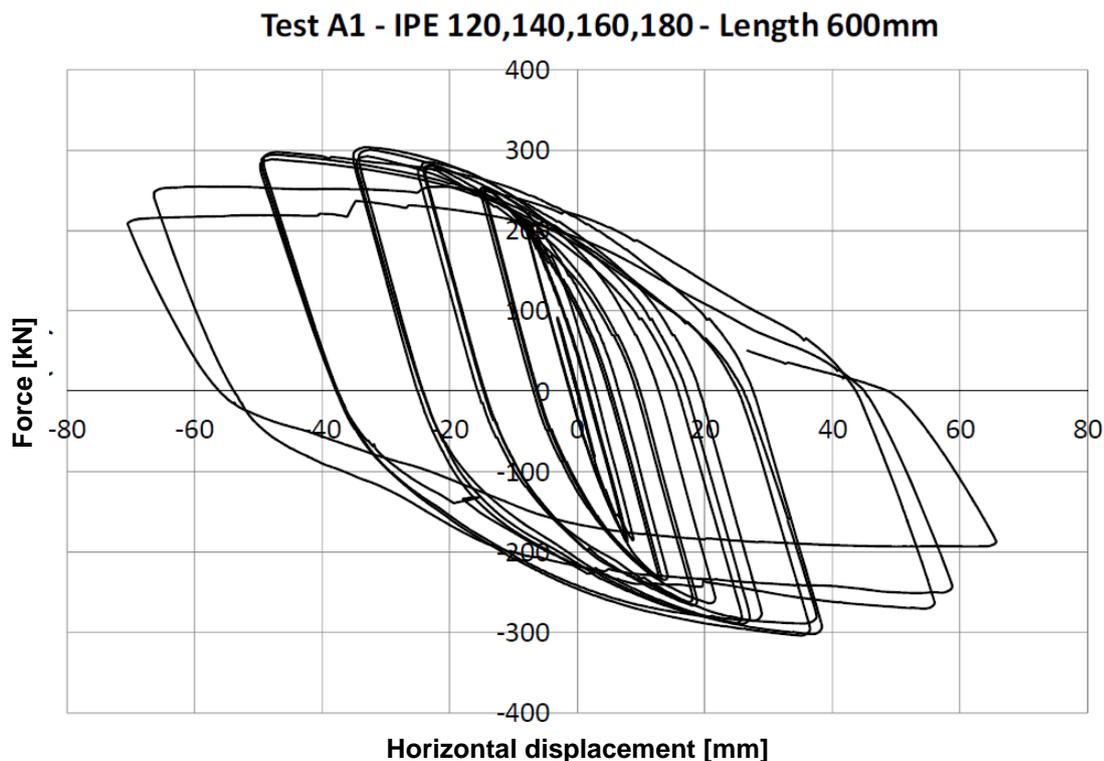


Abb. 3.15: Beispielhafte Hysterese des mit IPE Trägern ausgestatteten Rahmens

3.4.2.3 Vergleich zwischen experimentellen und theoretischen Schubkräften

Die experimentellen Untersuchungen zeigten, dass das System mit Trägerproben als vertikaler Vierendeelträger arbeitet. Es hält Querkäften vor allem durch Biegemomente der Träger und Normalkräfte der Stützen stand. Unter Annahme von Gelenken an den Mittelpunkten der Träger und Stützen können die aus der horizontalen Belastung resultierenden Schnittmomente und -kräfte im elastischen Zustand aus statischen Betrachtungen hergeleitet werden. Die Schubkraft infolge des Widerstandsmomentes $M_{pl,Rd}$ an den Trägerenden wird wie folgt berechnet:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}} \quad \text{Gl. (3.6)}$$

mit $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ als Bemessungswiderstandsmoment des geschwächten Trägerquerschnittes (RBS) des FUSEIS Trägerverbinders, l_{RBS} als dem Längsabstand zwischen den RBS Mittelpunkten und L als dem Längsabstand zwischen den Achsen der FUSEIS Stützen. Ein Vergleich zwischen experimentellen und theoretischen Werten ist in Tabelle 3.1 aufgelistet. Es zeigt, dass die Vierendeelträger-Theorie das tatsächliche Verhalten relativ gut beschreiben kann. Es liegt lediglich eine Unterschätzung der erzielten Schubkräfte von weniger als 25 % vor.

Tabelle 3.1: Experimentelle gegenüber theoretischen Schubkräften

Versuchskennzeichnung	V_{exp}	V_{th}	V_{exp} / V_{th}
A1	303,6	255,6	1,19
A2	349,9	298,0	1,17
A3	232,4	190,6	1,22
M1	367,0	345,8	1,06
M2	466,3	407,7	1,14
M3	349,4	305,0	1,15

3.4.2.4 Energiedissipation – Versagenskriterien

Um die Wirkung der verschiedenen Querschnittstypen auf die Energiedissipation des Systems besser zu verstehen, ist es wichtig, die Gesamtergebnisse zu vergleichen. Die Hysteresekurven aller Prüfkörper sind relativ breit und deuten auf eine gute Energiedissipation des Systems hin. Die von einer Hysteresekurve umschlossene Fläche ist ein Maß für die durch das System während eines Lastzyklus dissipierte Energie.

Da für die elastischen Zyklen die absorbierte Energie bis zum Fließen sehr klein war, wurde für jeden Versuch die Größe der dissipierten Energie unter Berücksichtigung der Zyklen berechnet, nachdem die Fließkraft des Rahmens erreicht war. Die Fließkraft (V_{story}) des Rahmens wurde analytisch unter Verwendung der tatsächlichen Fließspannung (f_y) berechnet, wie sie in den ECCS-Empfehlungen [14] definiert ist. Die Diagramme in Abb. 3.16 stellen die durchschnittliche Energie dar, die in allen 3 Zyklen gleicher Amplitude absorbiert wurde. Es ist offensichtlich, dass die Erhöhung der Amplitude der Zyklen (plastische Zyklen) zu einer Erhöhung der Energieabsorption führt. Abb. 3.17 zeigt einen Vergleich der Gesamtmenge der dissipierten Energie für einige Versuche.

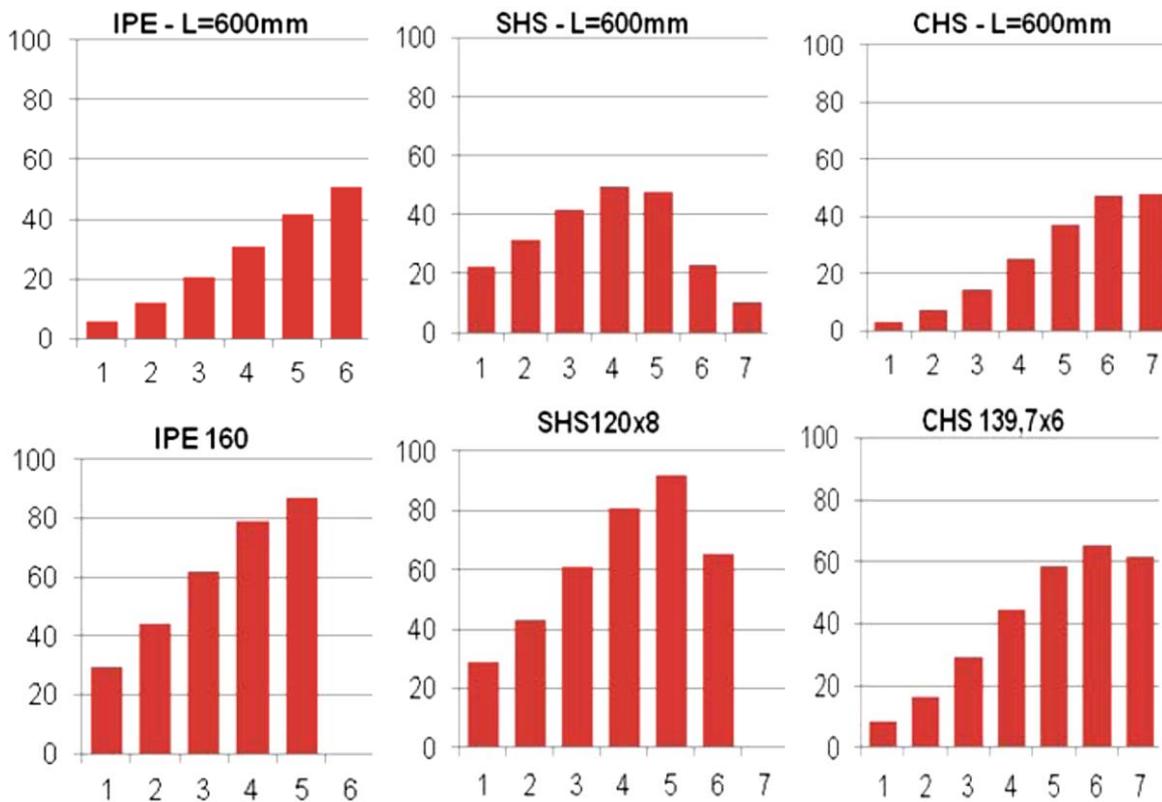


Abb. 3.16: Dissipierte Energie in kJ je Versuch

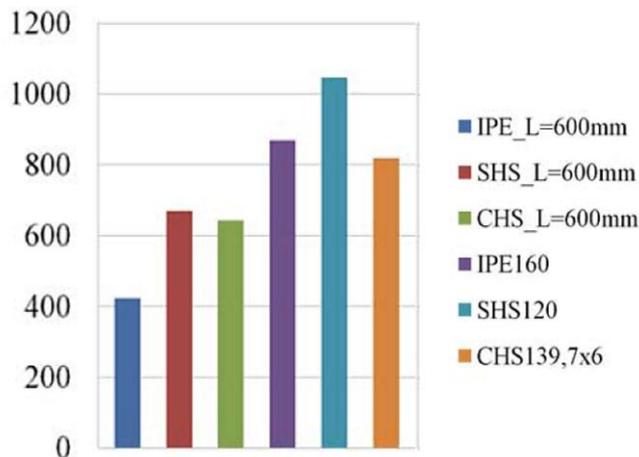


Abb. 3.17: Gesamte dissipierte Energie in kJ

In der Bestrebung, das Fortschreiten der akkumulierten Schäden während der Versuche zu bewerten, wurde das Versagenskriterium von Stahlkomponenten angewandt, welches von 1996 Calado und Castiglioni [27] vorgeschlagen wurden. Nach diesem Kriterium ist der dimensionslose Parameter η/η_0 auf einen konstanten Wert von 0,5 begrenzt. Dabei ist η das Energieverhältnis am Ende jedes Zyklus und η_0 das Energieverhältnis, unter Annahme eines ideal plastischen Materilaverhaltens für

den FUSEIS Trägerverbinder. Unterhalb dieses Grenzwertes kommt es zu Versagen. Dieses Verhältnis wurde für alle Zyklen der Versuche mit FUSEIS Trägerverbindern berechnet (Abb. 3.18). Dabei ist zu beobachten, dass der Grenzwert 0,5 nicht unterschritten wurde. Dieses Ergebnis war vorhersehbar und ist durch die erheblichen Verfestigungseffekte zu begründen.

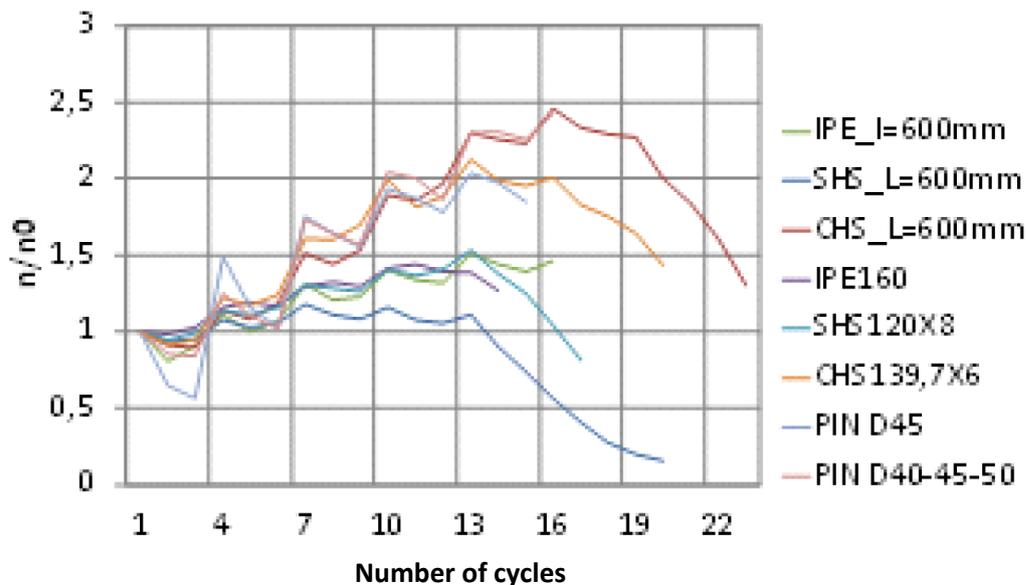


Abb. 3.18: Versagenskriterium η/η_0

3.5 BEMESSUNGSREGELN

Die Schlussfolgerungen aus analytischen und numerischen Studien wurden in einem Bemessungsleitfaden zusammengefasst [1]. Dieser Bemessungsleitfaden gibt Empfehlungen zur Wahl und Bemessung geeigneter FUSEIS Trägersysteme. Er beruht vor allem auf Regelungen, die bereits in Eurocode 3 und Eurocode 8 enthalten sind. Jedoch werden einige Bestimmungen aus Eurocode 8 entsprechend umgestaltet, um die Nutzung des FUSEIS Trägersystems durch die Normregelungen mit zu erfassen.

3.5.1 Vorläufige Bemessung

Wie bereits erwähnt, wirkt das FUSEIS Trägersystem als vertikaler Vierendeelträger. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichen alle Träger, als die dissipativen Elemente des Systems, ihre Momentenkapazität. Wenn V_B der Fundamentalschub des Gebäudes und V_{story} der Schub je Stockwerk des FUSEIS Trägerverbindingssystems ist, ist die Anzahl der für eine vorläufige Bemessung zu verwendenden Systeme gleich m :

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \quad \text{Gl. (3.7)}$$

Die Stützenquerschnitte sind in erster Linie aufgrund von Steifigkeitsüberlegungen gewählt, um Effekte nach Theorie 2. Ordnung zu begrenzen. Für m gleichartige FUSEIS Trägersysteme müssen die Stützen jedoch mindestens einer Normalkraft von $N_{c,Ed}$ standhalten:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \quad \text{Gl. (3.8)}$$

Mit M_{ov} als das Kippmoment des Rahmens und L als dem Längsabstand zwischen den Stützenachsen des FUSEIS Trägersystems.

Die Querschnitte für Träger und Stützen des Systems sowie die erforderliche Anzahl von Systemen lassen sich nicht allein aus Festigkeitskriterien abschätzen. Ebenso sollten zur Begrenzung der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung die Verformungen kontrolliert werden. Die maßgeblichen Regelungen der Norm fordern für Gebäude, wenn Effekte zweiter Ordnung nicht betrachtet werden, dass der Empfindlichkeitskoeffizient für die Stockwerksverschiebung auf $\theta \leq 0,1$ begrenzt ist. In allen Fällen gilt $\theta < 0,3$.

3.5.2 Bemessung für linear-elastische Analysen

(1) Für die herkömmliche und die seismische Bemessung von Stahlbauten mit den FUSEIS Trägersystemen gelten Eurocode 3 und Eurocode 8. Die nachfolgenden Regeln sind ergänzend zu den in diesen Normen angegebenen Bestimmungen zu verstehen.

(2) Das herkömmliche Verfahren zur Bestimmung der seismischen Beanspruchung von Gebäuden ist das multimodale Antwortspektrenverfahren unter Verwendung eines linear-elastischen Modells des Tragwerks und eines Bemessungsspektrums. Das Bemessungsspektrum sollte in Übereinstimmung mit Eurocode 8 definiert sein. Der maximal zu verwendende Verhaltensbeiwert q ist 5.

(3) Die Bemessung von Rahmen mit FUSEIS Trägersystemen sollte so erfolgen, dass die Trägerverbinder durch die Ausbildung von plastischen Momentengelenken Energie dissipieren können. Die nachfolgenden Regeln sollen sicherstellen, dass Fließen in den Trägerverbindern vor jeglichem Fließen oder Versagen an anderer Stelle erfolgt. Die Trägerverbinder müssen dabei derart bemessen werden, dass sie den Kräften der ungünstigsten seismischen Einwirkungskombination standhalten.

(4) Bei linearen Analysen sollen die durch die seismische Bemessungseinwirkung induzierten Verschiebungen basierend auf den elastischen Verformungen des Trägersystems über den folgenden Ausdruck berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (3.9)}$$

mit

d_s = die durch die seismische Bemessungseinwirkung hervorgerufene Verschiebung eines Punktes des Tragsystems

$q = q_\mu$ = der Verhaltensbeiwert, der gleich dem Verschiebungsduktilitätsfaktor (μ_d) gesetzt werden kann, falls $T_1 \geq T_C$ gilt

d_e = Verschiebung desselben Punktes des Tragsystems, welche durch eine lineare Analyse basierend auf dem Bemessungsantwortspektrum berechnet wurde.

Im Allgemeinen bestimmt die Beschränkung der Stockwerksverschiebung die Bemessung eines Tragwerks mit FUSEIS Trägersystem, wohingegen die Kapazitätsverhältnisse der dissipativen Elemente (Ω) klein sind. Die Berechnung der Bemessungs-Stockwerksverschiebung basierend auf d_s ist daher konservativ. Ein Reduktionsfaktor (q_Ω), der gleich dem Kapazitätsverhältnis der FUSEIS Trägerverbinder ist, kann wie folgt verwendet werden:

$$d_s = q_\mu \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Gl. (3.10)}$$

Sowohl für statische als auch dynamische nichtlineare Analysen entsprechen die durch die seismische Einwirkung induzierten Verschiebungen direkt denjenigen, welche in der Analyse berechnet wurden.

(5) Die nicht-dissipativen Elemente, also die FUSEIS Trägerverbinder-Stützenanschlüsse und die Systemstützen, sollten unter Berücksichtigung der Querschnittsüberfestigkeit Ω und des Materialüberfestigkeitsfaktors γ_{ov} bemessen werden.

(6) Beim derzeitigen Stand der Technik wird ein räumliches Modell verwendet, welches die 3D-Struktur darstellt. Die nachfolgenden Modellierungsempfehlungen sollten eingehalten werden:

- a) Die FUSEIS Trägerverbindererelemente sollten durch geeignete Balken-Elemente dargestellt werden.
- b) Biegesteife Zonen sollten von den Mittelachsen bis zu den Stirnfläche der Stützen vorgesehen werden, um nicht-vorhandene Trägerelastizitäten auszuschließen.
- c) Die Netto-Trägerlänge sollte in 5 Zonen unterteilt werden, wie in Abb. 3.19 dargestellt. Diese Zonen sollen die Vollprofile (sowohl im End- als auch im Mittelbereich) und die RBS-Querschnitte darstellen. Auf diese Weise wird die tatsächliche Systemelastizität und -festigkeit berücksichtigt.

- d) Die restlichen tragenden Elemente sollten wie üblich durch geeignete finite Elemente repräsentiert werden.
- e) Träger-Stützenknotenpunkte werden biegesteif, halbsteif oder gelenkig in Übereinstimmung mit dem Anschlussdetail dargestellt.

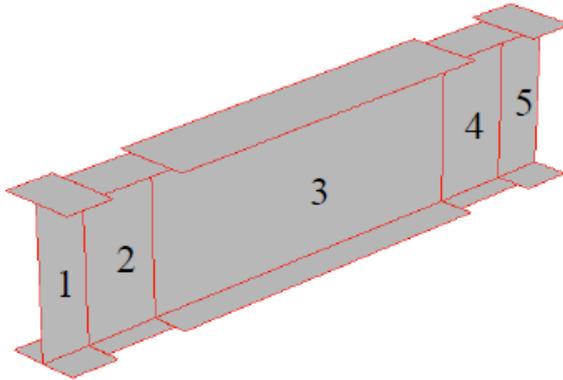


Abb. 3.19: Numerisches Modell des FUSEIS Trägerverbinders

3.5.2.1 Verifizierung der dissipativen Elemente

(1) Die dissipativen Elemente des Systems, d.h. die Trägerverbinder, müssen dahingehend überprüft werden, ob sie den Schnittkräften und -momenten aus der Tragwerksberechnung standhalten.

(2) Die Momentenkapazität wird wie folgt überprüft:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (3.11)}$$

mit:

M_{Ed} = Bemessungsbiegemoment

$M_{pl,RBS,Rd}$ = plastisches Bemessungswiderstandsmoment des RBS-Querschnittes

(3) Der Schubwiderstand wird in Übereinstimmung mit der nachfolgenden Gleichung geprüft:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (3.12)}$$

Mit:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Gl. (3.13)}$$

$V_{CD,Ed}$ = Kapazitätsbemessungsschubkraft

$V_{b,pl,Rd}$ = Bemessungsschubwiderstand des Trägerquerschnittes

(4) Es sei darauf hingewiesen, dass der Schubeinfluss bei der Bestimmung von $M_{pl,RBS,Rd}$ berücksichtigt werden sollte. Dies ist der Fall, wenn das Verhältnis zwischen Schubeinwirkung und Schubwiderstand wie folgt ist:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pI,Rd}} > 0,5 \quad \text{Gl. (3.14)}$$

Aus der Kombination der vorherigen Gleichungen ergibt sich, dass der Schubeinfluss berücksichtigt werden sollte, wenn gilt:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Gl. (3.15)}$$

Gl. (3.14) ist aufgrund der Tatsache, dass A_v auf den Vollquerschnitt, $W_{pl,RBS}$ aber auf den geschwächten Trägerquerschnitt verweist, selten erfüllt. Um die M-V-Interaktion zu vermeiden, sollten die Flansche geschwächt werden bis Gl. (3.15) erfüllt ist.

(5) Der Momentenwiderstand am Trägerende ist in Übereinstimmung mit der nachfolgenden Gleichung zu überprüfen:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pI,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (3.16)}$$

Mit:

$$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} = \text{Kapazitätsbemessungsbiegemoment}$$

$$M_{b,pI,Rd} = \text{Bemessungsbiegemoment des Trägerquerschnitts}$$

(6) Überprüfungen auf Biegedrillknicken für FUSEIS Trägerverbinder sind im Allgemeinen aufgrund ihrer geringen Länge nicht notwendig.

3.5.2.2 Verifizierung der Anschlüsse

(1) Biegemomentenwiderstand

$$M_{CD,con,Ed} = \max\{M_1, M_2\} \quad \text{Gl. (3.17)}$$

Mit

$$M_1 = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \quad \text{Gl. (3.18)}$$

$$M_2 = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \quad \text{Gl. (3.19)}$$

Mit

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \quad \text{Gl. (3.20)}$$

$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$ wenn die tatsächliche Fließgrenze des Trägers bekannt ist, sonst $\gamma_{ov} = 1,25$

l_b = Nettolänge des Trägers

l_{RBS} = Längsabstand der RBS-Querschnitte

$f_{y,act}$ = tatsächliche Fließgrenze des Trägers

f_u = Bruchfestigkeit eines Trägers

$W_{pl,b}$ = plastisches Moment des Trägerquerschnitts am Trägerende

(2) Schubkraft

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \quad \text{Gl. (3.21)}$$

(3) Wenn keine RBS-Querschnitte verwendet werden und deshalb alternativ der Anschlussbereich mittels zusätzlicher Bleche verstärkt wird, muss der verstärkte Bereich und die Verbindung ein Kapazitätsbemessungsmoment aufweisen, das gleich ist mit:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \quad \text{Gl. (3.22)}$$

Mit

l_b = Nettolänge des Trägers

l_{net} = unverstärkte Nettolänge des Trägers

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$$

Der Bemessungsschub des Anschlusses kann berechnet werden über:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b} \quad \text{Gl. (3.23)}$$

(4) Es sollte hinzugefügt werden, dass sich beide Möglichkeiten, das heißt sowohl die Reduzierung des Querschnittes von Trägerverbindern als auch die Verstärkung von Anschlüssen (siehe Abb. 3.20), experimentell als wirksam erwiesen haben, um eine Fließgelenkbildung ausreichend weit entfernt vom Anschluss sicherzustellen.

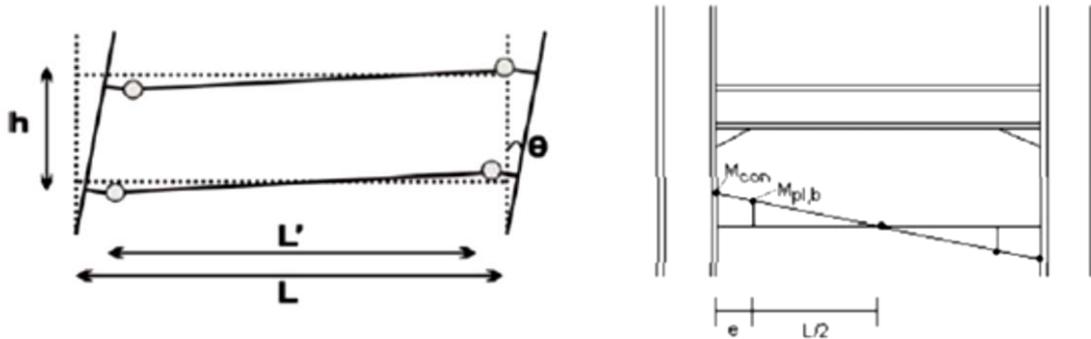


Abb. 3.20: Fließgelenke mit RBS-Querschnitten und dem am Ende verstärkten Träger

3.5.2.3 Verifizierung nicht-dissipativer Elemente

(1) Die FUSEIS Stützen sollten dahingehend überprüft werden, ob sie den nachfolgenden Effekten aus Kapazitätsbemessungseinwirkungen standhalten:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (3.24)}$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Gl. (3.25)}$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Gl. (3.26)}$$

Mit:

$N_{Ed,G}, V_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ = Normalkraft, Schubkraft und Biegemoment der Stützen durch nicht-seismische Einwirkungen, welche in der Einwirkungskombination für die seismische Bemessungssituation enthalten sind

$N_{Ed,E}, V_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ = Normalkraft, Schubkraft und Biegemoment der Stützen entsprechend der seismischen Bemessungseinwirkung

$$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl,RBS,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right\}$$

= Minimalwert der entsprechenden Verhältnisse für alle FUSEIS Trägerverbinder im Gebäude.

3.5.3 Modellierung für nichtlineare Analysen (Pushover-Analyse)

(1) Das für elastische Analysen verwendete Strukturmodell sollte so erweitert werden, um das Verhalten der Bauteile im plastischen Bereich zu berücksichtigen und somit die erwarteten plastischen Fließmuster und die Schadensverteilung abzuschätzen.

(2) Da die duktilen Elemente die FUSEIS Trägerverbinder sind, sollten an den Stellen ihrer geschwächten Querschnitte potentielle Fließgelenke modelliert werden. Die nichtlinearen Eigenschaften für IPE-, SHS- und CHS-Profile, die aus experimentellen und analytischen Untersuchungen abgeleitet wurden, sind in Tabelle 3.2 aufgeführt.

(3) Zusätzliche potentielle Fließgelenke können an den Enden der Verbundträger, der Stützen und der FUSEIS Systemstützen eingefügt werden, um zu überprüfen, ob diese sich während des seismischen Ereignisses inelastisch verhalten. Die Gelenkeigenschaften sind nach den Vorgaben der entsprechenden Norm (z.B. FEMA-356) zu berechnen.

Tabelle 3.2: Nichtlineare Fließgelenkparameter für IPE-, SHS und CHS-Profile

FLIEßGELENKEIGENSCHAFTEN (α_{pl} = Formfaktor)						
	IPE		SHS		CHS	
Punkt	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0,6	-45	-0,4	-30	-0,2	-30
D-	-0,6	-40	-0,4	-25	-0,2	-25
C-	$-\alpha_{pl}$	-40	$-\alpha_{pl}$	-25	$-\alpha_{pl}$	-25
B-	1	0	-0,6	0	-1	0
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0,6	0	1	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25
D	0,6	40	0,4	25	0,2	25
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30
AKZEPTANZKRITERIEN						
	IPE		SHS		CHS	
IO	15		5		6	
LS	25		12		10	
CP	35		18		16	

3.5.4 Modellierung für nichtlineare dynamische Analysen

(1) Um detaillierte zeitabhängige Reaktionen von Stahlgebäuden zu erhalten, welche nach den Bestimmungen der Eurocodes für reale Erdbebenbedingungen bemessen werden, müssen nichtlineare dynamische Analysen durchgeführt werden.

(2) Für die dissipativen Elemente des Tragwerks sind die nichtlinearen Gelenkeigenschaften von Tabelle 3.2 an ihren Enden zuzuordnen.

(3) Für die nicht-dissipativen Elemente sind die Gelenkeigenschaften gemäß den Vorgaben einer entsprechenden Norm (z.B. FEMA-356) zu berechnen.

(4) Nichtlineare dynamische Analysen liefern Informationen und damit die Fähigkeit, Schäden nach einem seismischen Ereignis durch Auswertung und Abminderung der verbleibenden Schiefstellung des Tragwerks einzuschränken. Wenn das FUSEIS Trägersystem richtig bemessen ist, kann es mit nahezu keiner verbleibenden Verschiebung als rückzentrierendes System wirken. In Kombination mit der Wirkung eines biegesteifen Rahmens (MRF) werden die Verformungen auf die FUSEIS Trägerverbinder konzentriert, sodass das restliche Tragwerk elastisch bleibt. Dabei trägt die Wirkung des Momentenrahmens dazu bei, dass das Tragwerk in seinen

Ausgangszustand zurückkehrt. Wenn hingegen einfache Träger-Stützenverbindungen verwendet werden, kann das Tragwerk am Ende des seismischen Ereignisses nicht in seinen Ausgangszustand zurückkehren.

3.6 ANALYSEN AN 2D GEBÄUDERAHMEN

Der folgende Abschnitt veranschaulicht die erfolgreiche Anwendung eines biegesteifen Rahmens in Kombination mit dem FUSEIS Trägersystem zur seismischen Bemessung typischer 2D-Gebäuderahmen. Die seismischen Bemessungsparameter werden kurz zusammengefasst. Der Schwerpunkt liegt auf dem seismischen Bemessungsprozess, unterstützt durch FE-Analysen mit der Durchführung einer Pushover-Analyse der Rahmenstrukturen. Um die Empfindlichkeit des Tragwerks gegenüber höheren seismischen Belastungen und unter Einbezug der Auswirkung der Verwendung eines Verhaltensbeiwerts von $q = 5$ im Bemessungsprozess für den Bauentwurf zu bewerten, wurde eine detailliertere Analyse für verschiedene Stufen der seismischen Belastung durchgeführt.

3.6.1 Beschreibung von geprüften Gebäuderahmen

3.6.1.1 Geometrie und Annahmen

Ein typischer 2D Gebäuderahmen, Teil eines fünfstöckigen Verbundgebäudes, wird für alle untersuchten Fälle verwendet. Die allgemeine Anordnung des Rahmens ist in Abb. 3.21 dargestellt. Das Verbundgebäude besteht aus gleichartigen Rahmen mit 8m Längsabstand, welcher die effektive Breite sowohl für die vertikale Belastung als auch für die seitliche Masse während der Erdbebenbelastung darstellt. Bei den Trägern handelt es sich um Verbundträger und die Dicke der Decke beträgt 15 cm. Der Rahmen besteht aus zwei eng nebeneinander positionierten, senkrechten, hohlen, starken Stützen, die mit horizontalen Trägerverbindern zu einer festen Anordnung verbunden sind, ähnlich wie im Versuch (fünf FUSEIS Trägerverbinder je Stockwerk). Der Achsenabstand der Stützen beträgt 2,0 m. Die Felder des Hauptrahmens sind 6,0 m lang. Die effektive Breite der Verbundbalken wurde basierend auf Eurocode 2 berechnet und beträgt 1,5 m. Hauptannahmen bezüglich Material und Belastung sind in Tabelle 3.3 angegeben.

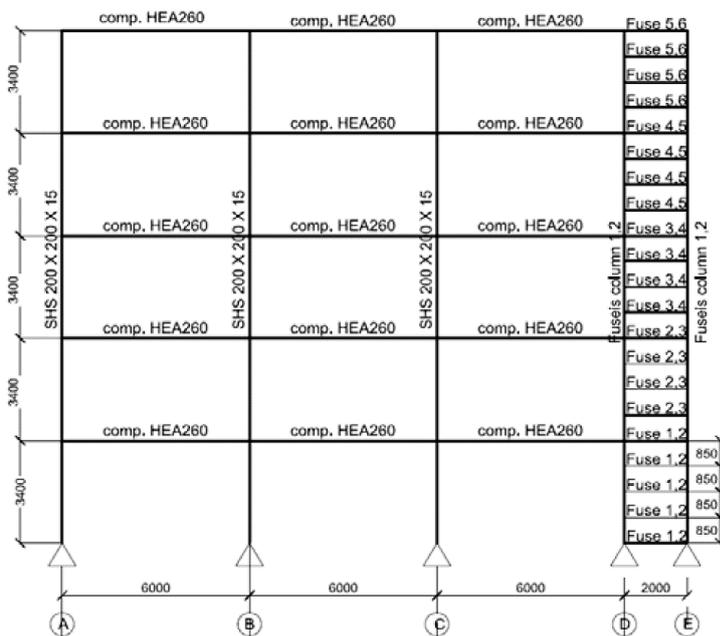


Abb. 3.21: Anordnung des 2D Gebäuderahmens

Tabelle 3.3: Annahmen bezüglich Material und Belastung

Materialien	
Beton	C25/30, $g = 25 \text{ kN/m}^3$, $E = 31\,000 \text{ Mpa}$
Bewehrung	B500C
Baustahl	S235: Dissipative Elemente (FUSEIS Trägerverbinder) S355: Nicht-dissipative Elemente (Träger und Stützen)
Vertikale Belastung	
Eigenlast ohne Eigengewicht – G	$2,00 \text{ kN/m}^2$
Verkehrslast – Q	$2,00 \text{ kN/m}^2$
Seismische Belastung	
Elastisches Antwortspektrum	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	$A = 0,16g - 0,24g - 0,36g$
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	B ($T_B = 0,15 \text{ s}$, $T_C = 0,50 \text{ s}$)
Verhaltensbeiwert q	5
Dämpfungsgrad	5%
Faktor der Betriebslasten für seismische Einwirkungskombination	$\varphi = 1,00$ (Dach), $\varphi = 0,80$ (Stockwerke mit entsprechenden Nutzungsarten)
Koeffizient der seismischen Einwirkungskombination für quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$

Zunächst wurde der Rahmen nach den Vorgaben aus Eurocode 3 für den GdT und GdG bemessen, wobei die Einschränkungen bei den Effekten nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt wurden. Außerdem wurden seismische Bemessungsregeln

nach Eurocode 8 berücksichtigt. Stockwerksverschiebungen waren auf 0,0075 begrenzt (Gebäude mit duktilen nicht-tragenden Elementen). Die Bestimmung der maßgebenden Bauelemente bezüglich Verschiebungen innerhalb des Tragsystems wurde durch Parameterstudien am Gebäuderahmen erbracht. Die seismische Reaktion des Gebäuderahmens wurde auf Grundlage eines multimodalen Antwortspektrenverfahrens unter Verwendung eines linear-elastischen Modells der Struktur und eines Bemessungsspektrums beurteilt. Die Analyse zeigt, dass die Verwendung der ersten Schwingungsform genügt, um die erforderlichen 90% der effektiven Masse zu erreichen. Die Querschnittsabmessungen für das FUSEIS Trägersystem unter Verwendung verschiedener aus der Bemessung gewonnener Querschnittstypen sind in Tabelle 3.4 für unterschiedliche maximale Bemessungsbodenbeschleunigungen (PGA = 0,16, 0,24 und 0,36) aufgelistet. Für die ersten zwei (geringe und mittlere Erdbebenhäufigkeit) wurden identische Querschnitte gewählt.

Tabelle 3.4: Querschnitte von FUSEIS Trägerverbindern

Stockwerk	PGA 0,16 & 0,24			PGA 0,36		
	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193,7 x 8	240	200 x 8	219,9 x 8
2	240	200 x 8	219,9 x 8	270	220 x 8	244,5 x 8
3	270	220 x 8	244,5 x 8	300	240 x 8	273,0 x 8
4	300	240 x 8	273,0 x 8	330	260 x 8	323,9 x 8
5	330	260 x 8	323,9 x 8	360	280 x 8	355,6 x 8

Das hysteretische Verhalten der dissipativen Elemente beeinflusste nicht die Gesamtstabilität des Tragwerks. Für Fließgelenke in den Trägern wurde überprüft, dass das volle plastische Widerstandsmoment und die Rotationskapazität nicht durch Druck- und Schubkräfte vermindert werden. Aus diesem Grund wurden die FUSEIS Trägerverbinder der untersuchten Rahmen so bemessen, dass sie eine ausreichende Duktilität aufweisen und den in der Strukturanalyse bestimmten Schnittkräften und -momenten standhalten.

3.6.1.2 Simulation

Das Simulationskonzept für die FUSEIS Trägerverbinder ist das folgende: Für den Hauptrahmen wurden elastische Trägerelemente verwendet, biegesteife Zonen wurden von den Mittelpunkten bis zu Stirnseiten der Stützen vorgesehen und die Nettolänge der Trägerverbinder wurde in 5 Zonen unterteilt. Die Träger-Stützenknotenpunkte sind so biegesteif ausgebildet, dass sie die Vierendeel-Wirkung ermöglichen. Außerdem sind Knotenpunkte mit einer ausreichenden Überfestigkeit bemessen, damit nur in den Trägerverbindern eine Energieabsorption erzielt wird. An den Stützenfußpunkten werden Bolzenverbindungen eingesetzt, um das Fließen

im Fundament zu begrenzen und damit die Beschädigung der Stützen zu minimieren. Um zwischen den Verbundträgern und den Stützen partielle Einspannungsbedingungen einzuführen, sind an den Enden der Verbundträger Rotationsfedern angeordnet. Die Federkonstanten wurden für jeden Rahmen nach Eurocode 3, Teil 1.8, §6.3 und Eurocode 4, Teil 1 (Anhang A) analytisch berechnet, wobei die Längsbewehrung des Betonflansches berücksichtigt wurde. Die Steifigkeitskoeffizienten waren an den mit den Stützen A und D verbundenen Träger viel geringer verglichen mit denen, die mit den mittleren Stützen B und C verbunden waren (siehe Abb. 3.21). Die Belastung gilt gleichermaßen für alle Stockwerke und die Massen sind an den Knotenpunkten konzentriert. Die Stahlgüte der nicht-dissipativen Bauelemente wird zu S355 und für die dissipativen Elemente (die FUSEIS Trägerverbinder) zu S235 angenommen, um das Risiko einer möglichen Überfestigkeit der dissipativen Elemente zu vermeiden.

3.6.2 Nichtlineare statische Analysen (Pushover-Analyse)

3.6.2.1 Evaluierung des nichtlinearen Verhalten der Rahmen

Die für die elastische Analyse verwendeten Strukturmodelle wurden um eine nicht-lineare statische Analyse (Pushover) erweitert, um die Reaktion der Bauelemente über den elastischen Zustand hinaus mit einzubeziehen. Das Hauptziel dieser Untersuchung war es, den Verhaltensbeiwert q abzuschätzen und zu überprüfen.

Die Soll-Verschiebung stellte die Grundlage der Analyse dar, die auf dem Dach des Rahmens gleich 0,68 m (Stockwerksverschiebung 4%) angesetzt wurde. Die Analyse wurde bei Bedingungen von konstanten Schwerkraftlasten $1,0G + 0,3Q$ und konstant zunehmenden Querkräften durchgeführt. Es wurden zwei vertikale Verteilungen der Querkräfte angewandt: ein "gleichförmige" und eine "modale" Musterverteilung unter Berücksichtigung der in der elastischen Analyse ermittelten Richtung. Die Ergebnisse der Analyse nach ersten Eigenform werden nachfolgend dargestellt. Die Analyse basiert auf der Annahme, dass die Gestalt der Schwingungsform nach dem Fließen des Tragwerks unverändert bleibt, wobei auch P-Delta-Effekte berücksichtigt wurden. Bei der Pushover-Analyse ist das Verhalten des Tragwerks durch eine Kapazitätskurve charakterisiert, die die Beziehung zwischen der Gesamtschubkraft und der Verschiebung des Daches und der Nachfragekurve für das Bemessungserdbeben auf Basis von ATC-40 [28] darstellt. Der Leistungspunkt ist definiert als der Schnittpunkt der Nachfragekurve mit der Kapazitätskurve (Abb. 3.22).

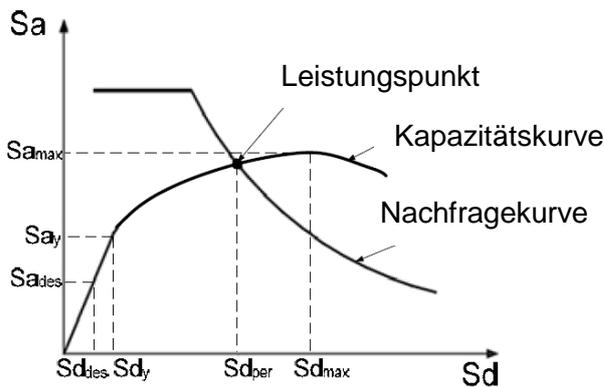


Abb. 3.22: Definition des Leistungspunkts

Bei der Umsetzung der Pushover-Analyse ist die Modellierung der Fließgelenke der wichtigste Schritt. Das Modell erfordert die Bestimmung der nichtlinearen Eigenschaften jeder Komponente des Tragwerks, die durch Festigkeits- und Verformungskapazitäten quantifiziert werden. Nichtlineare Gelenkelemente wurden den Tragwerkselementen zugeordnet. Die FUSEIS Trägerverbindergelenke wurden an den Enden der geschwächten Abschnitte eingefügt, wobei ihre Eigenschaften den vorgeschlagenen Werten entsprachen, die in den kalibrierten Modellen der Versuche ermittelt wurden (Tabelle 3.2).

Bei der ersten nichtlinearen Analyse wurden außerdem potentielle Fließgelenke an den Enden der Verbundträger, der Stützen und der Systemstützen eingefügt, um zu überprüfen, ob diese sich auch während des seismischen Ereignisses plastisch verhalten. Für diese Elemente wurden aufgrund des Mangels an experimentellen Daten die Gelenkeigenschaften nach FEMA 356 berechnet. Insbesondere für den Verbundträger wird das plastische Moment, das für die Definition der Fließgelenke herangezogen wird, unter Nichtbeachtung der Einwirkung der Längsbewehrung aus dem plastischem Widerstandsmoment des Stahlquerschnitts abgeleitet. Diese Annahme wirkte sich nicht maßgeblich auf die Ergebnisse aus, allerdings sollte in einer genaueren Bemessung die Längsbewehrung mit berücksichtigt werden. Im Träger wurden die Normalkräfte zu Null angenommen; in den Stützen wurden sie als konstant und gleich der Belastung durch die Eigenlast plus 30% der Verkehrslasten, welche auf die Stützen wirken, angenommen. Abb. 3.23 zeigt den verformten Rahmen mit SHS-Trägerverbindern am Leistungspunkt. Es ist offensichtlich, dass sich die Fließgelenke über die gesamte Höhe des FUSEIS Trägersystems in den geschwächten Abschnitten der Trägerverbinder, nicht aber im restlichen Tragwerk gebildet haben. Aus diesem Grund enthalten die nachfolgenden Ergebnisse nur Gelenke in den FUSEIS Trägerverbindern.

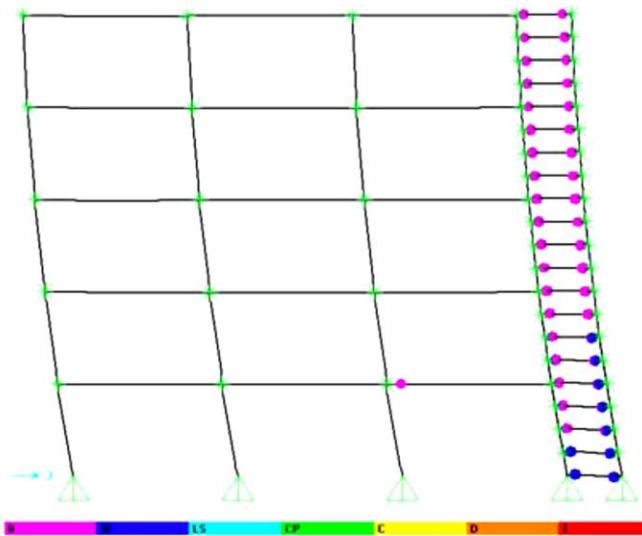


Abb. 3.23: Verformter Rahmen mit SHS-Trägerverbindern am Leistungspunkt

Die Ergebnisse der Pushover-Analyse einschließlich der Verteilung der Fließgelenke im untersuchten Gebäuderahmen und der Auswertung des Leistungspunktes sind in Abb. 3.26 dargestellt. Wie erwartet, ist das schwacher-Träger-starke-Stütze-Konzept für alle untersuchten Rahmen erfüllt und die Folge von Fließgelenken fängt an den Balkenenden der unteren Stockwerke an bis hin zu oberen. Die Gesamtschubkraft (V), die überwachte Verschiebung (D), die spektrale Beschleunigung (S_a) und die spektrale Verschiebung (S_d) neun verschiedener Gebäuderahmen am Leistungspunkt sind in Tabelle 3.5 zusammengefasst.

Tabelle 3.5: Reaktionsparameter für Trägerverbinder mit verschiedenen Querschnittstypen

FUSEIS Träger- verbin- dertyp	0,16g				0,24g				0,36g			
	V	D	S_a	S_d	V	D	S_a	S_d	V	D	S_a	S_d
	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)
IPE	480	8,7	0,13	7,3	536	13,3	0,14	11,1	692	18,9	0,17	15,6
SHS	966	9,0	0,09	7,9	442	14,0	0,11	12,0	852	20,4	0,20	17,4
CHS	467	10,7	0,13	7,5	537	15,5	0,14	11,3	552	9,2	0,15	6,3

Mit Ausnahme der Einschätzung der strukturellen Leistungsfähigkeit der Gebäuderahmen bietet die Pushover-Analyse auch die Möglichkeit ihren Duktilitätsfaktor abzuschätzen. Der Leistungspunkt wurde als der Schlüsselparameter für die Bestimmung des Duktilitätsfaktors angesehen. So wurde der erforderliche Duktilitätsfaktor als das Verhältnis der Verschiebung d_{per} am Leistungspunkt zu der Bemessungsverschiebung d_{des} definiert, wie folgt:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}} \tag{3.27}$$

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}} \tag{3.28}$$

mit $S_{a,des}$ ist die spektrale Beschleunigung, die sich aus den Bemessungsspektren für die Eigenform ergibt, $S_{a,y}$ ist die spektrale Beschleunigung und d_y ist die Verschiebung bei Bildung der ersten Gelenke. Um das seismischen Verhalten zu überprüfen und den μ -Faktor für unterschiedliche Bodenbewegungsintensitäten (0,16 g, 0,24 g und 0,36 g) zu bestimmen, wurden drei Leistungsniveaus (Grenzzustände) betrachtet: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GdG $\lambda = 0,5$), Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT $\lambda = 1,0$) und Grenzzustand der Versagensvermeidung (CPLS $\lambda = 1,5$). Die berechneten q -Faktoren werden in den Histogrammen in Abb. 3.24 dargestellt.

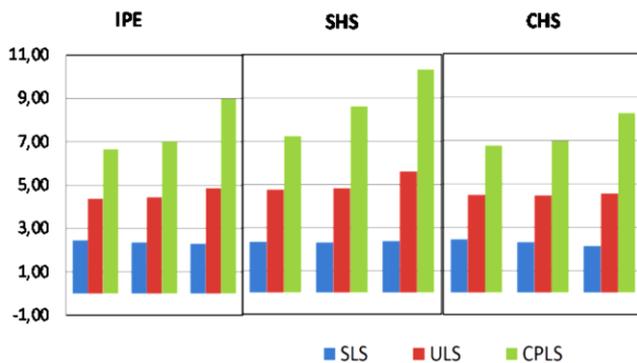


Abb. 3.24: Histogramme des berechneten μ -Faktors

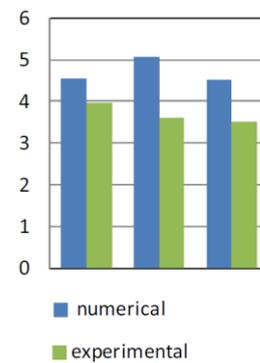


Abb. 3.25: Vergleich der μ -Faktoren

Es ist ersichtlich, dass aufgrund der Tatsache, dass die Menge der dissipierten Energie mit höherem Leistungsniveau zunimmt, der Verhaltensbeiwert steigt, wenn das System vom GdG- zum CPLS-Leistungsniveau übergeht. Es ist anzumerken, dass beim CPLS die in den FUSEIS Trägerverbindern gebildeten Gelenke auf dem Life-Safety Leistungsniveau waren, während die im restlichen Tragwerk gebildeten Gelenke (Verbund-Träger-Stützen) unterhalb des Immediate-Occupancy Levels waren. Das bedeutet, dass das Tragwerk leichte bis mäßige Gesamtschäden hat und Reparaturarbeiten nur für die FUSEIS Trägerverbinder notwendig sind. Im Diagramm in Abb. 3.25 werden die experimentellen Werte des Verhaltensbeiwerts mit den analytisch bestimmten verglichen. Die experimentellen Werte sind kleiner als die numerischen.

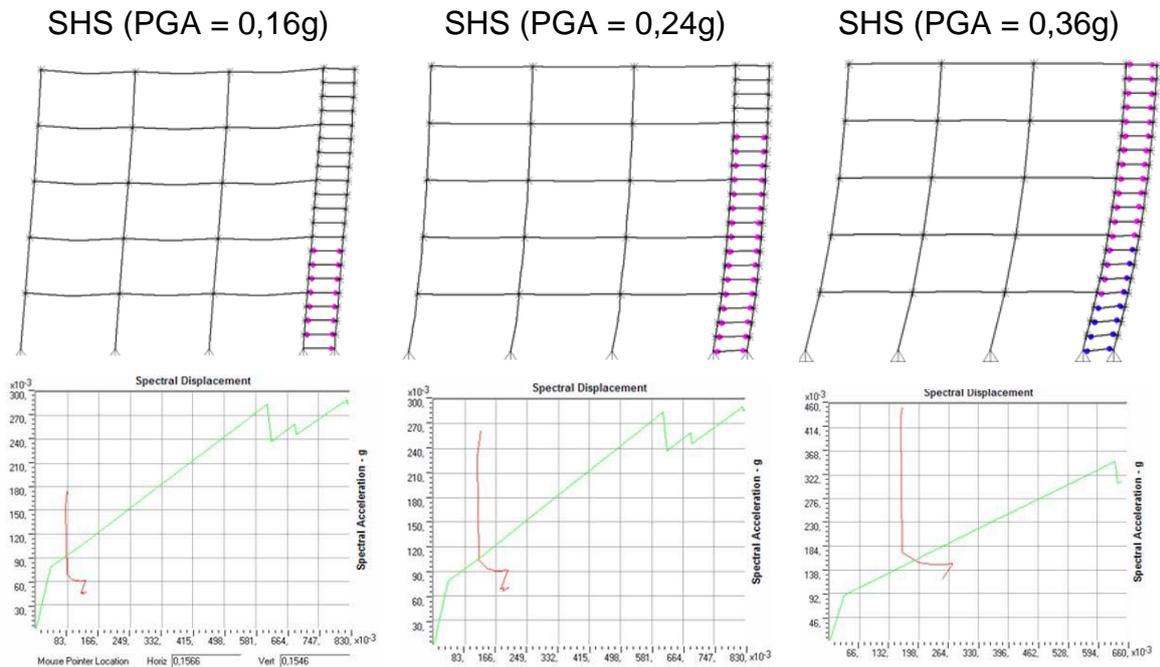


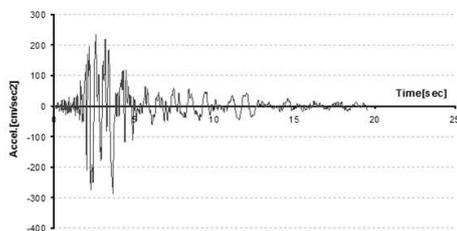
Abb. 3.26: Ergebnisse der Pushover-Analyse an Rahmen mit FUSEIS Trägerverbindern mit SHS-Querschnitten

3.6.3 Nichtlineare dynamische Analysen (Zeitschrittberechnung)

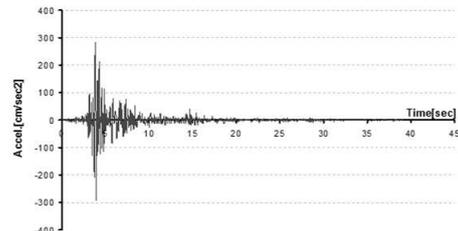
Um eine zeitabhängige Reaktion von Stahlgebäuden zu bestimmen, wenn diese nach den Vorgaben der europäischen Normen unter realen Erdbebenbedingungen bemessen wurden, wurden an einem repräsentativen 2D Gebäuderahmen nichtlineare dynamische Analysen durchgeführt. Diese Modelle spiegeln die Reaktion des Gebäuderahmens über ein breites Spektrum von Ereignissen wider. Es wurden die jüngsten griechischen Erdbeben, die schwere Schäden und den Verlust von Menschenleben zur Folge hatten, und das weitgehend als Referenz verwendete Erdbeben von El. Centro ausgewählt. Zusätzlich wurden künstliche Beschleunigungsdaten untersucht. Die relevanten Informationen sind in Tabelle 3.6 und Abb. 3.27 dargestellt. Die Merkmale dieser Aufzeichnungen waren repräsentativ für den untersuchten Rahmen, sodass die Ergebnisse bezüglich der Verformungsanforderungen zufriedenstellend waren. Die Aufzeichnungen wurden ausreichend skaliert, um der seismischen Zone 0,36g zu entsprechen. Abb. 3.28 kombiniert die Beschleunigungsspektren der ausgewählten Datensätze mit dem Bemessungsspektrum und der Grundperiode des Rahmens.

Tabelle 3.6: Typen und Konfigurationen der seismischen Aufzeichnungen

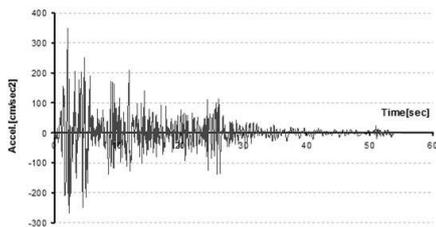
Typ	Ort	PGA[g]
Europäisches Epizentralgebiet (aus Griechenland)	Kalamata (1985)	0,294
	Athen (1999)	0,298
Internationales Epizentralgebiet	El. Centro	0,355
5 künstliche Akzelerogramme	-	0,300



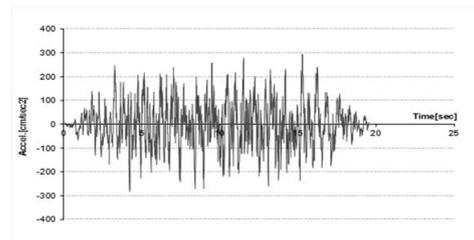
Kalamata 1985



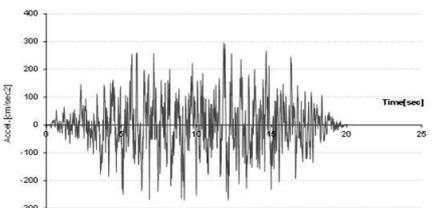
Athens 1999



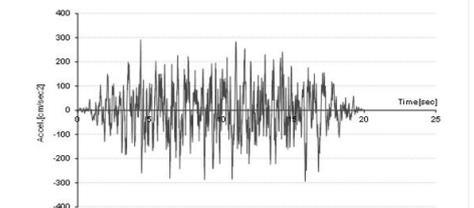
El Centro



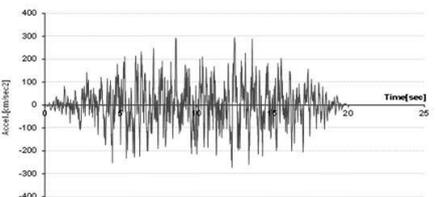
Artificial 1



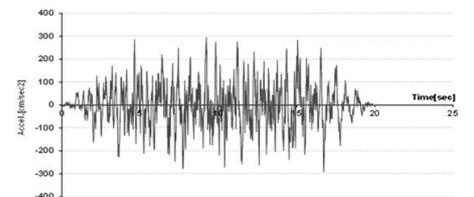
Artificial 2



Artificial 3



Artificial 4



Artificial 5

Abb. 3.27: Zeitverlaufsdarstellung der verwendeten Aufzeichnungen

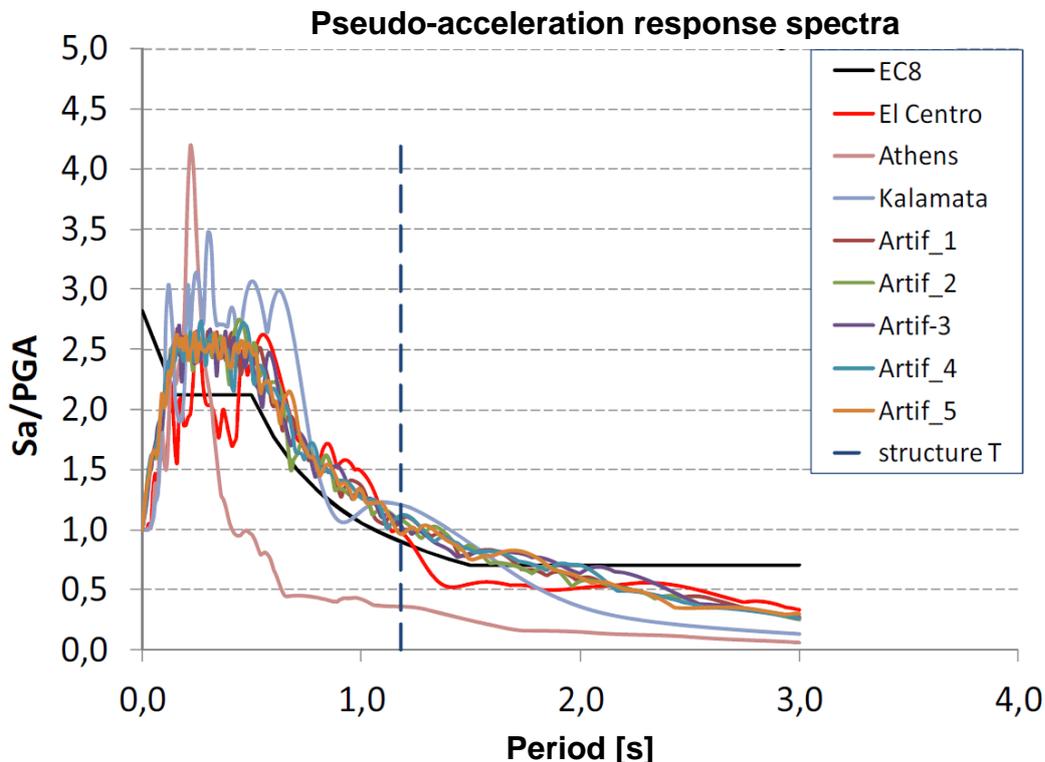


Abb. 3.28: Beschleunigungsspektren der untersuchten Aufzeichnung und Bemessungsnormspektrum

In Bezug auf die Modellierungsannahmen waren die Belastungszustände im Anfangszustand ($G + 0,3Q$) und die nichtlinearen Gelenkeigenschaften, die an den Stützen, den Systemstützen und den FUSEIS Trägerverbindern angeordnet wurden, die gleichen wie für die Pushover-Analyse. Speziell für die Verbundträger-Stützenverbindung wurden zwei Fälle untersucht. Im ersten Fall wurden die Verbundträger mit Rotationsfedern teilweise eingespannt (MRF) und im zweiten waren sie gelenkig gelagert. Die an den Enden der Verbundträgern angeordneten Fließgelenke wurden angepasst, um an die Endfreigaben einzusetzen. Die Analysen, die für den Gebäuderahmen mit FUSEIS Trägerverbindern und SHS Profil durchgeführt wurden, werden indikativ nachstehend dargestellt. In allen Fällen war das untersuchte Verhalten des Rahmens ähnlich der Überprüfung durch die Pushover-Analyse. Die Abfolge der Fließgelenke begann an den der unteren bis zu den oberen Stockwerken, wodurch zur Energiedissipation des Gebäuderahmens beitragen wurde. Die Verbundträger und Stützen verliefen hingegen ohne Fließen elastisch. Abb. 3.29 zeigt die Lage der Fließgelenke im FUSEIS Trägersystem.

Die Analyse lieferte die Geschichte der Schnittmomente und -kräfte und der Verformungen des Gebäuderahmens. Abb. 3.30 zeigt repräsentative Ergebnisse für die Momente und die Verdrehungen an Fließgelenken, wie sie sich unter der Athener

Erdbebenbelastung bildeten. Es ist ersichtlich, dass die Anzahl der Momentenumkehrungen höher ist als die entsprechende Zahl für die Verdrehungen. Dies liegt daran, dass sich plastisches Verhalten und dementsprechend plastische Verdrehungen vor allem während der starken Bewegungsphase entwickeln.

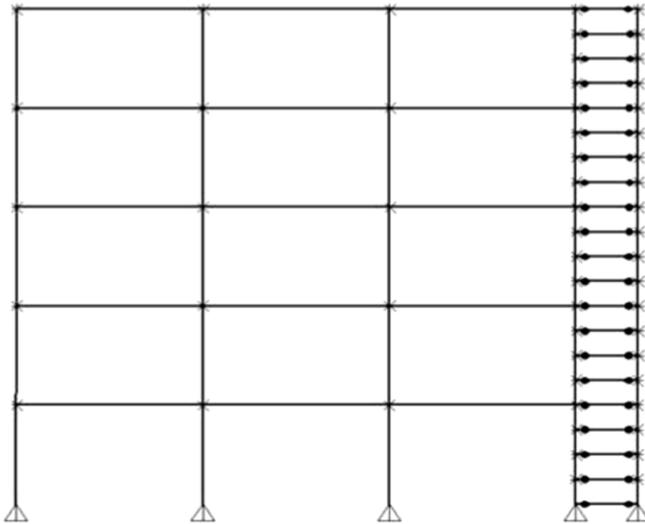


Abb. 3.29: Lage der Fließgelenke nach Nichtlinearer Dynamischer Analyse

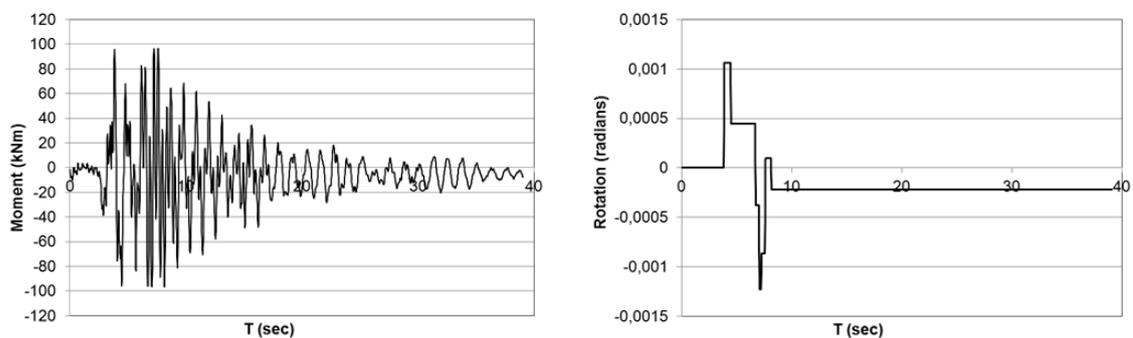


Abb. 3.30: Geschichte des Biegemoments und der Verdrehungen am Fließgelenk (Athen)

Abb. 3.31 zeigt das Moment-Verdrehungs-Diagramm der am meisten verformten FUSEIS Trägerverbinder im Erdgeschoss des Rahmens für die künstliche Erdbeben-2-Belastung. Ein Ausschnitt der Hystereseschleife ist in der linken Abbildung angegeben, während die rechte deren Positionierung auf der Gelenk-Hysteres-Umhüllende darstellt. Die Schleife liegt unterhalb des Leistungsniveaus der Sofortigen Nutzung IO, was bedeutet, dass geringes lokales Fließen stattfindet.

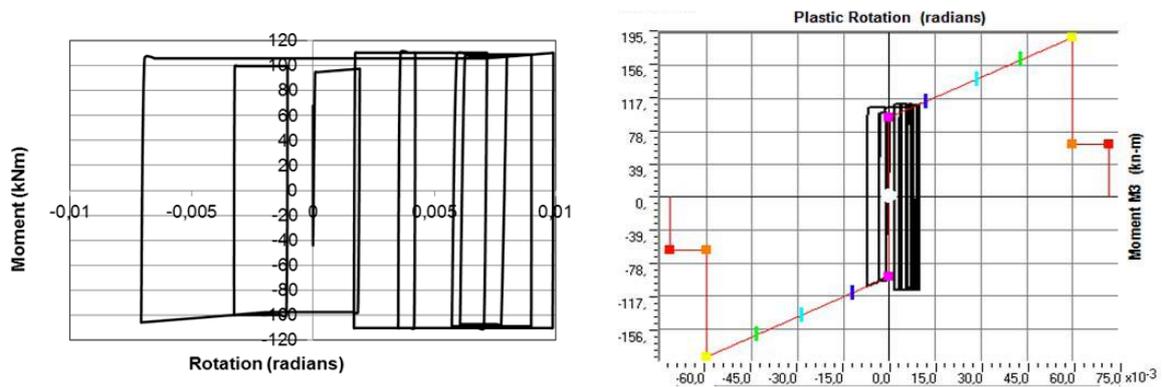
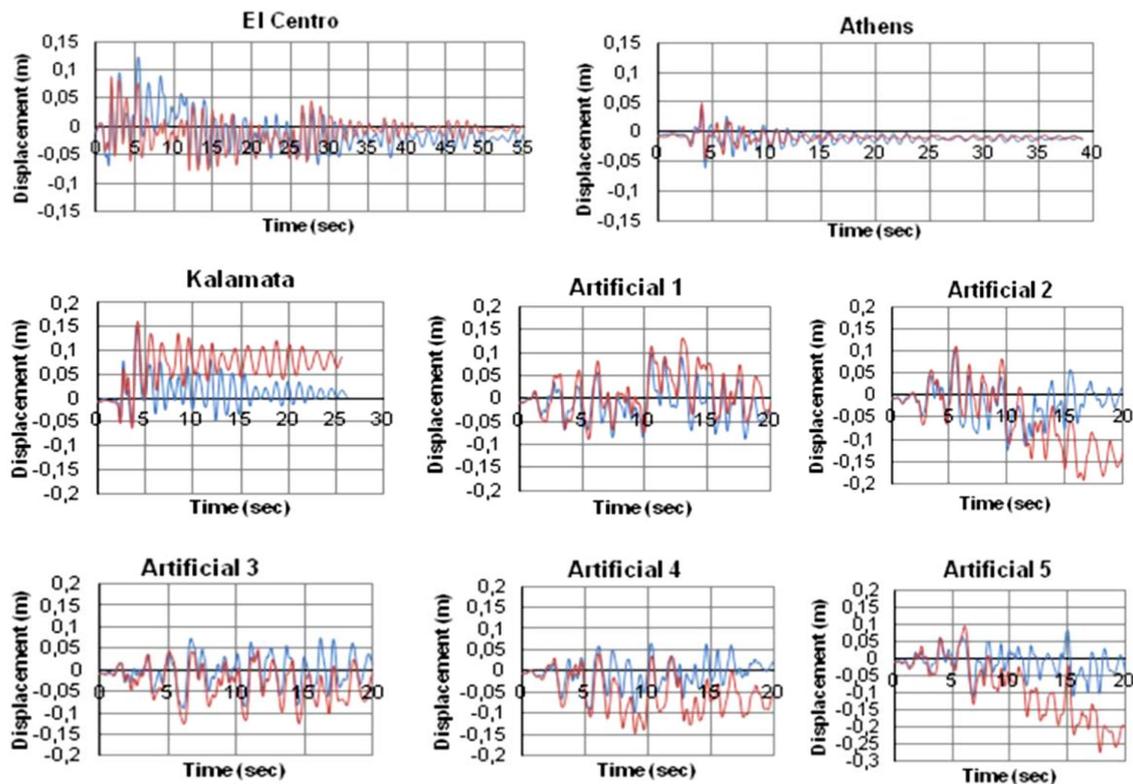


Abb. 3.31: Moment-Verdrehung-Hystereseschleife – Künstliches Erdbeben 2

Die konstruktive dynamische Reaktion des Rahmens unter Erdbebenbodenerregungen wurde bezüglich der Verschiebungsgeschichte ausgewertet. Abb. 3.32 zeigt die Verschiebungen des Daches abgetragen auf die Zeit für alle untersuchten Bodenbewegungen für die beiden untersuchten Fälle (teilweise eingespannte und gelenkig gelagerte Verbundbalken). Die Diagramme zeigen, dass das Tragwerk in Bezug auf die Bodenbewegung schwingt. Es kann beobachtet werden, dass, wenn das Tragwerk die Wirkung eines biegesteifen Rahmens (MRF) (teilweise Einspannung) mit dem FUSEIS Trägersystem kombiniert, die Kurve am Ende der Simulation nahezu in den Gleichgewichtszustand zurückkehrt. Dies geschieht, weil die Verformungen auf FUSEIS Trägersystem beschränkt sind und der Rest des Tragwerks elastisch bleibt. Dabei hilft die Moment-Rahmen-Wirkung dem Tragwerk, in seinen Ausgangszustand zurückzukehren. Wenn jedoch die Verbundträger gelenkig sind, obwohl auch in den FUSEIS Trägerverbindern die Fließgelenke ausgebildet sind, kann das Tragwerk nicht dahin zurückkehren. Dies erklärt die großen Verschiebungen, die nach dem Erdbeben in den Diagrammen zu sehen sind.



RAHMEN und GELENKE

Abb. 3.32: Verschiebungsreaktionen für alle untersuchten Bodenbewegungen

Die zuvor erwähnten Beobachtungen zeigen das rückzentrierende Verhalten des FUSEIS Trägersystems in dem ersten Fall (teilweise Einspannung). Dies bedeutet, dass das System eine kontrollierte Energiedissipation aufweist und in der Lage ist, die verbleibende Verschiebung zu beheben. Wenn nach einem seismischen Ereignis kein Versagen festgestellt wird, kann die verbleibende Stockwerksverschiebung ein wesentlicher Maßstab für die Bewertung eines Gebäudes darstellen. Die verbleibenden Verschiebungen, gewonnen durch Division der Restverschiebungen am obersten Knotenpunkt durch die Rahmenhöhe, sind für alle seismischen Aufzeichnungen und den Vergleich der beiden untersuchten Fälle in Tabelle 3.7 zusammengefasst. Für den ersten Fall sind die Werte der verbleibenden Verschiebungen im Vergleich deutlich niedriger als der Grenzwert von 1%, welcher biegesteifen Stahlrahmen unter dem Immediate Occupancy Leistungsniveau (FEMA-356) entspricht. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Anforderungen auf einen Mittelwert von $\sim 0,002\%$ und einen maximalen Wert von $\sim 0,218\%$ begrenzt sind, wobei zu sicherzustellen ist, dass das FUSEIS Trägersystem ein rückzentrierendes System ist. Infolgedessen treten keine signifikanten konstruktiven Schäden auf und es würden in keinem der untersuchten Fälle Reparaturen erforderlich sein.

**Tabelle 3.7: Aufgezeichnete verbleibende Verschiebungen nach dynamischer Zeitschrittbe-
 rechnung**

Erdbeben	Verbleibende Verschiebung Rahmen [%]	Verbleibende Ver- schiebung Ge- lenke [%]	Verhältnis
El Centro	0,002	0,083	41,5
Athen	0,075	0,075	1,0
Kalamata	0,019	0,445	23,4
Künstlich 1	0,181	0,054	0,3
Künstlich 2	0,084	0,774	9,2
Künstlich 3	0,079	0,045	0,6
Künstlich 4	0,111	0,329	3,0
Künstlich 5	0,218	1,184	5,4

Das Verhalten des biegesteifen Rahmens mit FUSEIS Trägerverbindern wurde auch unter den drei Leistungsniveaus (Grenzzustände) ausgewertet: GdG, GdT und CPLS für die Erdbeben von El Centro, Kalamata, Künstlich 2 & 4 (Abb. 3.33). Die verbleibenden Verschiebungen für den CPLS-Grenzzustand waren wie erwartet größer als bei den anderen Grenzzuständen. Die Werte waren jedoch dadurch, dass die Vorteile von rückzentrierenden Systemen beibehalten wurden, in allen Fällen niedriger als der Grenzwert von 1%. Der Gebäuderahmen hat eine Schwingdauer von $T_1 = 1,178 \text{ s} > T_c = 0,5 \text{ s}$, bei Baugrundklasse B.

Nach Eurocode 8 kann der Verhaltensbeiwert (q) gleich dem Verschiebungsduktilitätsfaktor (μ) gesetzt werden. Basierend auf dieser Festlegung kann der Verschiebungsduktilitätsfaktor für das System aus folgender Gleichung gewonnen werden:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}} \quad \text{Gl. (3.29)}$$

mit d_{max} als die maximale plastische Verschiebung (oder endgültige Verschiebung), die das System während der untersuchten Erdbeben aufnimmt und d_{el} als die maximale Verschiebung, die durch eine lineare Analyse auf der Grundlage des Bemessungsantwortspektrums bestimmt wird. Die Duktilitätsfaktoren für verschiedene Leistungsniveaus sind in der folgenden Tabelle 3.8 dargestellt.

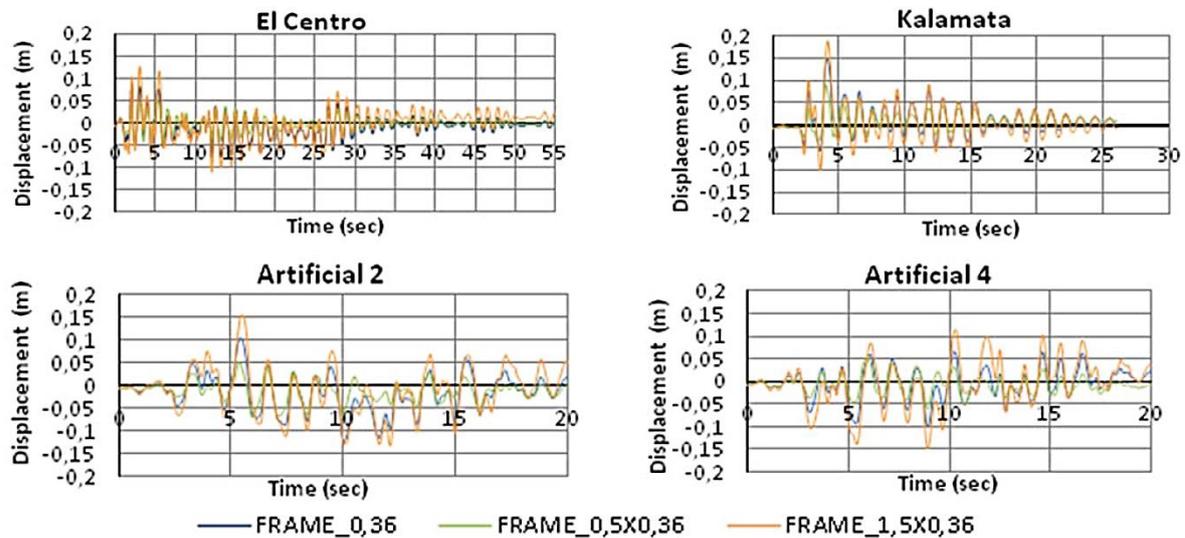


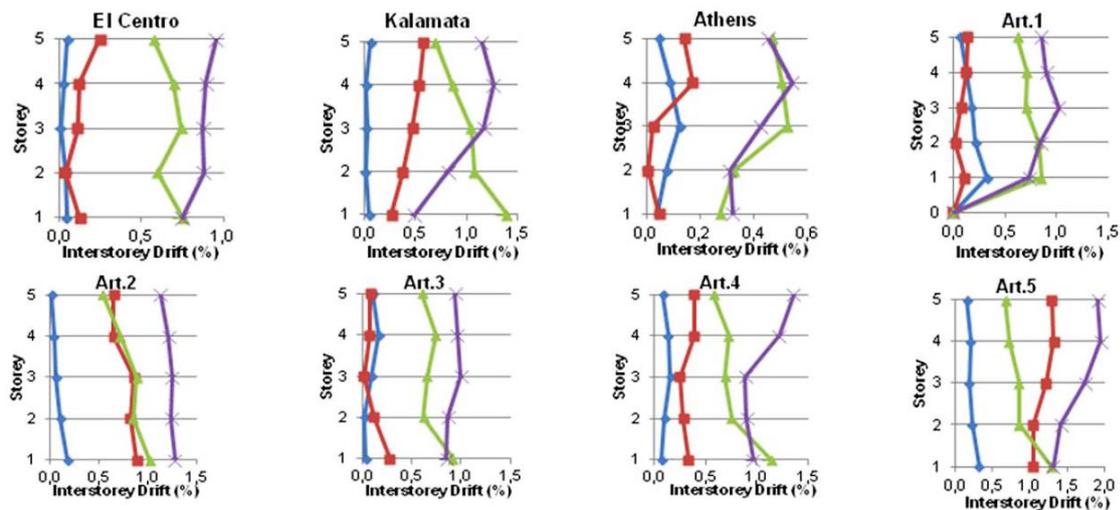
Abb. 3.33: Verschiebungsreaktionen für GdG, GdT und CPLS Grenzzustände

Tabelle 3.8: Duktilitätsfaktoren für verschiedene Leistungsniveaus

Seismische Aufzeichnung		GdG	GdT	CPLS
El Centro	d_{\max} [m]	0,049	0,087	0,126
	μ [-]	1,14	2,02	2,94
Athen	d_{\max} [m]	-	0,039	-
	μ [-]	-	0,91	-
Kalamata	d_{\max} [m]	0,092	0,150	0,188
	μ [-]	2,14	3,49	4,37
Künstlich 1	d_{\max} [m]	-	0,100	-
	μ [-]	-	2,33	-
Künstlich 2	d_{\max} [m]	0,051	0,104	0,152
	μ [-]	1,19	2,42	3,54
Künstlich 3	d_{\max} [m]	-	0,076	-
	μ [-]	-	1,77	-
Künstlich 4	d_{\max} [m]	0,051	0,065	0,115
	μ [-]	1,20	1,51	2,68
Künstlich 5	d_{\max} [m]	-	0,086	-
	μ [-]	-	2,00	-

Bei einem Vergleich der maximalen Stockwerksverschiebung für den 5-stöckigen Rahmen wurde für die beiden Fälle (teilweise eingespannte und gelenkig gelagerte Verbundträger) festgestellt, dass die Verschiebungswerte für die MRF ähnlich und etwas niedriger als die Werte für die gelenkigen Rahmen sind. Die maximalen Stockwerksverschiebungen im Vergleich zu den verbleibenden Verschiebungen des 5-stöckigen Rahmens für die untersuchten Erdbeben sind in Abb. 3.34 und Tabelle

3.9 dargestellt. Der Unterschied besteht darin, dass bei dem MRF System die maximale Verschiebung wie erwartet im ersten Stockwerk auftritt, während bei den gelenkigen Rahmen die Lage der maximalen Verschiebung nicht klar definiert ist und nicht vorhergesagt werden kann, da sie von verschiedenen Parametern wie der Bodenbewegung abhängt. Darüber hinaus zeigen diese Diagramme das rückzentrierende Verhalten des MRF, da die Werte der verbleibenden Verschiebung nahezu Null sind.



Rahmen-Ende Gelenk-Ende Rahmen-Maximum Gelenk-Maximum

Abb. 3.34: Maximale Stockwerksverschiebung für die untersuchten Erdbeben

Tabelle 3.9: Vergleich der maximalen Stockwerksverschiebungen

Erdbeben Aufzeichnung	Max. Stockwerksverschiebung -Rahmen [%]	Max. Stockwerksverschiebung -Gelenke [%]	Verhältnis
El Centro	0,75	0,95	1,27
Athen	0,52	0,54	1,04
Kalamata	1,39	1,26	0,91
Künstlich 1	0,85	1,02	1,20
Künstlich 2	1,02	1,27	1,25
Künstlich 3	0,92	0,99	1,08
Künstlich 4	1,13	1,36	1,20
Künstlich 5	1,29	1,95	1,50

3.6.4 Aussagen aus numerischen Simulationen

Die vorangegangene Studie veranschaulicht den erfolgreichen Einsatz des mit dem biegesteifen Rahmen verbundenen FUSEIS Trägersystems. Die seismischen Bemessungsparameter werden kurz zusammengefasst. Der Schwerpunkt lag auf dem

seismischen Bemessungsprozess, der durch die FE-Analyse unterstützt wurde, wobei eine Pushover-Analyse des gerahmten Tragwerks durchgeführt wurde. Um die Empfindlichkeit des Tragwerks gegenüber einer höheren seismischen Belastung und die Auswirkungen der Verwendung des Verhaltensbeiwerts $q = 5$ im Bemessungsprozess für die Tragwerksbemessung zu bewerten, wurde eine genauere Analyse für verschiedene seismische Belastungsstufen durchgeführt.

Aus der Analyse von typischen 2D Gebäuderahmen sind folgende Beobachtungen bemerkenswert:

- Die Kapazität der Energiedissipation des FUSEIS Trägersystems als rückzentrierendes System beeinflusst durch Fließen der austauschbaren Teile das Erdbebenverhalten positiv.
- Bei Fokussierung auf das globale Verhalten wurden einige der wichtigen konstruktiven Eigenschaften wie Materialien, Bauelemente, Verbindungen, globale und lokale Stabilität und dynamische P-Delta-Effekte berücksichtigt. Die Studie hat einige der wichtigen globalen Verhaltensmerkmale der FUSEIS Trägersysteme deutlich gemacht.
- Das FUSEIS System arbeitet als ein fortschrittliches Widerstandssystem bezüglich Querkraft in seismischen Regionen, welches eine effiziente Einflussnahme sowohl bei Stockwerksverschiebungen als auch bei Gesamtverschiebungen ermöglicht.

3.7 FAZIT

Für die Entwicklung des FUSEIS Trägersystems wurden eine Reihe von experimentellen und numerischen Analysen durchgeführt. Für die Bemessung dieses neuen seismisch-resistenten Systems wurden kritische Parameter ermittelt. Folgende allgemeine Hinweise/Schlussfolgerungen sind zu beachten:

- Durch entsprechende Installation einer Menge von FUSEIS Trägerverbindern in den relevanten Richtungen kann der seismische Widerstand eines Gebäudes erreicht werden.
- Der Trägerverbinder selbst und mit Trägerverbindern ausgestattete Rahmen weisen ein sehr gutes Verhalten auf: Stabil, biegesteif und große Kapazität zur Energieabsorption.
- Plastische Verformungen sind streng auf die dissipativen Elemente beschränkt, um die Ausbreitung von Schäden auf die restlichen Bauteile (Decke, Träger, Stützen) zu verhindern.
- Wenn die dissipativen Elemente nach einem starken seismischen Ereignis beschädigt werden, sind sie leicht austauschbar, da sie klein und nicht Teil des schwerkraftaufnehmenden Systems sind. Die Montage und Demontage nach den Versuchen war aus praktischer Sicht einfach: Die Zeit, die für den Austausch

eines FUSEIS Trägerverbinders erforderlich ist, beträgt ca. 60 Minuten (nach NTUA Großversuch Erfahrung).

- Das Bestimmungsverfahren für die seismischen Effekte bei Gebäuderahmen ist das multimodale Antwortspektrenverfahren nach Eurocode 8, nach welchem der vorgeschlagene q -Faktor für das FUSEIS Trägersystem 5 ist.
- Es wurden normgerechte Bemessungsregeln für die seismische Bemessung von Rahmen mit dissipativen FUSEIS formuliert. Sie werden in einem begleitenden "Bemessungsleitfaden" vorgestellt.
- In Abhängigkeit von den wichtigsten Parametern und Bauteilüberprüfungen wurden praktische Empfehlungen zur Wahl der geeigneten Trägerverbinder formuliert. Konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen wurden festgelegt. Die Empfehlungen werden im begleitenden "Bemessungsleitfaden" vorgestellt.

Im Einzelnen kann Folgendes festgelegt werden:

- Das System hält Querkräften als vertikaler Vierendeelträger stand.
- Je nach Querschnittstypen und deren Verteilung zwischen den Stockwerksebenen kann das System biegeweich/biegesteif bemessen werden. Die Anzahl an Stockwerken und das Auflagergewicht beeinflussen stark die erforderlichen Querschnitte und Geometrie.
- Da die Trägerverbinder in kleinen Bereichen des Gebäudes positioniert werden können ohne den architektonischen Plan zu stören, bieten sie im Vergleich zu den ausgesteiften Rahmen eine architektonisch vielseitige Lösung für die seitliche Stabilität von Gebäuden. Sie können auch darauf aufmerksam machen, dass es sich um ein seismisch widerstandsfähiges System handelt, indem sie als sichtbare Teile des Gebäudes eingesetzt werden.
- Durch geeignete Wahl der Querschnitte kann eine sequenzielle Plastifizierung der dissipativen Elemente zugelassen werden.
- Zur Schadensminimierung an den Fundamenten werden an den Stützenfußpunkten gelenkig angebrachte Verbindungen vorgeschlagen. Bei mehrstöckigen Gebäuden können die Stützenfußpunkte gelenkig oder eingespannt werden. Analytische Untersuchungen zeigten, dass der Unterschied in der Reaktion nicht signifikant ist.
- Das FUSEIS Trägersystem ist in der Lage, eine effiziente Einflussnahme sowohl bei Stockwerksverschiebungen als auch bei Gesamtverschiebungen zu gewährleisten, die eine rückzentrierendes Verhalten aufweisen.

Schließlich ist anzumerken, dass die gegenwärtige Forschung im Einklang mit dem internationalen Trend im Erdbeben-Ingenieurwesen "intelligente" Systeme einführt, die in der Lage sind, die seismische Eingangsenergie zu dissipieren und die gege-

benenfalls leicht ersetzt und repariert werden können. Der Einsatz von FUSEIS Trägersystemen steigert die bekannten Vorzüge von Stahl unter seismischen Bedingungen und bietet bessere Lösungen in Sachen Wirtschaftlichkeit und Sicherheit.

3.8 ANWENUNGSFELD

Das innovative FUSEIS Trägersystem kann in mehrstöckigen Stahlgebäuden angewandt werden und die weltweit eingesetzten üblichen Systeme (wie z.B. durch konzentrische und exzentrische Verbände ausgesteifte, biegesteife Rahmen usw.) durch die Kombination aus Duktilität und architektonischer Transparenz mit Steifigkeit ersetzen. Dadurch kann der Einsatz von FUSEIS Trägerverbindern eine präzisere und kostengünstigere Bemessung eines Gebäudes ermöglichen.

3.9 VERÖFFENTLICHUNGEN

Veröffentlichungen in internationalen Publikationen:

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

3.10 BIBLIOGRAPHIE

1. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
2. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. *International Journal of Steel Structures* 2005; 5(5):453-464.
4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. *Stahlbau* 2006; 75(12):993-1003.
5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. *Bauingenieur* 2007; 82(3):125-133.
6. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado, L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Somnavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; 128(9):1111-1120.
8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan 1996 ; 484:111- 120.
9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures* 2003; 25(5):665-666.
10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 1993; 9(3):505-528.

11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra* 1995; 11(4):545-568.
12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. *Engineering Structures* 1997; 19(10):811-820.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
17. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
18. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
21. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. *Bauingenieur* 2014; 6:253-260.
26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 1996.

4 FUSEIS BOLZENVERBINDER

4.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsprogramms RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Vorrichtungen für erdbebensichere Stahlrahmen" (englisch: Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames, Akronym: FUSEIS) wurden zwei innovative dissipative Systeme namens FUSEIS1 und FUSEIS2 eingeführt und entsprechende Bemessungsleitfäden entwickelt [11], [12]. Das System FUSEIS1 wird anhand der Geometrie der dissipativen Elemente weitergehend in zwei Typen unterteilt: FUSEIS Trägerverbinder und FUSEIS Bolzenverbinder. Dieser Bericht stellt die Ergebnisse der Untersuchungen zur seismischen Leistungsfähigkeit von FUSEIS Bolzenverbindern vor, erläutert die Bemessungsverfahren für Stahl- und Verbundbauten, bei denen das System als erdbebensicheres System eingesetzt wird, und fährt mit der Bemessung mehrerer Fallstudien fort.

4.2 BESCHREIBUNG DES FUSEIS BOLZENSYSTEMS

Das innovative, erdbebensichere FUSEIS Bolzensystem besteht aus einem Paar starker Stützen, die durch mehrere Verbinder zusammen gefügt sind (Abb. 4.1). Jeder Verbinder besteht aus zwei Aufnahmeträgern, welche durch einen kurzen Stahlbolzen verbunden sind, wie in Abb. 4.1 dargestellt. Das System hält seitlichen Lasten als vertikaler Vierendeelträger stand, wobei die Haupteinwirkungen Biegung und Schub in den Bolzen und Normalkräfte und Biegung in den Stützen sind. Bei starker seismischer Beanspruchung beschränken sich plastische Verformungen auf die Bolzen, welche eine große Menge der Eingangsenergie dissipieren, wobei das restliche Tragwerk elastisch und unbeschädigt bleibt. Reparaturarbeiten sind einfach, da sie sich auf die Bolzen beschränken, welche zwischen den Stockwerksebenen liegend in der Regel keinen Vertikallasten ausgesetzt sind.

Die Bolzen können rund oder rechteckig sein, je nachdem, ob der Querschnitt der Aufnahmeträger ein Hohlprofil oder I- oder H-Profil ist. Damit die Fließgelenkbildung entfernt von der Kontaktfläche zwischen der Stirnplatte der Aufnahmeträger und den Bolzen stattfindet, werden die Bolzen mittig geschwächt. Um die Kontaktfläche von den Plattenenden entfernt zu halten, damit triaxiale Spannungszustände gewährleistet sind, beginnt die Verringerung des Bolzendurchmessers von der Plattenstirnfläche entfernt und die Kanten der Plattenöffnung werden geglättet. Zusätzlich werden ihre Enden mit entgegengesetzten Gewinden hergestellt, um während des Einbaus ihre Länge einzustellen und ihren Ausbau zu erleichtern. Der Verbinder kann durch die Verwendung von verschraubten Kopfplattenverbindungen zwischen den Aufnahmeträgern und den Stützen leicht montiert, transportiert und ersetzt werden. Diese Verbindungen sind biegesteif ausgebildet, um das Vierendeel-Verhalten zu

erzielen. Die Aufnahmeträger, die Stützen und ihre Verbindungen sind mit Überfestigkeit bemessen, um die Fließgelenkbildung in den Bolzen zu gewährleisten. Die Systemstützen können offene oder geschlossene Querschnitte aufweisen. Offene Querschnitte sind aus konstruktiver Hinsicht vorteilhafter, da sie eine leichtere Verbindung zu den Trägern ermöglichen. Bei geschlossenen Querschnitten, wie z.B. bei Gebäudeecken mit FUSEIS Systemen in beide Richtungen (Abb. 4.3), können T-Profile angeschweißt werden, um die Verbindung zu erleichtern.

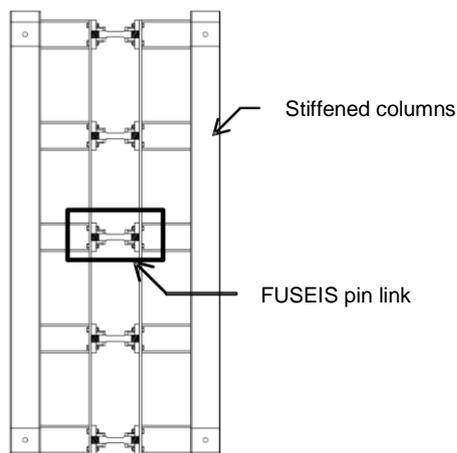
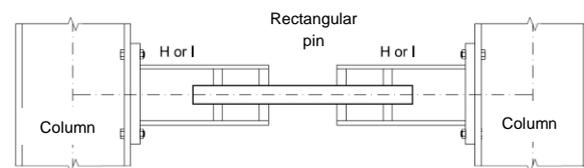
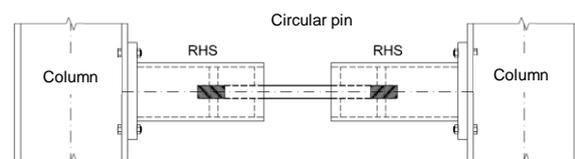


Abb. 4.1: FUSEIS Bolzenverbindersystem



a) rechteckiger Bolzenquerschnitt



b) runder Bolzenquerschnitt

Abb. 4.2: FUSEIS Bolzenverbindersystem mit Aufnahmeträgern

Die Anzahl der Zwischenverbinder je Stockwerk, die Wahl der Bolzenquerschnitte, der Achsenabstand und die Querschnitte der Stützen sind entscheidende Parameter für die Festigkeit und Steifigkeit des Systems. Die Anzahl der Aufnahmeträger und Bolzen bei einer typischen Geschosshöhe von ca. 3,4m kann vier oder fünf betragen, je nach Höhe der Aufnahmeträger, dem erforderlichen Arbeitsbereich für den Einbau der dissipativen Elemente und möglicher architektonischer Beschränkungen. Darüber hinaus wird ein dissipatives Element nahe der Stützenfüße eingebaut, um die Momente am Stützenfußpunkt aufzunehmen und eine gelenkige Lagerung der Stützen zu ermöglichen.

Um die Anwendung von Aufnahmeträgern zu vermeiden, die einigen Bearbeitungsaufwand erfordern, wurden im Rahmen des MATCH Projektes, das auch von RFCS finanziell unterstützt wurde, Bolzenverbinder mit leicht unterschiedlichen Ausführung der Enden untersucht und getestet [28]. In diesem Projekt werden am Ende der Bolzen Gewinde in unterschiedlichen Richtungen (eins links, eins rechts) geschnitten, die unmittelbar in die Kopfplatten geschraubt werden, welche mit den Stützenflanschen verbunden sind (Abb. 4.3). Um die Beschädigung entfernt vom Anschlussbereich zu erreichen, wird der Querschnitt im mittleren Teil des Bolzens

geschwächt. Bolzen mit einer solchen Ausbildung erfordern einen geringeren Aufwand bei der Herstellung und Montage und führen zu ähnlichen Ergebnissen.

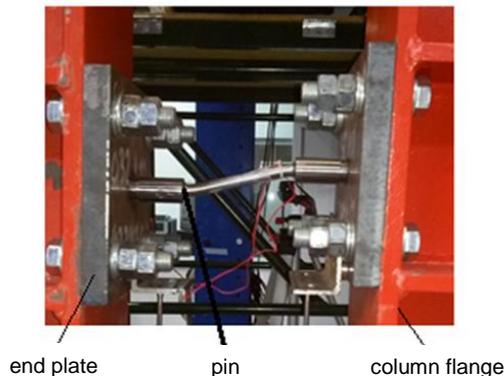


Abb. 4.3: FUSEIS Bolzenverbinder ohne Aufnahmeträger

Das System ist vielseitig bezüglich der Wahl der Bolzenquerschnitte und bietet dem Tragwerksplaner die Möglichkeit die Plastizierungsabfolge der Bolzen zu steuern. Dies kann durch Änderung sowohl der Querschnitte als auch der Länge der Bolzen in oder zwischen den Stockwerksebenen erreicht werden.

Um eine zu starke Überfestigkeit zu vermeiden, sollte das Stahlmaterial der dissipativen Bolzen geprüfte Eigenschaften aufweisen. Nach EN 1998-1-1 [13] muss die Streckgrenze folgenden Höchstwert aufweisen:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Gl. (4.1)}$$

wobei $\gamma_{ov} = 1,25$ der Überfestigkeitsbeiwert und f_y der Nennwert der Streckgrenze sind.

Die Nennstreckgrenze der Bolzen sollte niedrig sein und vorzugsweise nicht mehr als 235 MPa betragen. Werden die Eigenschaften des Bolzenmaterials überprüft und liegt dessen maximale Streckgrenze garantiert unterhalb derjenigen nach Gl. (4.1), so kann der Überfestigkeitsbeiwert abgemindert und eine noch wirtschaftlichere Bemessung erreicht werden.

Die Anzahl der in einem Gebäude benötigten FUSEIS Bolzenverbindersysteme wird durch die Gebäudetopologie (Abb. 4.4) und die Erdbebenintensität festgelegt. Im Allgemeinen kann das System mit biegesteifen Rahmen (MRF) kombiniert werden, wobei dann die seitlichen Kräfte zwischen dem MRF und dem FUSEIS Bolzenverbindersystem aufgeteilt werden. Wenn alternativ gelenkige Verbindungen (Fahnenblechanschlüsse) zwischen Geschossträgern und Stützen verwendet werden, hält das FUSEIS Bolzenverbindersystem alleine der seismischen Belastung stand. In beiden Fällen sind die Stockwerksträger gelenkig an die Systemstützen angeschlossen, um ihre Bemessung durch Kapazitätsbemessungsbetrachtungen in Bezug auf

die starken Stockwerksträger zu vermeiden und die Kapazitätsbemessung nur bezüglich der schwachen Bolzen durchzuführen.

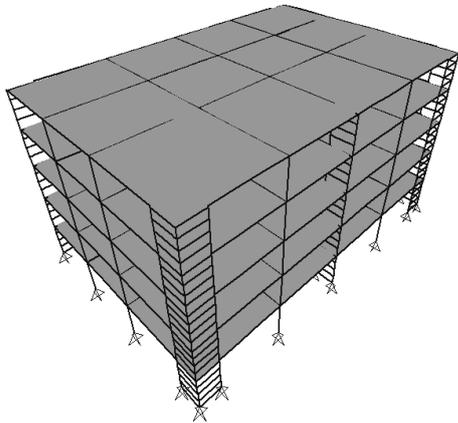


Abb. 4.4: Platzierung der FUSEIS Bolzensysteme in einem Gebäude

4.3 MODELLE IM GRENZZUSTAND

Experimentelle Untersuchungen zeigten, dass das System mit Trägerproben als vertikaler Vierendeelträger wirkt. Es hält seitlicher Belastung vor allem durch eine Biegung der Träger und durch Normalkräfte in den Stützen stand (Abb. 4.5). Im elastischen Zustand können unter Annahme von Gelenken an den Mittelpunkten der Bolzen und Stützen die Schnittmomente und -kräfte bezüglich einer horizontalen Belastung aus der Statik abgeleitet werden. Folglich ergibt sich die Schubkraft V_{pin} aufgrund des Widerstandsmoments $M_{pl, pin}$ an den Bolzenenden zu:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl, pin}}{l_{pin}} \quad \text{Gl. (4.2)}$$

Mit l_{pin} als der Länge des geschwächten Teils des Bolzens, $M_{pl, pin} = W_{pl, pin} \cdot f_y$, $W_{pl, pin}$ als das Bemessungswiderstandsmoment des geschwächten Abschnitts des Bolzens und f_y als die Fließspannung des Bolzens.

Die Normalkraft in den Stützen N_{column} ergibt sich zu:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{storey} \cdot h_{storey}}{L} = \sum V_{pin} \quad \text{Gl. (4.3)}$$

Mit M_{ov} als das Kippmoment des Rahmens, V_{storey} als der Stockwerksschub, h_{storey} als die Geschosshöhe und L als der Längsabstand der Systemstützen. Daher ergibt sich nach den Gleichungen (4.2) und (4.3) der Stockwerksschub, der übertragen werden kann, zu (Gl. (4.4)):

$$V_{story} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,pin}}{l_{pin}} \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad \text{Gl. (4.4)}$$

Unter Berücksichtigung starrer Aufnahmeträger werden die Bolzen-Sehndrehwinkel $\theta_{pl,pin}$ mittels Gleichung (4.5) bestimmt:

$$\theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \quad \text{Gl. (4.5)}$$

mit θ_{gl} als der globale Stockwerksverschiebungswinkel des Rahmens während der seismischen Belastung.

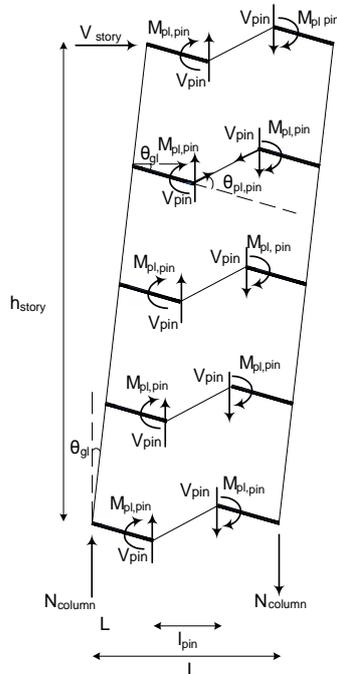


Abb. 4.5: Statisches System und theoretische Schnittkräfte (Vierendeelträger-Theorie)

4.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN FUSEIS BOLZENVERBINDERN

4.4.1 Experimentelle Untersuchungen an einzelnen Verbindern

4.4.1.1 Experimenteller Aufbau und untersuchte Bolzenverbinder

Insgesamt wurden acht Versuche an Bolzenverbindern durchgeführt, zwei unter monotoner und sechs unter zyklischer Belastung. Das Kriterium für die Wahl der Bolzenprüfkörper war ihre Fähigkeit, Energie über Biegemechanismen zu dissipieren. Infolgedessen hing die Gestaltung des Versuchsaufbaus vom plastischen Widerstandsmoment $W_{pl,pin}$, der Bolzen ab, welches für die Berechnung der maximal anzusetzenden Belastung verwendet wurde. Die geprüften Probekörper bestanden

aus einem in der Mitte geschwächten 400 mm langen Rundbolzen und zwei Aufnahmeträgern SHS120x10. Der Bolzen wurde in drei Teile unterteilt. Der Durchmesser an den Enden betrug $\Phi 60$ und im mittleren Teil wurde der Durchmesser auf $\Phi 45$ mm geschwächt. Die Länge des geschwächten Abschnitts sollte die Entwicklung einer Biegewirkung gewährleisten. Abb. 4.6 zeigt wesentliche Fotos von den Prüfkörpern.

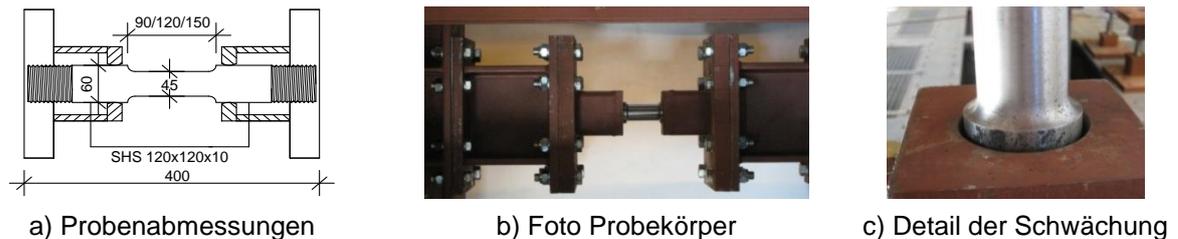


Abb. 4.6: Hergestellte Sicherungs-Prüfkörper für den Versuch

4.4.1.2 Ergebnisse der monotonen Versuche

Die Bolzenprüfkörper zeigten nach Verlassen des elastischen Bereichs ein duktileres Verhalten mit einer beträchtlichen Lastzunahme. Dieser Effekt war nicht hauptsächlich auf Materialverfestigung, sondern auf eine Veränderung der Belastungsart zurückzuführen. Bei kleinen Verschiebungen wurde die Last über Biegung und Schub des Bolzens übertragen, während bei größeren Verformungen die Last auch durch Normalkräfte im Bolzen übertragen wurde, was die Tragfähigkeit der Prüfkörper erheblich steigert.

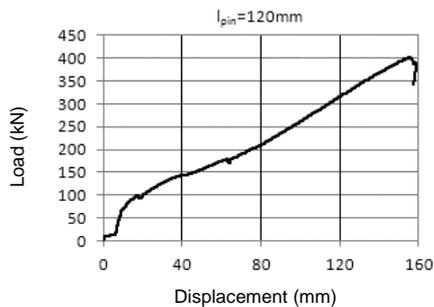


Abb. 4.7: Last-Verschiebungs-Kurven und verformte Prüfkörper unter monotoner Belastung

4.4.1.3 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Für das Prüfverfahren wurde als Grundlage die ECCS-Empfehlung [14] zur Beurteilung des Verhaltens von Tragwerkselementen aus Stahl unter zyklischer Belastung verwendet. Der maximal erreichte Wert der Verschiebung während der Versuche war geringer als die maximal angesetzte Verschiebung von 60 mm (4% gegenseitige Stockwerksverschiebung).

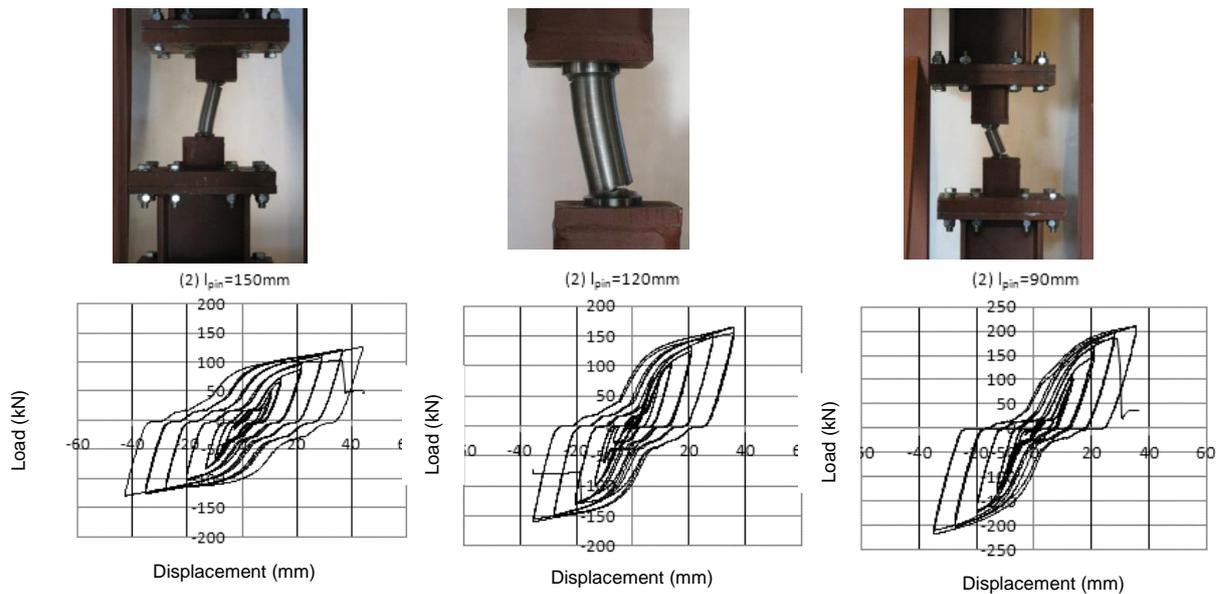


Abb. 4.8: Last-Verschiebungskurven und verformte Proben unter zyklischer Belastung

Abb. 4.9 zeigt die Überfestigkeit und Rotationskapazität aus den Versuchen in Abhängigkeit von der normierten Bolzenlänge ρ . Beide Werte und insbesondere die Überfestigkeit sind für die monotone im Vergleich zur zyklischen Belastung um ein Vielfaches höher. Dies deutet darauf hin, dass unter zyklischer Belastung die Bolzen aufgrund von Kurzzeitermüdung versagen und eine signifikant geringere Kettenwirkung ausgebildet wird im Vergleich zu denen, die monotoner Belastung ausgesetzt waren.

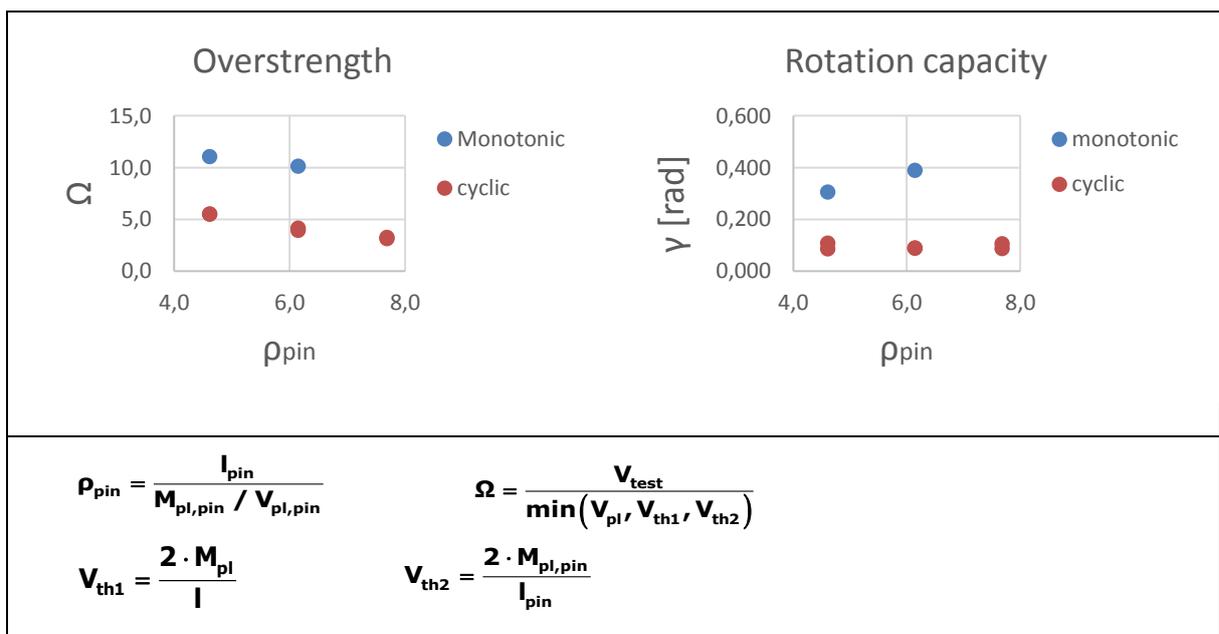


Abb. 4.9: Überfestigkeit und Verdrehungskapazität des Bolzenprüfkörpers

4.4.2 Experimentelle Untersuchungen an gesamten Rahmen mit FUSEIS Bolzenverbindern

4.4.2.1 Experimenteller Aufbau und untersuchte Rahmen

Zwei Großversuche an Rahmen mit FUSEIS Bolzenverbindern wurden am Institut für Stahltragwerke der NTUA durchgeführt. Der Versuchsaufbau umfasste einen räumlichen Rahmen als Stützkonstruktion unter anderem zur Lastaufnahme, einen computergesteuerten Hydraulikzylinder und den Prüfrahm. Der Prüfrahm bestand aus zwei starken Stützen, die biegesteif mit fünf biegesteifen Bolzenverbinder-elementen verbunden waren, wie in Abb. 4.10 gezeigt. Die Abmessungen der Bauelemente entsprachen einem realen Gebäuderahmen und wurden nach den Bestimmungen der EN1993-1-1 [17] und EN1998-1-1 [13] festgelegt. Die Höhe des Rahmens betrug 3,40 m und der Achsenabstand der Stützen $L = 1,50$ m. Die Stützen des Prüfrahmens wurden oben und unten gelenkig angeschlossen und durch Hinzufügen von Versteifungs-T-Profilen an ihren Innenseiten verstärkt, um elastisch zu bleiben.

Analog zu den Versuchen an einzelnen Bolzenverbindern bestand das dissipative Element aus einem 400 mm langen Bolzen und zwei SHS-Trägern als Aufnahme-träger, siehe Abb. 4.11. Die Geometrie des geschwächten Abschnitts des Bolzens wurde so gewählt, dass die Entwicklung von Biegeverhalten gewährleistet ist. Prüfung M4 wurde mit Bolzen von gleichem Durchmesser ($\Phi 45$) bei drei verschiedenen Längen des geschwächten Abschnitts $l_{pin} = 90, 120, 150$ mm > 39 mm und Prüfung M5 mit Bolzen mit verschiedenen Durchmessern von $\Phi 40, 45, 50$ mm bei gleichbleibender Länge des geschwächten Abschnitts $l_{pin} = 120$ mm $> 43,4$ mm durchgeführt. Die Stahlsorte der Bolzen war S235 und die der übrigen Bauteile des Testrahmens S355. Um den Ein- und Ausbau der dissipativen Elemente zu erleichtern, wurden die Bolzen mit entgegengesetzten Gewinden hergestellt, sodass sie leicht an den Aufnahmeträgern befestigt werden konnten.

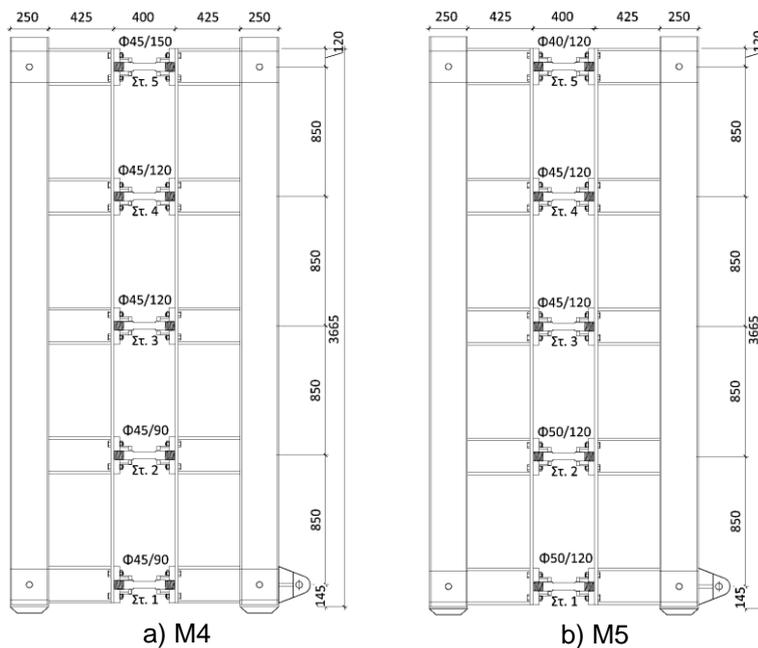
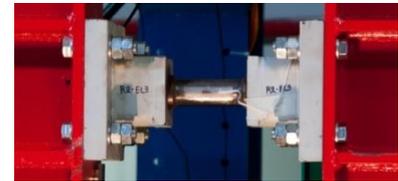
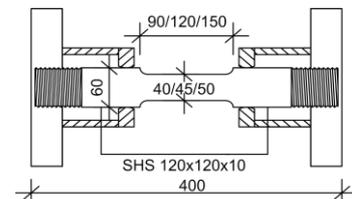


Abb. 4.10: Prüfraumen



a) Bolzenverbinder im Prüfraumen



b) Geometrie

Abb. 4.11: Prüfkörper

4.4.2.2 Versuchsergebnisse

Für die Lastaufbringung während der Versuche wurde das zyklische Belastungsprotokoll nach dem ECCS-Verfahren festgelegt. Beginnend mit einer Verschiebung von 2,55 mm, die auf die Fußpunkte der Systemstützen aufgebracht wurde, wurde die Belastung auf 170 mm erhöht, was einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 5% entspricht. Dem zyklischen Belastungsprotokoll folgten konstante Amplitudenzyklen von 5% bis zum Versagen.

Die gemessene Belastung stieg zu Beginn des Versuchs und während mehrerer Zyklen an. Wenn sich der erste Riss an den Enden des geschwächten Abschnitts des Bolzens bildete (Abb. 4.10b), versagten die Bolzen (Abb. 4.10c), wodurch die aufgebrachte Last abfiel. Dies bedeutet, dass an den Enden der geschwächten Bolzen eine lokale Spannungskonzentration vorlag, wie die Aufnahmen einer Infrarotkamera zeigen (Abb. 4.10d). Dieses Verhalten des Bolzens wird durch die entwickelten Mechanismen begründet. Insbesondere verhielt sich der Bolzenprüfkörper zunächst wie ein Träger unter Biegung, dann wechselte der Widerstandsmechanismus zu einer Zugspannungseinwirkung und unter großen Verformungen wurden Fließgelenke erzeugt. Die Prüfkörper entwickelten sehr große Verformungen und signifikante Normalkräfte, vor allem aufgrund ihrer geringen Länge und der verschraubten Verbindungen an ihren Enden, die zum spröden Bruch führten. Im Versuch M4 wurde beobachtet, dass die kürzeren Bolzen $l_{pin} = 90$ mm früher bei geringeren Stockwerksverschiebungen versagten und nur einer begrenzten Anzahl von Zyklen standhielten (Abb. 4.12). Sie entwickelten signifikante Sehnendrehwinkel und ihr Widerstand sank aufgrund von Kurzzeitmüdung schnell ab. Bei Versuch M5,

in welchem die Bolzen die gleiche Länge und unterschiedliche Durchmesser hatten, versagte zuerst der Bolzen $\Phi 40/120$ in der obersten Ebene 5 (Abb. 4.13).



a) Rahmen M4 im Angangszustand und am Ende des Versuchs

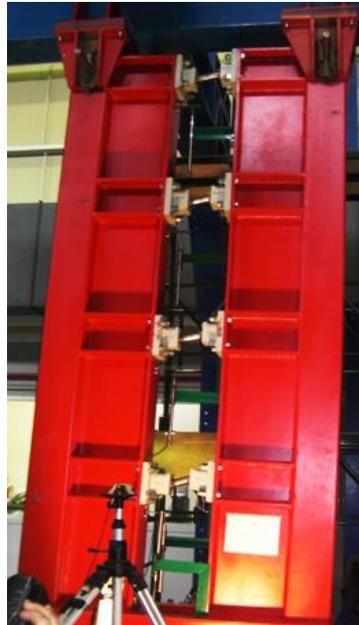


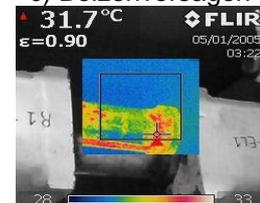
Abb. 4.12: Fotos während Versuch M4



b) Erster Riss



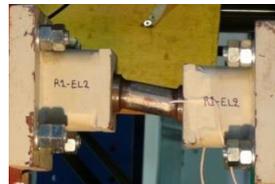
c) Bolzenversagen



d) Infrarot-Aufnahme



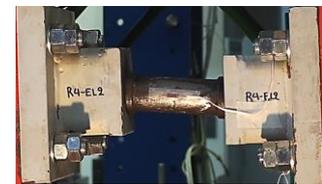
a) Bolzen L=150



b) Bolzen L=90



a) Bolzen $\Phi 40$



b) Bolzen $\Phi 50$

Abb. 4.13: Versuch M4 – Fotos der verformten Bolzen

Abb. 4.14: Versuch M5 – Fotos der verformten Bolzen

Die Hysteresekurven für jeden Versuch sind in Abb. 4.14 dargestellt. Es ist bemerkenswert, dass der Widerstand des Systems nach erstem Fließen und der anschließenden Plastizierung der Bolzen aufgrund der Entwicklung der Kettenwirkung in den Bolzen und Materialverfestigung zunahm. Das System wies breite Hystereseschleifen auf und entwickelte eine große Kapazität zur Energiedissipation. Das erste signifikante Fließen in der experimentellen Kurve trat bei einer Stockwerksverschiebung von 0,66% auf, welche den GdG festlegt. Nach der Plastizierung der Bolzen bei maximaler Belastung die bei einer Stockwerksverschiebung von 1,38% auftrat und den GdT definiert, steigerte sich die Verformung der Bolzen bis zu ihrem Versagen bei einer Stockwerksverschiebung von 2,25%, welches den CPLS festlegt. Die Hystereseschleifen zeigen ein "Einschnüren" aufgrund des Spaltes, der sich zwischen dem Bolzen und der Platte aufgrund der starken plastischen Verformung des Bolzens und des Querdehnungs-Effekts bezüglich des Bolzenumfangs bildet. Dieses Einschnüren der Hysteresekurve wurde von einem erheblichen Abfall der

Anfangssteifigkeit aufgrund der Freisetzung des Spannungsfeldes, welches sich in den vorherigen Belastungszyklen entwickelt hat, begleitet. Allgemein ist anzumerken, dass die kürzeren Bolzen bei kleineren Verschiebungen versagten im Vergleich zu den längeren und die Hysteresekurven aufgrund der Toleranzen der Schraubverbindungen nicht symmetrisch sind.

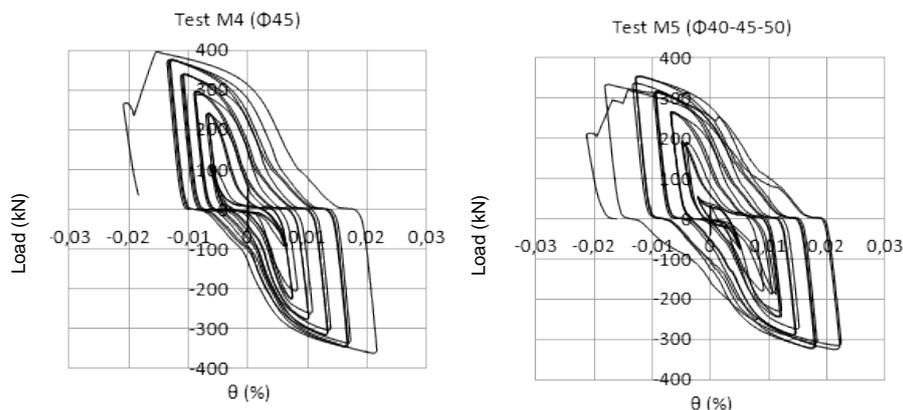


Abb. 4.15: Belastung-Stockwerksverschiebungs-Diagramme

4.4.2.3 Vergleich zwischen experimentellen und theoretischen Schubkräften

Die Gültigkeit der Vierendeel-Theorie wurde anhand experimenteller Ergebnissen geprüft. Zunächst wurde der theoretische Stockwerksschub V_{th1} unter Verwendung von Gleichung (4.4) und der realen Fließspannung des Stahls entnommen aus den Zugversuchen berechnet. Dieser Wert wurde dann mit dem maximalen Widerstand verglichen, den die Rahmen in den Versuchen V_{exp} erreichten. Tabelle 4.1 zeigt, dass die experimentellen Werte signifikant höher waren als die theoretischen und das Verhältnis V_{exp}/V_{th1} etwa 3 entsprach.

Diese Unterschiede sind durch das Verhalten der Bolzen während der Versuche gerechtfertigt. Bei den ersten Zyklen verhielten sich die dissipativen Bolzen wie Träger unter Biegung, aber nach einigen Zyklen veränderte sich der Widerstandsmechanismus und es bildeten sich unter großen Verformungen Fließgelenke. Dies ist der Grund, weshalb die Werte für den Stockwerksschub bei Anwendung der Gleichungen des Vierendeelträgers nicht den gemessenen ähnelten. Die Sehnendrehwinkel $\theta_{pl,pin}$ können unter Berücksichtigung, dass die Verdrehung der Aufnahmeträger minimal war und sie während der Versuche starr blieben, mit Gleichung (4.5) berechnet werden. Die Sehnendrehwinkel θ_{pin} sind aufgrund der kleinen Bolzenlänge deutlich größer als die globale Stockwerksverschiebung θ_{gl} . Diese großen Verdrehungen führen zu großen axialen Verformungen der Bolzen und folglich zur Kettenwirkung, welche sich als vorteilhaft für die Gesamtreaktion erwiesen hat. Dementsprechend wandelt sich bei großen Verdrehungen die Bolzenbiegung hauptsächlich in Zugkräfte um, sodass die Bolzen ihren plastischen Normalkraftwiderstand N_{pl} ausbilden. Für diesen Fall ergibt sich der Stockwerksschub V_{th2} aus den

Gleichungen (4.6) und (4.7) unter Berücksichtigung der vertikalen Komponente der plastischen Normalkraft V_{pin} . Die theoretischen Werte liegen nun nahe bei den experimentellen und ihr Verhältnis ist nahe bei 1 (Tabelle 4.1).

$$V_{pin} = N_{pl,pin} \cdot (\theta_{pl,pin} - \theta_{gl}) = N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1 \right) \quad \text{Gl. (4.6)}$$

$$V_{th2} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = \sum N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{l_{pin}} - 1 \right) \cdot \frac{L}{h_{story}} \quad \text{Gl. (4.7)}$$

Das zuvor Erläuterte zeigt, dass die Theorie 3. Ordnung eine bessere Schätzung für die Schubkapazität des Systems ergibt als die Vierendeelträger-Theorie. Allerdings ist es eine eher kompliziertes Verfahren und wird von Tragwerksplanern nicht häufig verwendet. Durch den Abgleich von Versuchen und die Berechnung an 2D Rahmen wurde gezeigt, dass stattdessen die Vierendeelträger-Betrachtung angewendet werden kann.

Tabelle 4.1: Experimentelle gegenüber theoretischen Schubkräften

Versuch	V_{exp}	V_{th1}	V_{exp}/V_{th1}	V_{th2}	V_{exp}/V_{th2}
M4	393,3	129,9	3,03	329,2	1,19
M5	354,1	129,4	2,74	314,4	1,13

4.4.2.4 Kurzzeitermüdung

Vorläufige Berechnungen und Versuche an Bolzen-Dissipationselementen zeigten, dass Bolzen eine begrenzte Anzahl an Belastungszyklen ertragen können. Die Zahl der ertragenden Zyklen wird durch Kurzzeitermüdungsbetrachtungen bestimmt. Es wurden Wöhlerlinien für Bolzen-Versuche ermittelt, welche sowohl an Rahmen (NTUA) als auch an Bolzenverbindern (RWTH) durchgeführt wurden. Die in Verformungen umgerechneten Wöhlerlinien können wie folgt beschrieben werden:

$$\log N = -m \log \Delta \varphi \quad \text{Gl. (4.8)}$$

mit $\Delta \varphi$ als die Ermüdungsbolzenverdrehung, N als die Anzahl der Verdrehungszyklen und m als die Steigungskonstante der Ermüdungsfestigkeitskurven. Der Schadensindex kann mit dem Schadensakkumulationsgesetz nach Palmgren-Miner berechnet werden. Nach einer gewissen Zahl unterschiedlicher Amplituden-Zyklen tritt Versagen auf, wenn gilt:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \geq 1 \quad \text{Gl. (4.9)}$$

wobei n_i die Anzahl der Zyklen, die bei gleichbleibender Spannungsschwingbreite S_i durchgeführt werden, N_{fi} die Anzahl der Zyklen, bei denen bei konstanter Amplitude Versagen auftritt und i die Gesamtzahl der konstanten Amplitudenzyklen ist.

Aufgrund des Mangels an experimentellen Ergebnissen aus Versuchen mit konstanten Amplitudenzyklen wurde bezüglich der Steigung der Wöhlerlinien ein Wert gleich 3 und 2 angenommen, wie in EN1993-1-9 [19] vorgeschlagen. Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigte, dass $m = -3$ eine bessere Annäherung für die Steigung ist.

Abb. 4.16 zeigt die Wöhlerlinien, die sowohl aus den Versuchen an einzelnen Bolzenverbindern als auch an Rahmen mit dissipativen Bolzenelementen abgeleitet wurden. Die entsprechenden validierten Zusammenhänge sind in den Gleichungen (4.10) für einzelne Bolzenverbinder und (4.11) für mehrere Bolzenverbinder gegeben. Es kann beobachtet werden, dass die einzelnen Bolzenverbinder zu einem konservativeren Ansatz führten, während die Rahmen mit dissipativen Elementen aufgrund der zusammengesetzten Wirkung mehrerer Bolzenverbinder realistischere Ergebnisse lieferten. Daher wird die Gleichung der Versuche mit Rahmen als repräsentativ für die Bestimmung des Schadensindex der Bolzenverbinder angesehen.

$$\log N = -1.41 - 3 \cdot \log \Delta \varphi \quad \text{Gl. (4.10)}$$

$$\log N = -0.90 - 3 \cdot \log \Delta \varphi \quad \text{Gl. (4.11)}$$

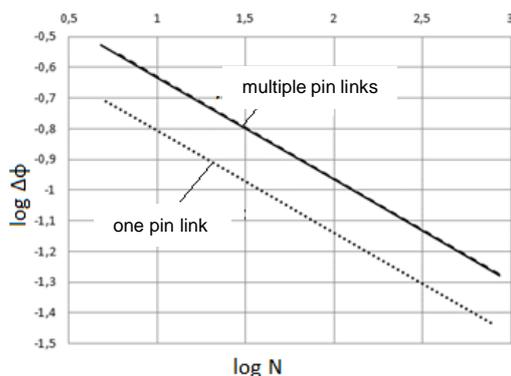


Abb. 4.16: Kurzzeitermüdungsdiagramme ($\log \Delta \varphi$ - $\log N$ Diagramme)

4.5 BEMESSUNGSREGELN

Die Schlussfolgerungen aus den analytischen und numerischen Studien wurden in einem Bemessungsleitfaden für die praktische Anwendung zusammengefasst. Das in dem Bemessungsleitfaden beschriebene Bemessungsverfahren basiert auf den

Bestimmungen der EN 1993-1-1 [17] und EN 1998-1-1 [13]. Einige Vorgaben der EN 1998-1-1 wurden entsprechend angepasst, um die Verwendung der Bolzenverbinder durch die üblichen Normbestimmungen abzudecken. Dazu gehören auch konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen.

4.5.1 Vorläufige Bemessung

Wie bereits erwähnt (Kapitel 4.2), arbeitet das FUSEIS1 System als vertikaler Vierendeelträger. Wenn man bedenkt, dass der "FUSEIS Bolzenverbinder" alleine der seitlichen Belastung des Tragwerks standhält, kann eine grobe Abschätzung der erforderlichen Anzahl von FUSEIS Systemen für ein Gebäude in jeder Richtung und der Querschnittstypen durch das theoretische Grenzzustandsmodell des Systems (Abschnitt 3) nach folgender Gleichung (4.12) vorgenommen werden. Diese Berechnung basiert auf der Annahme, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit alle Bolzen als die dissipativen Elemente des Systems ihre Momentenkapazität erreichen.

$$m = \frac{V_B}{V_{storey}} \quad \text{Gl. (4.12)}$$

Wobei V_B die Gesamtschubkraft des Gebäudes und V_{storey} der Stockwerksschub des FUSEIS Bolzenverbindersystems basierend auf der vertikalen Vierendeelträger-Theorie (Gleichung (4.4)) sind. Die Stützenquerschnitte werden in erster Linie über die Steifigkeitsbetrachtung gewählt, um Effekte nach 2. Theorie Ordnung zu begrenzen. Für m gleiche FUSEIS Systeme müssen die Stützen jedoch mindestens der folgenden Normalkraft standhalten:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \quad \text{Gl. (4.13)}$$

Mit M_{ov} als das Kippmoment des Rahmens. Das zuvor erläuterte Vorgehen gibt die Grundlagen für die Bemessung des Systems vor; jedoch können die Querschnitte für Träger und Stützen sowie die erforderliche Anzahl an Systemen nicht allein aus Festigkeitskriterien geschätzt werden. Die Steifigkeit des Systems sollte auch durch die Begrenzung der Verformungen angepasst werden, um Effekte nach Theorie 2. Ordnung nach den Bestimmungen von EN1998-1-1 [13] zu begrenzen.

4.5.2 Bemessung für linear-elastische Analysen

Die Bemessungsregeln sollen sicherstellen, dass ein Fließen in den Bolzen vor einem Fließen oder Versagen an anderer Stelle auftritt. Daher basiert die Bemessung von Gebäuden mit FUSEIS Bolzenverbindern auf der Annahme, dass die Bolzen in der Lage sind, Energie durch die Bildung von Fließgelenken zu dissipieren. Folgende Bemessungsverfahren können angewandt werden:

1) Simulation

Im gegenwärtigen Stand der Technik kann ein Gebäude mit FUSEIS Bolzenverbindern mit einem linear-elastischen Modell durch entsprechende Balkenelemente simuliert werden. Die Balkenelemente, die die FUSEIS Bolzenverbinder darstellen, sind in drei Teile mit unterschiedlichen Querschnitten unterteilt: die Aufnahmeträger an den Enden und der geschwächte Bolzen in der Mitte. Um die Vierendeel-Wirkung zu erzeugen, werden die Knotenpunkte zwischen Aufnahmeträgern und Systemstützen als biegesteif simuliert. Um den lichten Abstand der Stützen in der Analyse zu berücksichtigen und damit nicht vorhandene Trägerflexibilitäten auszuschließen, werden von Stützenachse bis -stirnseite biegestarke Zonen vorgesehen. Auf diese Weise wird die wahre Systemsteifigkeit und -festigkeit berücksichtigt.

Die Knotenpunkte zwischen den Geschossträgern und den Systemstützen sind gelenkig ausgebildet, um eine Kapazitätsbemessung der Stützen bezüglich der starken Stockwerksträger zu vermeiden und die Kapazitätsbemessung nur bezüglich der schwachen Bolzen durchzuführen. Geschossträger-Stützenknotenpunkte des Hauptrahmens können in Übereinstimmung mit dem Anschlussdetail biegesteif, halbsteif oder gelenkig ausgebildet werden. Im ersten und zweiten Fall werden die seitlichen Lasten zwischen dem MRF und dem FUSEIS Bolzenverbindersystem aufgeteilt, während im dritten Fall das FUSEIS System alleine der gesamten seismischen Einwirkung standhält. Die Fußpunkte aller Stützen des Gebäudes werden gelenkig angeschlossen.

Analysen an Gebäuderahmen mit dem System zeigten, dass bei Verwendung von biegesteifen Anschlüssen die Träger des Hauptrahmens kapazitätsbemessen sein müssen um der seitlichen Belastung elastisch standhalten zu können. Damit führt die Verwendung eines zweiten Systems wie FUSEIS zu einem schwereren und kostenintensiveren Tragwerk und kann entfallen. Im Gegensatz dazu sind gelenkige Verbindungen optional, aber ungünstiger für das FUSEIS System, welches sehr steif und schwer mit übergroßen Querschnitten sein muss, die schwer zu installieren und zu reparieren sind. Die effektivste Lösung ist die Verwendung von halbsteifen Verbindungen, welche die Vorteile der beiden oben genannten Lösungen bietet und zusätzlich in der Praxis einfacher zu realisieren ist und außerdem die Beschädigung auf die Bolzen beschränkt, was zu einer ökonomischeren Bemessung führt. Bei diesem Verbindungstyp sollte die Rotationskapazität θ_p des Fließgelenks 40 mrad übersteigen, um sicherzustellen, dass dieser Bereich nicht vor den Bolzen fließt. Dieser Wert wurde aus den nichtlinearen Analysen an Rahmen mit "FUSEIS Bolzenverbindern" abgeleitet und ist geringfügig höher als der entsprechende Wert, der in EN1998-1-1 [13] für Träger-Stützenknotenpunkte bei MRF angegeben ist.

2) Analyse

Die statische lineare Analyse erfolgt unter Eigen- und Verkehrslast und die Elemente des Hauptrahmens sind nach EN1993-1-1 [17] im GdT und GdG dimensioniert. Das klassische Verfahren zur Berechnung von Schnittkräften unter seismischer Belastung ist das multimodale Antwortspektrenverfahren. Bei diesem ist die Anzahl der Schwingungsformen, die in jeder Richtung betrachtet werden, so gewählt, dass die Summe der effektiven Masse mindestens 90% der Gesamtmasse entspricht. Das Bemessungsspektrum ist mit einem maximalen Verhaltensbeiwert von 3 festzulegen, der durch nichtlineare statische Analysen (Pushover) bestätigt wurde.

3) Begrenzung der Stockwerksverschiebung

Die Begrenzung der Stockwerksverschiebung sorgt für den Schutz von nichttragenden Elementen unter der seismischen Belastung und stellt ein Grundkriterium zur Bemessung von «FUSEIS Bolzenverbindern» dar. Dieses gibt eine Schätzung des Schadens für unterschiedliche Leistungsniveaus an und legt die Steifigkeitsverteilung über das Tragwerk und letztendlich die Größe und Art der Querschnitte fest, welche im System eingesetzt werden.

Bei der linearen Analyse werden die durch die seismische Bemessungseinwirkung induzierten Verschiebungen d_s basierend auf den elastischen Verformungen des Tragsystems durch folgenden Ausdruck berechnet:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (4.14)}$$

Wenn die Kapazitätsverhältnisse der dissipativen Elemente (Ω) klein sind, ist die Berechnung der gegenseitigen Bemessungsstockwerksverschiebung basierend auf d_s konservativ, sodass der Reduktionsfaktor (q_Ω) gleich dem Kapazitätsverhältnis der Bolzen wie folgt verwendet werden kann:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Gl. (4.15)}$$

Die gegenseitige Bemessungsstockwerksverschiebung d_r ist definiert als die Differenz der durchschnittlichen seitlichen Verschiebungen am oberen und unteren Teil des betrachteten Stockwerks. Je nach Art der nichttragenden Elemente (spröde Materialien, duktil oder nicht befestigt) und der Bedeutungskategorie des Gebäudes wird die Bemessungsstockwerksverschiebung d_r mit den entsprechenden Werten der Norm verglichen. Die optimale Bemessung wird erzielt, wenn die maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen des Tragwerks nahe an den Grenzwerten liegen. Da die horizontalen Verschiebungen mit dem Verhaltensbeiwert multipliziert werden, ist die Begrenzung der Stockwerksverschiebung unabhängig von diesem.

4) Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie 2. Ordnung wird durch die Begrenzung des Empfindlichkeitskoeffizienten der Stockwerksverschiebung θ unterhalb der Grenzwerte der Norm geregelt. Der Koeffizient θ wird mit Gleichung (4.16) für jedes Stockwerk in x- und y-Richtung des Gebäudes berechnet.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Gl. (4.16)}$$

Mit P_{tot} als die totale, in der seismischen Bemessungssituation berücksichtigte Schwerkraftbelastung am und über dem Stockwerk und V_{tot} als der seismische Stockwerksschub.

Alternativ kann der Empfindlichkeitsbeiwert θ für die Stockwerksverschiebung genauer durch eine lineare Knickanalyse über den Beiwert α_{cr} berechnet werden. Dies ist der Beiwert, um den die Bemessungslast erhöht werden müsste, um elastische Instabilität in einer globalen Form zu verursachen. Die Analyse erfolgt unter konstanter Schwerkraftbelastung der seismischen Einwirkungskombination $(1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q)$ und ergibt die Knickeigenformen. Es werden die Knickformen gewählt, die das Gebäude in X- und Y-Richtung auslenken, und die entsprechenden α_{cr} -Werte berechnen sich wie folgt:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Gl. (4.17)}$$

Mit F_{cr} als die elastische kritische Verzweigungslast für die globale Instabilitätsform basierend auf den anfänglichen elastischen Steifigkeiten und F_{Ed} als die Bemessungslast für die seismische Einwirkungskombination.

Um die plastischen Verschiebungen des Gebäudes zu berücksichtigen, wird α_{cr} durch den q-Faktor dividiert. Die Werte von θ sind in diesem Fall durch Gleichung (4.18) gegeben.

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Gl. (4.18)}$$

Die entsprechenden Normbestimmungen fordern für Gebäude, dass der Empfindlichkeitskoeffizient für die gegenseitige Stockwerksverschiebung auf $\theta \leq 0,1$ begrenzt ist, wenn Effekte nach Theorie zweiter Ordnung unberücksichtigt bleiben.

Wenn $0,1 < \theta < 0,2$ gilt, dann können Effekte nach Theorie zweiter Ordnung annähernd berücksichtigt werden, indem die entsprechenden seismischen Einwirkungsfolgen mit einem Faktor von $1/(1 - \theta)$ multipliziert werden. Wenn $0,2 < \theta < 0,3$ gilt, dann ist eine genauere Analyse nach Theorie zweiter Ordnung erforderlich. In jedem Fall muss $\theta < 0,3$ gelten.

5) Überprüfungen dissipativer Elemente

Die Bolzen müssen dahingehend überprüft werden, dass sie den Schnittkräften und -momenten der ungünstigsten seismischen Einwirkungskombination standhalten und die folgenden Bedingungen erfüllen:

a) Normalkräfte

Es sollte anhand Gleichung (4.19) überprüft werden, dass der gesamte plastische Widerstand gegen Biegung und Schub nicht durch Druckkräfte verringert wird:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15 \quad \text{Gl. (4.19)}$$

b) Schubwiderstand

Die Schubfestigkeit muss mit Kapazitätsbemessungskriterien geprüft werden, da sich an beiden Enden des geschwächten Abschnitts des Bolzens gleichzeitig Fließgelenke bilden.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \quad \text{Gl. (4.20)}$$

Mit $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}}$ als die Kapazitätsbemessungsschubkraft infolge des Anset-

zens des Widerstandsmoments $M_{pl,pin,Rd}$ in entgegengesetzter Richtung und $V_{pl,pin,Rd}$ als der Bemessungsschubwiderstand des geschwächten Abschnitts des Bolzens.

c) Momentenkapazität

In den Versuchen wurde festgestellt, dass sich trotz der hohen Schubeinwirkung das volle Widerstandsmoment in den geschwächten Bolzen ausbildet. Daher ist dies die kritische Überprüfung für die Bolzen; unter Berücksichtigung, dass die Länge der Bolzen so gewählt ist, dass sich eine Biegewirkung entwickelt. Die Momentenkapazität ist wie folgt zu überprüfen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \quad \text{Gl. (4.21)}$$

Mit M_{Ed} als das Bemessungsbiegemoment, $M_{pl, pin, Rd}$ als das plastische Bemessungswiderstandsmoment des geschwächten Bolzenabschnitts und Ω als die Überfestigkeit des geschwächten Bolzenabschnitts.

Um sicherzustellen, dass $M_{pl, pin, Rd}$ aufgrund des Schubeinflusses nicht vermindert wird, sollte die Länge und die Dicke des geschwächten Bolzens so gewählt werden, dass das Verhältnis zwischen der Schubeinwirkung und dem -widerstand in Gleichung (4.20) geringer oder gleich 0,5 ist. In diesem Fall sollte die Länge des geschwächten Bolzenabschnitts deutlich über der in Gleichung (4.22) berechneten liegen.

$$l_{pin} \geq \frac{4 \cdot M_{pl, pin, Rd}}{V_{pl, pin, Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl, pin}}{A_v / \sqrt{3}} \quad \text{Gl. (4.22)}$$

d) Globales dissipatives Verhalten

Um ein globales dissipatives Verhalten des Tragwerkes zu erreichen, sollte überprüft werden, dass sich die Maximalverhältnisse Ω über das gesamte Tragwerk um nicht mehr als 25% vom Minimalwert Ω unterscheiden.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \quad \text{Gl. (4.23)}$$

e) Bolzenverdrehungen

Da die Länge l_{pin} des geschwächten Bolzenabschnitts deutlich kleiner ist als der Achsenabstand L der Stützen, entwickeln sich während der Erdbebenerregung erhebliche Bolzenverdrehungen. Jedoch haben Versuche gezeigt, dass die Bolzen solche Rotationen aufnehmen können. Um sicherzustellen, dass Bolzenverdrehungen unter den in den Versuchen erzielten liegen, ist die zusätzliche Überprüfung durch Gleichung (4.24) durchzuführen. Der Grenzwert $\theta_{pl, pin}$ ist unter der Annahme einer globalen gegenseitigen Stockwerksverschiebung θ_{gl} von 1,38% zu berechnen. Dies ist der Wert, bei dem die Rahmen mit FUSEIS Bolzenverbindern in Versuchen die maximale horizontale Last erreichten und der definiert ist als die Obergrenze im GdT (Abschnitt 4.2.2). Unter der Annahme biegestarrer Aufnahmeträger wie in den Versuchen, lassen sich die Bolzen- Sehnendrehwinkel bestimmen durch:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl, pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \quad \text{Gl. (4.24)}$$

6) Überprüfungen der nicht-dissipativen Elemente

Die nicht-dissipativen Elemente, also die Systemstützen, die Aufnahmeträger und deren Verbindungen, sollten mit höheren - im Vergleich zu den in Analysen mit der ungünstigsten seismischen Einwirkungskombination gewonnenen - Schnittgrößen kapazitätsbemessen werden, um sicherzustellen, dass die Bolzen als erstes versagen.

d) Die FUSEIS Stützen und Aufnahmeträger sollten verifiziert werden, ob sie den nachfolgenden Kapazitätsbemessungseinwirkungen standhalten:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (4.25)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Gl. (4.26)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Gl. (4.27)}$$

wobei $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) die Normalkräfte (Schubkräfte bzw. Biegemomente) aufgrund der nicht-seismischen Einwirkungen in der Einwirkungskombination für die seismische Bemessungssituation sowie $N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) die Normalkräfte (Schubkräfte bzw. Biegemomente) aufgrund der seismischen Einwirkung sind,

$\Omega = \min \Omega_i = \min \left\{ \frac{M_{pl, pin, Rd, i}}{M_{Ed, i}} \right\}$ die minimale Überfestigkeit für alle Bolzen im Ge-

bäude, siehe Ausdruck (5.10), $\gamma_{ov} = 1,25$ der Materialüberfestigkeitsbeiwert, siehe Ausdruck (2.1) und $\alpha=1,5$ ein zusätzliche Überfestigkeitsbeiwert ist, bestimmt aus der nichtlinearen Analyse zur Sicherstellung, dass die geschwächten Bolzen vor den restlichen Bauteilen fließen.

Der Gesamtvergrößerungsbeiwert der seismischen Belastung kann nicht größer sein als der Wert des in den Analysen verwendeten Verhaltensbeiwerts. Um eine ökonomische Bemessung zu erzielen, sollen die Bolzenabmessungen so gewählt werden, dass der Wert für Ω nahe bei 1 liegt und die tatsächliche Fließspannung des Stahls ungefähr gleich ihrem Nennwert ist .

e) Das Widerstandsmoment des vollen Bolzenquerschnitts sollte an der Kontaktfläche mit der Stirnplatte der Aufnahmeträger gemäß der folgenden Gleichung überprüft werden:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl, Rd}} \leq 1.0 \quad \text{Gl. (4.28)}$$

Mit $M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$ als das Kapazitätsbemessungsbiegemoment (l als der Abstand zwischen den Stirnplatten der Aufnahmeträger) und $M_{pl,Rd}$ als das Bemessungsbiegemoment des vollen Bolzenquerschnitts.

f) Zwischen den Systemstützen und den Aufnahmeträgern sollten geschraubte Verbindungen nach Kategorien B und C mit hochfesten Schrauben der Kategorie 8.8 oder 10.9 angewandt werden. Diese Verbindungen müssen eine ausreichende Überfestigkeit besitzen um sicherzustellen, dass sie erst nach der Plastizierung der Bolzen fließen. Das Kapazitätsbemessungsbiegemoment des Anschlusses ist:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd} \quad \text{Gl. (4.29)}$$

Mit L_{net} als die totale Länge der Verbinder zwischen den Flanschen der Stützen. Die Kapazitätsbemessungsschubkraft des Anschlusses wird wie nachfolgend beschrieben berechnet:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}} \quad \text{Gl. (4.30)}$$

4.5.3 Bemessung für nichtlineare Analysen (Pushover)

1) Das für die elastische Analyse verwendete Tragwerksmodell soll erweitert werden um die Reaktion von Bauelementen über den elastischen Zustand hinaus zu berücksichtigen und die erwarteten Plastizierungsmechanismen und die Schadensverteilung abzuschätzen.

2) Da die duktilen Elemente die FUSEIS Bolzen sind, werden an den Enden ihrer geschwächten Abschnitte mögliche Fließgelenke eingeführt. Diese Gelenke entsprechen dem Biegetyp M3 und ihre Eigenschaften wurden durch Kalibrierung aus den experimentellen Versuchen bestimmt.

3) Abb. 4.17 fasst die vorgeschlagenen nichtlinearen Eigenschaften zusammen. Hervorzuheben ist, dass die Grenzwerte für den Fließ- (B) und Versagenspunkt (C) niedriger sind als die im Versuch gemessenen. Bei diesem wies das System durch Materialverfestigung und Kettenwirkung eine signifikante Überfestigkeit auf. Für die Bemessung von Gebäuden mit dem System wird jedoch ein konservativerer Ansatz angewendet, sodass das Fließen der Bolzen beginnt, wenn deren plastischer Biege widerstand ausgeschöpft ist (Vierendeelträger-Theorie). Abb. 4.17 enthält zusätz-

lich die Grenzwerte für die drei Leistungsniveaus: Sofortige Nutzung (Immediate Occupancy - IO), Schutz von Menschenleben (Life Safety - LS) und Einsturzvermeidung (Collapse Prevention - CP).

4) Die Gelenkeigenschaften der nicht-dissipativen Elemente werden nach den Bestimmungen der entsprechenden Normen (z.B. FEMA-356 [18]) berechnet. Die Eigenschaften von Fließgelenken für die Aufnahmeträger müssen dem Biegetyp (M3 Gelenk) entsprechen, während in Stützen die Interaktion von Biegemomenten und Normalkräften (P-M3 Gelenke) zu berücksichtigen ist.

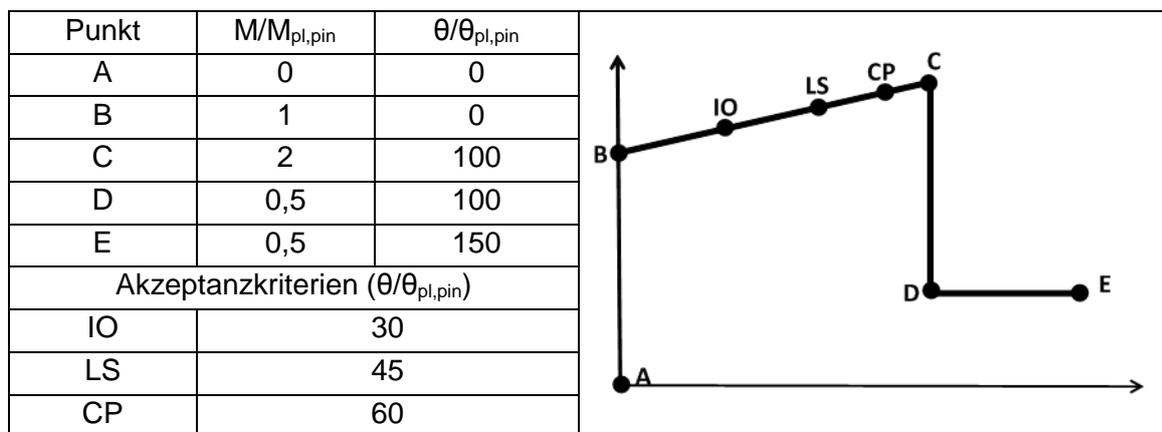


Abb. 4.17: Vorgeschlagene nichtlineare Gelenkparameter für die Bolzen

4.5.4 Bemessung für nichtlineare dynamische Analysen

1) Um eine zeitabhängige Reaktion von nach den Bestimmungen der EN1998-1-1 bemessenen Stahlgebäuden unter realen Erdbebenbedingungen zu erhalten, müssen nichtlineare dynamische Analysen durchgeführt werden. Eine solche Untersuchung bietet die Möglichkeit, Schäden nach einem seismischen Ereignis einzuschränken, indem verbleibende Verschiebungen des Tragwerkes bewertet und behoben werden. Wenn das FUSEIS Bolzensystem entsprechend bemessen ist, kann es als rückzentrierendes System arbeiten, mit nahezu keinen verbleibenden Verschiebungen.

2) Um die nichtlineare Reaktion des Bolzens zu erreichen, wird dieser wie folgt modelliert: An den Enden sind zwei multi-lineare Fließgelenkelemente mit einer Länge von 25% der Bolzenlänge angeordnet und der verbleibende mittlere Abschnitt wird als ein Träger mit dem ursprünglichen Querschnitt modelliert (Abb. 4.18a). Das Verhalten des nichtlinearen Verbinders ist nur für den Rotationsfreiheitsgrad in Bezug auf die Hauptträgheitsachse definiert, während die verbleibenden Freiheitsgrade linear modelliert werden. Die verwendeten nichtlinearen Eingangsparameter beinhalten eine Momentenrotationsbeziehung mit positiven und negativen Momentenkapazitäten gleich der plastischen Momentenkapazität und der Anfangssteifigkeit des Bolzens bei positiven und negativen Momenten (Abb. 4.18b). Der Hysteresetyp

sollte dem multi-linearen plastischen kinematischen Modell entsprechen (Abb. 4.18: Vorgeschlagene Modellierung nichtlinearer Verbinder für nichtlineare dynamische Analysen c).

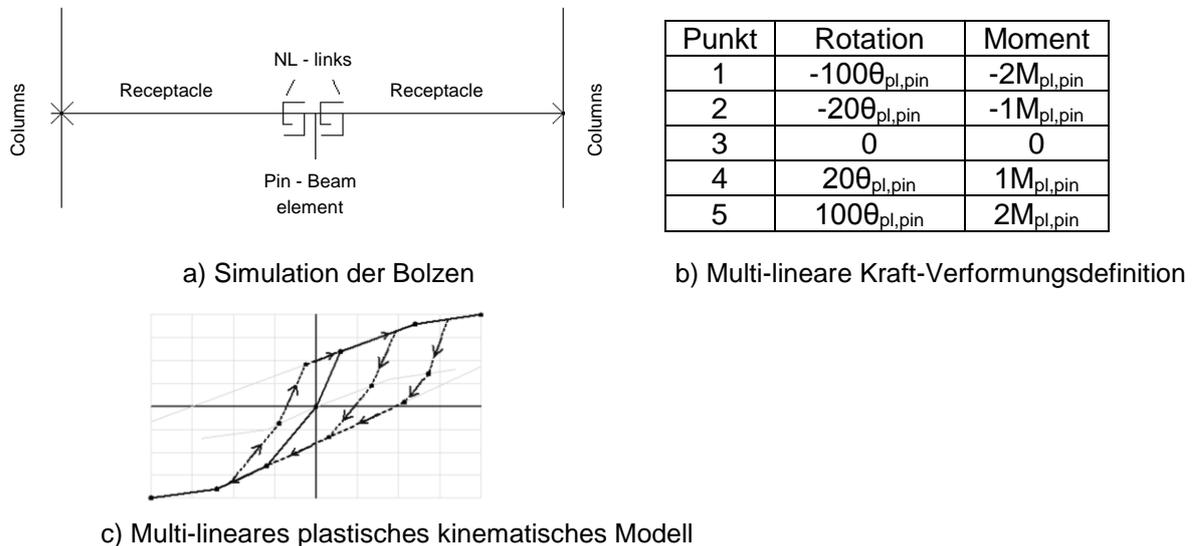


Abb. 4.18: Vorgeschlagene Modellierung nichtlinearer Verbinder für nichtlineare dynamische Analysen

3) Die plastischen Rotationen sind aufgrund der kleinen Bolzenlänge wesentlich. Zur Bestimmung des Schadensindex für variable Amplitudenzyklen mit Hilfe des Schadensakkumulationsgesetzes nach Palmgren-Miner, sollten nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen verwendet werden (Gleichung (4.9)). Die Anzahl der Zyklen, denen das System standhalten muss, wird durch Kurzzeitermüdungsbetrachtungen vorgegeben, die eher auf Verformungs- und Dehnungsverläufen beruhen als auf Spannungsverläufen (Langzeitermüdung). Die Verschiebungsbereiche ($\Delta\phi$) je Zyklus können bei der experimentellen Ermüdungskurve (definiert in Kapitel 4.4.2.4, Gleichung (4.11)) abgetragen werden, um die Zahl der zugehörigen Schwingungen N zu berechnen. Die Berechnung basiert auf der Annahme, dass die Aufnahmeträger biegestarr bleiben. Dies führt gegenüber den tatsächlichen zu höheren Werten für die Bolzenverformungen, sodass die Einführung eines Sicherheitsbeiwerts für die Bestimmung des Bolzen-Schadensindex nicht erforderlich ist.

4.6 ANALYSEN AN 2D GEBÄUDERAHMEN

Gleichungen, Elementeigenschaften, Bemessungsempfehlungen, kritische Nachweise und vorgeschlagene Verhaltensbeiwerte, die im Bemessungsleitfaden enthalten sind, wurden durch numerische Analysen an realen 2D Gebäuderahmen mit FUSEIS Bolzenverbindern unter Verwendung der Software SAP2000 [20] überprüft. Zuerst wurden die Rahmen mit einer elastischen Analyse im GdT und GdG bemessen. Nichtlineare statische und dynamische Analysen folgten, um ihr Verhalten über

den elastischen Bereich hinaus zu untersuchen und den Verhaltensbeiwert $q = 3$ zu bestätigen.

4.6.1 Beschreibung der untersuchten Gebäuderahmen

4.6.1.1 Geometrie und Annahmen

Die nachfolgend vorgestellte Fallstudie basierte auf dem Ausschnitt eines ebenen Rahmens aus einem fünfstöckigen Verbundbauwerk, Abb. 4.19. Der Rahmen bestand aus einem halbsteifen PF-Rahmen (PF – partially fixed; teilweise eingespannter Momentenrahmen) mit drei 6m-Feldern und einem FUSEIS Bolzensystem für den seismischen Widerstand an seinem Ende. Die Stützen besaßen rechteckige Hohlprofile (RHS) und die Stockwerksträger Stahlträger-I-Profile mit breitem Flansch (HEA-Profil). Die Geschossträger wirkten im Verbund mit der Betonplatte (C25/30, B500C), mit Ausnahme der Trägerenden wo die Betonplatte nicht mit dem Stahlträger verbunden war.

Das System bestand aus einem Paar hohler starker Stützen mit einem Achsenabstand von 2,0 m und fünf Verbindern mit runden Bolzen von einer Netto-Länge von 200 mm je Stockwerk. Ein Verbinder war auf Fundamenthöhe vorgesehen und die Aufnahmeträger besaßen rechteckige und quadratische Hohlprofile (RHS, SHS) und waren biegesteif mit den Systemstützen verbunden. Die resultierenden Querschnitte HEA260 für die Träger und SHS200x15 für die Stützen des halbsteifen Hauptrahmens sind in Abb. 4.19 dargestellt. Tabelle 4.2 fasst die Durchmesser der Bolzen im geschwächten Abschnitt und die Querschnitte der Stützen und Aufnahmeträger des Systems zusammen. Die dissipativen Bolzen hatten eine geringere Stahlgüteklasse (S235) als der Rest der Bauelemente (S355). Die Herstellung der Bolzen wurde nicht als vollständig überprüft angesehen, sodass die Eigenschaften des Bolzenmaterials Gleichung (4.1) mit $\gamma_{ov} = 1,25$ entsprechen mussten. Dieser Überfestigkeitsbeiwert wurde auch in der Kapazitätsbemessung berücksichtigt.

Tabelle 4.2: Querschnitte der Bolzen, Stützen und Aufnahmeträger

Stockwerk	Bolzen Φ [mm]	Systemstützen	Aufnahmeträger
1	95	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
2	90	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

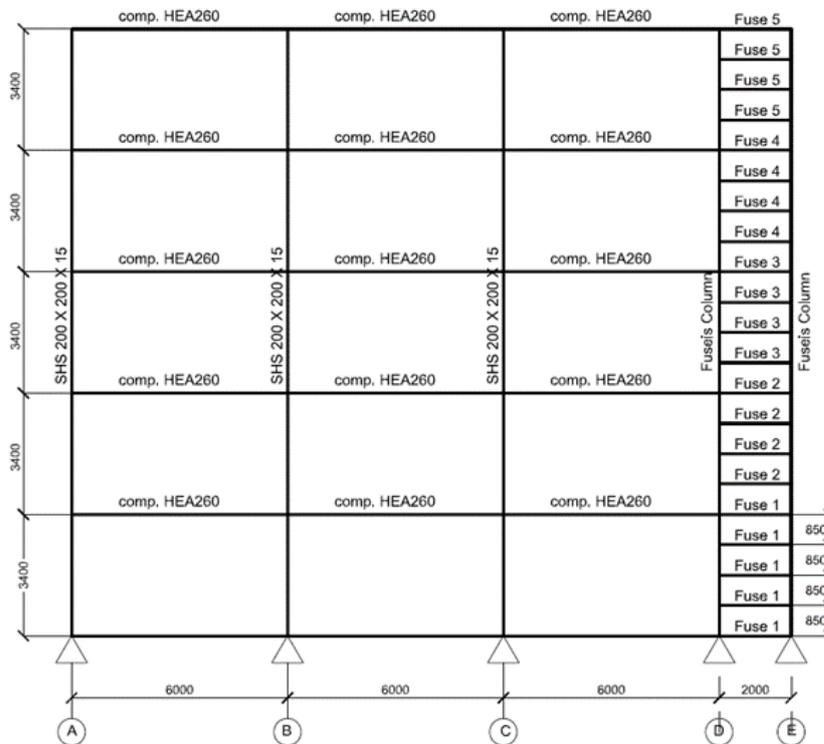


Abb. 4.19: 2D Gebäuderahmen

Tabelle 4.3 umfasst die Annahmen für Schwerkraft- und Erdbebenbelastung. Die Eigen- und Verkehrslasten wurden mit 2,00 kN/m² berücksichtigt. Unter Beachtung, dass jeweils gleiche ebenen Rahmen in einem Abstand von 8 m im Gebäude aufgestellt wurden, wurden die entsprechenden Linienlasten auf den Trägern zu 16,00 kN/m angesetzt.

Tabelle 4.3: Annahmen für Belastung

Vertikale Belastung	
Eigenlasten ohne Eigengewicht – G	2,00 kN/m ²
Verkehrslasten – Q	2,00 kN/m ²
Seismische Belastung	
Elastische Antwortspektren	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	A = 0,36 g
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	B ($T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,50$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q	3
Dämpfungsgrad	5%
Faktor der Betriebslasten für seismische Einwirkungskombination	$\varphi = 1,00$ (Dach) $\varphi = 0,80$ (Stockwerke mit entsprechenden Nutzungsarten)
Koeffizient der seismischen Einwirkungskombination für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$

4.6.1.2 Simulation

Das Tragwerksmodell war ein linear-elastisches Modell mit Balkenelementen und wurde nach den Vorgaben aus Abschnitt 4.5.2 (1) wie folgt erzeugt:

1) Da die Knotenpunkte zwischen Hauptrahmenträgern und -stützen halbsteif waren, wurden an den Trägerenden Rotationsfedern mit nach EN1994-1-1 [21] und EN1993-1-8 [22] bestimmten Eigenschaften angeordnet, um diese Teileinspannbedingungen einzuführen. Das Tragwerk wurde mit FUSEIS+PF bezeichnet, um deutlich zu machen, dass dieses seismisch-widerstandsfähige System eine Zusammensetzung aus dem FUSEIS System und einem teilweise eingespannten Momentenrahmen ist.

2) Die Hauptrahmengeschossträger wurden in drei Abschnitte unterteilt: An den Enden, wo sich negative Momente entwickeln und die Betonplatte bei Berücksichtigung von Rissen keine Lasten trägt (EN1994-1-1 [21]), wurden Stahlquerschnitte (0,15L) und im mittleren Abschnitt Verbundträgerquerschnitte, bestehend aus den Stahlträgern und der zugehörigen 15 cm Betonplatte über ihre effektive Breite, angeordnet. An den Trägerenden wurden starre Versätze vorgesehen, um ihre lichte Länge und tatsächliche Steifigkeit in der Berechnung zu berücksichtigen.

3) Die Balkenelemente, welche die FUSEIS Bolzenverbinder darstellen, wurden in drei Abschnitte mit unterschiedlichen Querschnitten aufgeteilt: An den Enden die Aufnahmeträger und in der Mitte der geschwächte Bolzen. Die Verbindung zwischen Aufnahmeträgern und Systemstützen wurden als biegestarr angenommen.

4) Die Verbindungen zwischen Geschossträgern und Systemstützen wurden gelenkig angenommen. Die Stützenfußpunkte wurden gelenkig bemessen und ausgebildet, um eine Momentübertragung auf das Fundament zu verhindern.

4.6.2 Antwortspektrenverfahren

Das multi-modale Antwortspektrenverfahren wurde durchgeführt und die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst. Die erste und zweite Eigenform, die einer seitlichen Auslenkung entsprachen, aktivierten mehr als 90% der Gesamtmasse.

Tabelle 4.4: Beteiligtes Massenverhältnis und -schwingdauer

Eigenform Nr.	Eigenperiode (s)	Beteiligtes Massenverhältnis (%)	Gesamt (%)
1	0,990	74,80	93,60
2	0,295	18,80	

Wenn $T_B \leq T \leq T_D$ gilt muss nach EN1998-1-1 der untere Grenzwert des horizontalen Bemessungsspektrums mittels Gleichung (4.31) kontrolliert werden:

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{Gl. (4.31)}$$

Mit V_{tot} als die Gesamtschubkraft aus dem Antwortspektrenverfahren, P_{tot} als die gesamte Normalkraft der effektiven Masse des Rahmens für die seismische Einwirkungskombination und $\beta = 0,2$ als der untere Grenzfaktor für das horizontale Bemessungsspektrum. Diese Vorgabe wurde überprüft und eine Erhöhung der Schubkraft war nicht erforderlich (Tabelle 4.5).

Tabelle 4.5: Überprüfung des unteren Grenzwerts für das horizontale Bemessungsspektrum

V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	$V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$	βa_g
716	4666	0,153	0,072

4.6.3 Seismische Bemessung

Es ist anzumerken, dass für die seismische Bemessung nachfolgende Bedingungen in Anlehnung an die Bemessungsregeln, die in Abschnitt 5.2 beschrieben sind, und den Bestimmungen von EN 1998-1-1 [13], erfüllt werden mussten.

4.6.3.1 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter Berücksichtigung, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente enthält, wird die folgende Gleichung (4.32) überprüft.

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5 \text{ mm} \quad \text{Gl. (4.32)}$$

Mit $v = 0,5$ als ein Reduktionsbeiwert für Bemessungsverschiebungen aufgrund der Bedeutungskategorie des Gebäudes (gewöhnliche Gebäude) und h als die Stockwerkshöhe. Tabelle 4.6 umfasst die Ergebnisse der Analyse; der Nachweis wurde für alle Stockwerke eingehalten, mit deutlich geringeren Werten als der Grenzwert von 25,5 mm. Die Wahl der Stützen- und Aufnahmeträgerquerschnitte wurde durch diesen Nachweis bestimmt.

Tabelle 4.6: Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Stockwerk	1	2	3	4	5
$d_{e,\text{top}}$ [mm]	8,20	19,10	32,80	47,50	61,00
$d_{e,\text{bottom}}$ [mm]	0,00	8,20	19,10	32,80	47,50
$d_r = (d_{e,\text{top}} - d_{e,\text{bottom}}) \cdot q$ [mm]	24,6	32,70	41,10	44,10	40,50
$d_r \cdot v$	12,3	16,35	20,55	22,05	20,25

4.6.3.2 Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Für die seismische Einwirkungskombination $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q$ wurde eine lineare Knickanalyse durchgeführt, um Effekte nach Theorie zweiter Ordnung zu bewerten. Aus dieser Analyse stammen die kritischen Knickfiguren und die entsprechenden Knickbeiwerte. Der Knickfall, der den Rahmen mit $\text{PGA} = 0,36 \text{ g}$ belastete, ist in Abb. 4.20 angegeben.

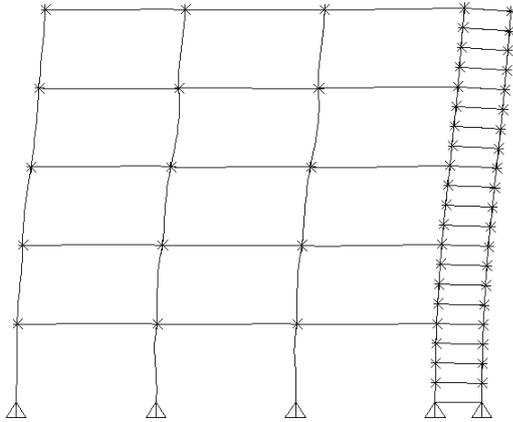


Abb. 4.20: Erste Knickfigur (SAP2000 [20])

Die Werte für θ berechneten sich über die kritischen Knickbeiwerte, und es wurde überprüft, ob Effekte nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt werden müssen (Tabelle 4.7). Da $\theta < 0,1$ gilt, wurden Effekte nach Theorie 2. Ordnung vernachlässigt.

Tabelle 4.7: Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Kritische Knickbeiwerte	α_{cr}	θ	Multiplikator β für seismische Last
47,30	15,77	0,063	1,00

4.6.3.3 Dissipative Elemente – Bolzen

Die FUSEIS Bolzen wurden derart bemessen, dass sie den Kräften der ungünstigsten seismischen Einwirkungskombination $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + Ex$ standhalten. Die minimal erforderliche Länge zur Sicherstellung der Entwicklung eines Biegeverhaltens in den Bolzen wird über Gleichung (4.22) berechnet und liegt zwischen 114 mm und 154 mm. Daher wurde die Länge des geschwächten Abschnitts des Bolzens zu 200 mm angenommen, was deutlich höher als die erforderliche Länge ist. Tabelle 4.8 bis Tabelle 4.10 fassen die Ergebnisse aller Bolzen-Nachweise zusammen. Tabelle 4.10 enthält zudem die Bolzen-Überfestigkeitswerte Ω , die zur Überprüfung des globalen dissipativen Verhaltens des Systems verwendet wurden. Dieses ist sichergestellt, wenn sich die Ω -Werte aller Bolzen in allen Stockwerken nicht um mehr als 25% von dem Minimalwert unterscheiden.

Tabelle 4.8: Überprüfung der Normalkräfte

Stockwerk	N_{Ed} [kN]	$N_{pl,pin,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15$
1	59,40	1655,11	0,04
2	76,00	1485,44	0,05
3	74,40	1324,93	0,06
4	75,00	1173,59	0,06
5	123,00	898,41	0,14

Tabelle 4.9: Überprüfung der Querkräfte

Stockwerk	V_{Ed} [kN]	$V_{pl,pin,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 0.50$
1	332,53	862,91	0,39
2	282,71	774,17	0,37
3	238,29	690,60	0,35
4	198,60	611,90	0,32
5	133,03	468,36	0,28

Tabelle 4.10: Überprüfung der Biegemomente

Stockwerk	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,pin,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25$
1	28,70	33,25	0,86	1,16	1,09
2	26,30	28,27	0,93	1,07	
3	20,40	23,83	0,86	1,17	
4	17,20	19,86	0,87	1,15	
5	11,40	13,30	0,86	1,17	

Zudem wurde überprüft, dass die Bolzen- Sehnendrehwinkel unter denen in den Versuchen erreichten lagen. Es wurde folgendes verifiziert:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl,pin} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138mrad) \quad \text{Gl. (4.33)}$$

Die Werte von θ_{pin} sind in Tabelle 4.11 dargestellt. Wie zu sehen ist sind die Werte geringer als der Grenzwert.

Tabelle 4.11: Bolzenverdrehungen θ_{pin} [%]

Stockwerk	θ_{pin} [%]
1	1,19
2	1,30
3	1,21
4	0,96
5	0,72

4.6.3.4 Systemstützen, Aufnahmeträger und voller Bolzenquerschnitt

Die Systemstützen und Aufnahmeträger sind nach den folgenden Kapazitätsbemessungskriterien nach den Gleichungen (4.25) – (4.27) bemessen. Dabei wurden berücksichtigt: der minimale Überfestigkeitsbeiwert Ω für alle Bolzen, der Material-Überfestigkeitsbeiwert, ein zusätzlicher Überfestigkeitsbeiwert $\alpha = 1,5$, welcher aus der nichtlinearen Analyse gewonnen wurde, und dem Multiplikator β für seismische Last, welche aus der Begrenzung der Effekte nach Theorie 2. Ordnung stammt. Der Ausnutzungsgrad der Systemstützen und der Aufnahmeträger wurde nach den Vorgaben der EN 1993-1-1 [17] berechnet und war geringer als 1 (Tabelle 4.12).

Tabelle 4.12: Ausnutzungsgrade der Systemstützen und Aufnahmeträger

Stützen FUSEIS System		Aufnahmeträger	
RHS 400x300x20	0,776	RHS 240x240x20	0,758
RHS 400x300x35	0,903	RHS 260x220x25	0,854

Der erforderliche Biege­widerstand $M_{pl,Rd}$ des Vollquerschnittes des Bolzens an der Kontaktstelle des Bolzens mit den Stirnplatten der Aufnahmeträger wird über den Biege­widerstand des geschwächten Bolzenabschnitts über Gleichung (4.28) bestimmt. Wie in Tabelle 4.13 gezeigt, sind die berechneten Momente in allen Stockwerken geringer als die entsprechenden Biege­widerstände.

Tabelle 4.13: Überprüfung des Vollquerschnitts des Bolzens

Stockwerk	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,00$
1	49,88	52,13	0,96
2	42,41	52,13	0,81
3	35,74	52,13	0,69
4	29,79	52,13	0,57
5	19,96	52,13	0,38

4.6.4 Nichtlineare statische Analysen (Pushover)

4.6.4.1 Evaluierung des nichtlinearen Verhaltens der Rahmen

Um den Versagensmechanismus und den in den linearen Analysen verwendeten Verhaltensbeiwert zu überprüfen, wurde eine nichtlineare statische (Pushover-) Analyse durchgeführt. Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse beruhen auf der Grundeigenform unter Berücksichtigung von P-Delta-Effekten. An den Enden des geschwächten Bolzenabschnitts wurden nichtlineare Fließgelenke des Biegetyps M3 angeordnet, deren Eigenschaften aus der Kalibrierung experimenteller Ergebnisse und analytischer Untersuchungen (Bemessungsregeln, Abb. 4.17) bestimmt wurden. Für die betrachteten Rahmen reichten die Grenzverdrehungen abhängig

vom Leistungsniveau (IO, LS, CP) von 55 bis 109 mrad für die kleinen Bolzen $\Phi 70$ und von 40 bis 80 mrad für die großen Bolzen $\Phi 95$. Diese Werte befanden sich deutlich unter den in den Versuchen erreichten 225 mrad.

Nichtlineare Fließgelenke wurden auch an den Enden der restlichen Bauelemente eingeführt. Die Gelenkeigenschaften der Rotationsfedern, welche die halbsteifen Verbindungen abbilden, entsprachen dem Biegetyp (M3 Gelenk) und wurden für positive und negative Momente berechnet. Die Rotationskapazität θ_p des Fließgelenkbereichs entsprach 40 mrad (Abschnitt 5.2 (1)). Gemäß den Bemessungsregeln waren die Fließgelenkeigenschaften für Aufnahmeträger ebenfalls vom Biegetyp (M3 Gelenk), während in den Stützen die Interaktion zwischen Biegemomenten und Normalkräften (P-M3 Gelenke) berücksichtigt wurde. Diese Eigenschaften wurden nach FEMA 356 [18] berechnet.

Die Verteilung der Fließgelenke bei erstem Fließen, am Leistungspunkt und bei der maximalen Stockwerksverschiebung, ist in Abb. 4.21 gegeben. Es ist zu beobachten, dass die Stützen elastisch blieben und sich an den Bolzen und den Enden der Träger des halbsteifen Rahmens Fließgelenke gebildet haben. Die Verformungskapazität der Bolzen war in den Stockwerken 2-3 erschöpft, in welchen die ersten Fließgelenke auftraten. Anzumerken ist, dass bei der maximalen experimentellen gegenseitigen Stockwerksverschiebung aus den Versuchen die Fließgelenke der Bolzen auf dem LS Leistungsniveau und die der Träger des halbsteifen Rahmens auf dem IO Leistungsniveau sind.

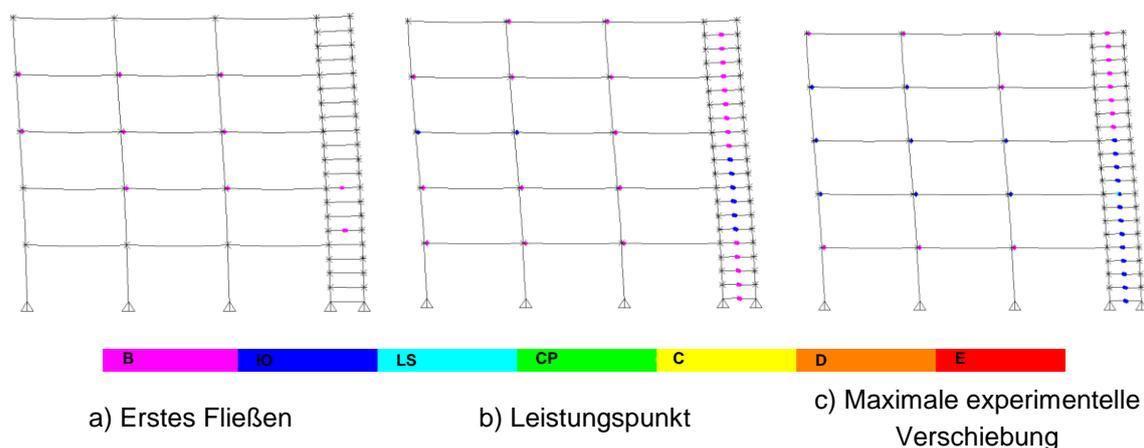


Abb. 4.21: Verformter Rahmen und Fließgelenkbildung

Um das Tragverhalten bei kleineren und größeren seismischen Anregungen zu überprüfen, wurden drei Bemessungsstufen, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GdG), der Tragfähigkeit (GdT) und der Versagensvermeidung (CPLS) eingeführt. Dies geschah durch die Anwendung eines wie folgt angegebenen Skalierungsfaktors auf die PGA des Bemessungserdbebens: GdG-Skalierungsfaktor 0,5, GdT-Skalierungsfaktor 1,0, CPLS-Skalierungsfaktor 1,5. Für diese Bemessungsstufen

wurden die Leistungspunkte bestimmt und die Stockwerksverschiebungen aufgezeichnet. Tabelle 4.14 zeigt die Maximalwerte der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen, die experimentell aufgezeichneten Verschiebungen (Abschnitt 4.2.2) und die von FEMA-356 [18] vorgeschlagenen Werte für ausgesteifte Stahlrahmen. Anzumerken ist, dass die analytischen Verschiebungswerte niedriger sind als die experimentellen, welche den in FEMA-356 für ausgesteifte Stahlrahmen vorgeschlagenen ähneln.

Tabelle 4.14: Vergleich zwischen experimentellen, analytischen und FEMA Stockwerksverschiebungen [%]

Grenzzustände	Experimentell	Analytisch	FEMA-356 Ausgesteifte Rahmen
GdG	0,66	0,66	0,50
GdT	1,38	1,19	1,50
CPLS	2,25	1,82	2,00

Das Verhalten von Gebäuden mit FUSEIS Bolzenverbindern wurde auch für verschiedene Typen von Geschossträger-Stützenverbindungen ausgewertet. Zwei zusätzliche Fälle mit volleingespannten oder gelenkigen Knotenpunkten wurden untersucht. Im ersten Fall wurden die Rotationsfedern entfernt und Fließgelenkeigenschaften vom Biegetyp (M3 Gelenk) eingeführt. Das Tragwerk wurde als FUSEIS+FR bezeichnet, um auf die Tatsache aufmerksam zu machen, dass es sich bei dem seismisch-widerstandsfähigen System um eine Zusammensetzung aus dem FUSEIS System und einem volleingespannten Momentenrahmen handelt. In letzterem Fall wurden an den Trägerenden Gelenke mit nichtlinearen Eigenschaften vom Schubtyp (V2 Gelenk) eingeführt. Das Tragwerk wurde mit FUSEIS bezeichnet, welches das einzige seismisch-widerstandsfähige System war. Wie bereits erwähnt, wurde das ursprüngliche Tragwerk mit den halbsteifen Geschossträger-Stützeknotenpunkten als FUSEIS+PF bezeichnet.

Die Kapazitätskurven der drei zuvor erwähnten Verbindungstypen (FUSEIS+FR, FUSEIS+PF, FUSEIS) sind in Abb. 4.22 dargestellt. Die Form der Kapazitätskurven weist darauf hin, dass die Plastifizierung einzelner Bolzen nicht die Steigung der Kurve verändert. Wenn hingegen mehrere Bolzen gleichzeitig plastizieren, verändert sich die Steigung der Kurve und das Tragwerk wird weicher. Es wurde festgestellt, dass die MRF-Wirkung (FUSEIS+FR oder FUSEIS+PF) die Kapazität des Rahmens steigerte und zu geringeren Verschiebungen führte, verglichen mit dem gelenkigen Rahmen (FUSEIS). Diese Ergebnisse bestätigen Abschnitt 5.2 (2), in welchem der PF Rahmen als effektivstes System in Kombination mit FUSEIS Bolzenverbindern vorgestellt wird, da es die Vorteile sowohl des MRF als auch des FUSEIS Systems ausschöpft und in der Praxis im Vergleich zu FUSEIS+FR einfacher zu realisieren ist.

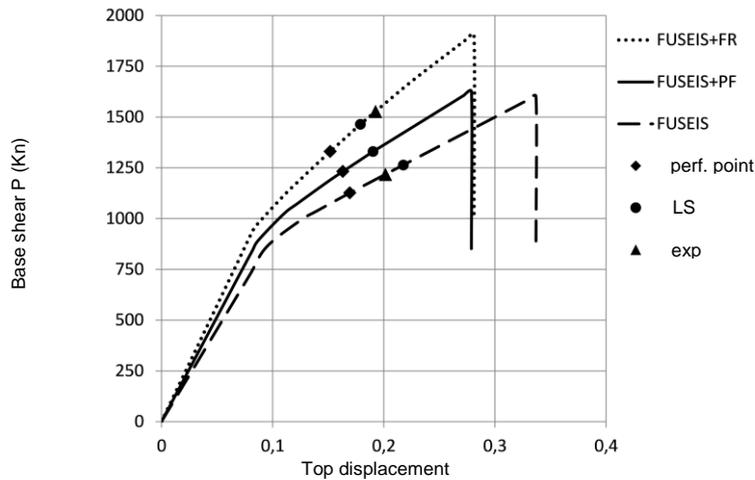


Abb. 4.22: Vergleich der Kapazitätskurven der Rahmen FUSEIS+FR, FUSEIS+PF und FUSEIS

4.6.4.2 Evaluierung des Verhaltensbeiwertes q

Für die Bewertung des Verhaltensbeiwertes (q -Faktors) des Tragwerkes wurde das nachfolgend beschriebene Vorgehen verwendet. Der Verhaltensbeiwert wurde über Gleichung (4.34) definiert als das Produkt der Duktilität (q_μ) und der Überfestigkeit (Ω).

$$q = q_\mu \cdot \Omega \quad \text{Gl. (4.34)}$$

In Abb. 4.23a sind eine typische Kapazitätskurve und die für die Evaluierung des Verhaltensbeiwertes genutzten Parameter gegeben. Die Duktilität ist definiert als das Verhältnis zwischen der tatsächlichen Verschiebung und der Fließverschiebung δ_{el} eines äquivalenten bilinearen Systems, siehe Gleichung (4.35). Dabei ist die tatsächliche Verschiebung erreicht, wenn die Bolzenverdrehungen der experimentellen Verschiebung entweder im GdT oder $\delta_{LS,exp}$ im LS-Leistungsniveau entsprechen, je nachdem was ungünstiger ist.

$$q_\mu = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}} \quad \text{Gl. (4.35)}$$

Überfestigkeit ist definiert als das Verhältnis zwischen der Fließkraft ($V_{LS,Exp}$) des bilinearen System zu der Bemessungskraft (V_d), welche entsprechend der ersten Eigenform berechnet wird, siehe Gleichung (4.37).

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d} \quad \text{Gl. (4.36)}$$

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1) \quad \text{Gl. (4.37)}$$

Mit n als das beteiligte Massenverhältnis der Grundeigenform, M als die Gesamtmasse und $S_d(T_1)$ als die Spektralbeschleunigung des Bemessungsspektrums an der Grundperiode T_1 .

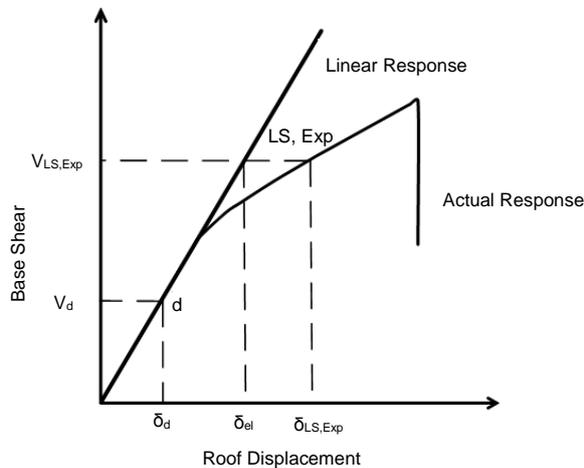


Abb. 4.23: Evaluierung des Verhaltensbeiwerts über die Kapazitätskurve

Die berechnete Duktilität, Überfestigkeit und der Verhaltensbeiwert des FUSEIS+PF Rahmens sind in Tabelle 4.15 gegeben. Der berechnete q -Faktor ist größer als 3, dem in der Bemessung verwendeten Wert.

Tabelle 4.15: Berechneter Verhaltensbeiwert q

q_μ	Ω	q
1,48	2,08	3,07

4.6.5 Nichtlineare Analysen (Zeitverlauf)

Unter Verwendung charakteristischer seismischer Aufzeichnungen realer Starkbeben wurden an den untersuchten Gebäuderahmen nichtlineare dynamische Analysen durchgeführt, um bewerten zu können, ob die elastische Bemessung mit Verhaltensbeiwerten den Erdbebenverhaltensvorgaben gerecht wird. Wie bei der nichtlinearen statischen Analyse wurden zusätzlich zu den halbsteifen (FUSEIS+PF) auch gelenkige Geschossträger-Stützenverbindungen untersucht (FUSEIS). Die anfänglichen Belastungsbedingungen waren dieselben wie in der nichtlinearen statischen Analyse unter Berücksichtigung der Schwerkraftbelastung der seismischen Einwirkungskombination. Die in den vorangegangenen Analysen verwendeten Modelle wurden entsprechend modifiziert, um das hysteretische Verhalten der Bolzen mit einzubeziehen. An den Bolzen wurden nichtlineare Federn mit multi-linearen kinematischen Plastizitätseigenschaften entsprechend Abschnitt 5.4 angesetzt und wie in Tabelle 4.16 aufgelistet.

Tabelle 4.16: Eigenschaften nichtlinearer Federn

Bolzen $\Phi 70$			Bolzen $\Phi 80$			Bolzen $\Phi 85$		
Punkt	Θ [rad]	M[kNm]	Punkt	Θ [rad]	M[kNm]	Punkt	Θ [rad]	M[kNm]
1	-0,181	-26,61	1	-0,159	-39,72	1	-0,150	-47,66
2	-0,036	-13,30	2	-0,032	-19,86	2	-0,030	-23,83
3	0	0	3	0	0	3	0	0
4	0,036	13,30	4	0,032	19,86	4	0,030	23,83
5	0,181	26,61	5	0,159	39,72	5	0,150	47,66

Bolzen $\Phi 90$			Bolzen $\Phi 90$		
Punkt	Θ [rad]	M[kNm]	Punkt	Θ [rad]	M[kNm]
1	-0,141	-56,54	1	-0,141	-56,54
2	-0,028	-28,27	2	-0,028	-28,27
3	0	0	3	0	0
4	0,028	28,27	4	0,028	28,27
5	0,141	56,54	5	0,141	56,54

4.6.5.1 Bodenbewegungsaufzeichnungen

Nichtlineare dynamische (Reaktionsverlaufs-) Analysen wurden nach den in FEMA-P695 [23] beschriebenen Verfahren durchgeführt. Der untersuchte Rahmen wurde einer Reihe von Bodenbewegungsaufzeichnungen ausgesetzt, die aus Fernfeld-Aufzeichnungsreihen gewonnen wurden, da diese als geeignet für die Versagensauswertung von Gebäuden befunden wurden. Diese Reihe enthält 22 Komponentenpaare der stärksten horizontalen Bodenbewegungen aus der PEER-NGA Datenbank und bezieht sich auf Standorte, die größer oder gleich 10 km von der Bruchlinie entfernt liegen.

Die Skalierung der Bodenbewegung wurde durch die Software SeismoMatch [24] ausgeführt, die in der Lage ist, Bodenbewegungsaufzeichnungen so anzupassen, dass ihre spektrale Beschleunigungsreaktion mit einem Zielantwortspektrum übereinstimmt. Die Anpassung der Aufzeichnungen basierte auf den Bestimmungen der EN 1998-1-1 [13] für aufgezeichnete Akzelerogramme. Nach Vamvatsikos und Cornell [25] sind für Gebäude mittlerer Höhe in der Regel zehn bis zwanzig Aufzeichnungen ausreichend, um eine hinreichende Genauigkeit bei der Schätzung der seismischen Anforderungen zu erreichen. Der Skalierungsprozess wurde für alle Paare der Fernfeld-Datensätze durchgeführt und schließlich wurden zwölf von ihnen auf der Grundlage der in EN 1998-1-1 [13] gegebenen Kriterien ausgewählt. Dies beinhaltet, dass im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $2T_1$ (Grundperiode T_1) kein Wert des gemittelten Spektrums kleiner als 90% des entsprechenden Wertes des elastischen Antwortspektrums sein darf. Die Merkmale dieser Aufzeichnungen waren für den untersuchten Rahmen repräsentativ, was mittels der in den Abschnitten 4.6.5.2 und 4.6.5.3 bestimmten Verformungsergebnisse geprüft wurde.

Tabelle 4.17: Typen und Einstellungen der seismischen Aufzeichnungen der PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

Nr.	Jahr	Horizontale Aufzeichnungen	Station	max. PGA [g]
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0,51
2	1999	Duzce, Türkei	Bolu	0,82
3	1976	Friuli, Italien	Tolmezzo	0,35
4	1999	Hector Mine	Hector	0,34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0,35
6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0,50
7	1999	Kocaeli, Türkei	Duzce	0,36
8	1992	Landers	Coolwater	0,42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0,37
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51
11	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0,48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0,26

Abb. 4.24 zeigt die Antwortspektren der normalisierten Fernfeld-Datensätze und der angepassten Spektren zusammen mit dem Zielspektrum. Zudem veranschaulicht Abb. 4.24b die durchschnittliche spektrale Reaktion, die aus allen Zeitverläufen berechnet wurde, und die im Periodenbereich zwischen $0,2T_1$ und $2T_1$ weniger als 6,7% von den entsprechenden Werten des Zielspektrums abweichen. Die angepassten Aufzeichnungen waren stärker als die anfänglichen, da sie an die Maximalwerte des Zielantwortspektrums angepasst wurden. Auch wenn dieser Ansatz unvorteilhaft ist und zu konservativen Ergebnissen führt, wurde er als geeignet angesehen, das Verhalten zu bewerten und die Bemessungsmethodik des innovativen FUSEIS Bolzensystems zu verifizieren.

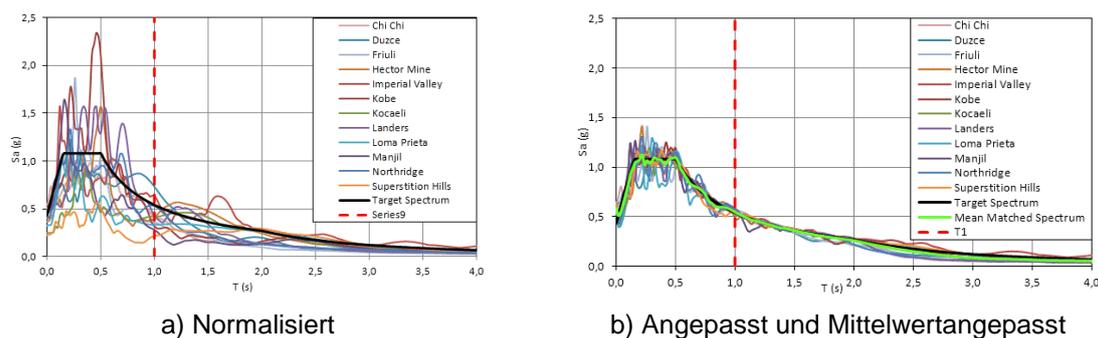


Abb. 4.24: Pseudo-Beschleunigungsreaktion

4.6.5.2 Verbleibende Dachverschiebungen

Die dynamische Reaktion des Systems unter realen Erdbebenanregungen wurde zunächst durch die Dachverschiebungs-Zeitverläufe des untersuchten Rahmens für die ausgewählten seismischen Aufzeichnungen ausgewertet. Abb. 4.25 zeigt die Verschiebungszeitverläufe für die beiden Typen von Träger-Stützenverbindungen, FUSEIS und FUSEIS+PF, exemplarisch für die Kobe- und Duzce-Erdbeben.

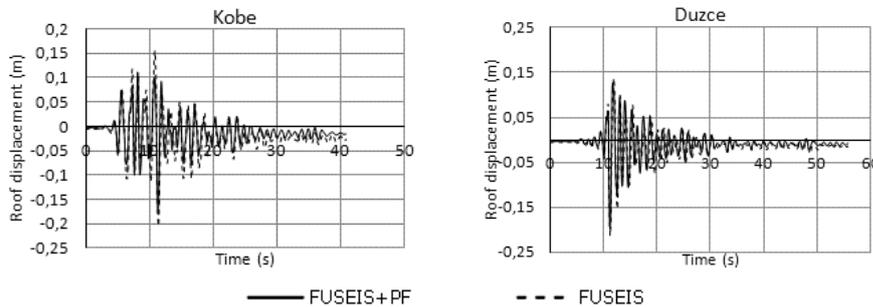


Abb. 4.25: Dachverschiebungszeitverläufe

Die verbleibenden Dachverschiebungen wurden dann zur Berechnung der verbleibenden globalen Verschiebungen durch die Rahmenhöhe (17m) dividiert, welche nicht nur für die Bemessung von Neubauten, sondern auch für die Beurteilung von bestehenden Gebäuden nach einem seismischen Ereignis als wesentliches Kriterium gelten. Die Werte der verbleibenden globalen Verschiebungen sind in Tabelle 4.18 zusammengefasst. Ihre Werte liegen nahe bei null mit einem Maximalwert von 0,157% bei FUSEIS-Rahmen, was niedriger als der Grenzwert von 0,5% der FEMA 356 [18] für ausgesteifte Stahlrahmen im IO ist.

Tabelle 4.18: Verbleibende globale Verschiebungen [%]

Seismische Aufzeichnung	FUSEIS+PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0,043	0,026
Duzce, Türkei	0,045	0,084
Friuli, Italien	0,043	0,053
Hector Mine	0,062	0,040
Imperial Valley	0,027	0,073
Kobe, Japan	0,090	0,156
Kocaeli, Türkei	0,021	0,117
Landers	0,052	0,069
Loma Prieta	0,034	0,013
Manjil, Iran	0,023	0,048
Northridge	0,064	0,003
Superstition Hills	0,010	0,011
Mittelwert	0,043	0,058
Standardabweichung (\pm)	0,022	0,046

Diese Ergebnisse zeigen, dass das FUSEIS Bolzenverbindersystem in der Lage ist, das Tragwerk nach einem starken Erdbeben rückzuzentrieren. Die Stockwerksträger und die Stützen blieben elastisch und trugen nicht zum seitlichen Widerstand des Gebäudes bei. Plastische Verformungen konzentrierten sich hingegen nur auf die FUSEIS Bolzen, während die starken Systemstützen und die Aufnahmeträger dem Tragwerk in seine Ausgangsposition zurückhalfen. Daher können dem FUSEIS

Bolzenverbindersystem bei angemessener Bemessung rückzentrierende Eigenschaften zugeschrieben werden, sodass das Tragwerk mit minimalen verbleibenden Verschiebungen zurückbleibt und nach einem Erdbeben eine sofortige Nutzung möglich ist.

4.6.5.3 Gegenseitige Stockwerksverschiebungen

Das Verhalten des FUSEIS Bolzenverbinders wurde zudem mittels der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen bewertet. In Abb. 4.26 sind die Kurven der verbleibenden und der maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen exemplarisch für die Kobe- und Duzce-Aufzeichnungen gegeben.

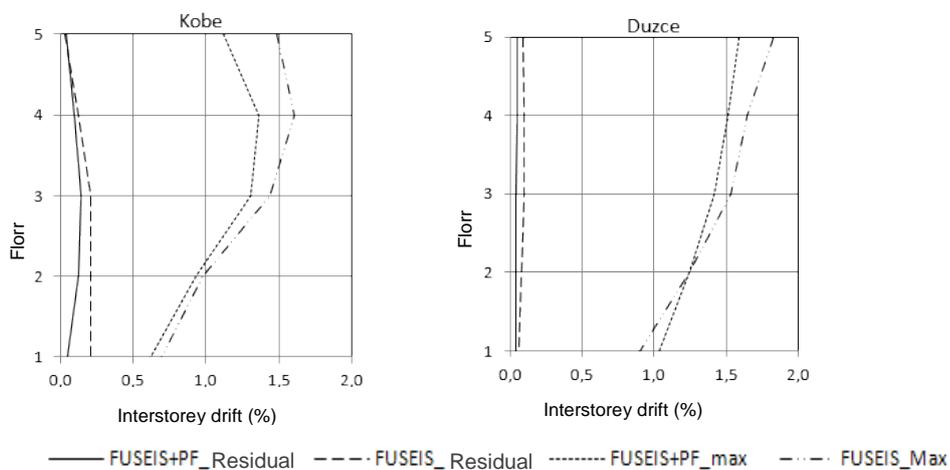


Abb. 4.26: Verbleibende und maximale gegenseitige Stockwerksverschiebungen

Die Kurven sind für beide Fälle, sowohl FUSEIS+PF als auch FUSEIS, ähnlich. Anzumerken ist, dass die Werte der verbleibenden Stockwerksverschiebung ähnlich wie die verbleibenden Dachverschiebungen nahe Null sind und dass die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen für das FUSEIS+PF verglichen mit dem alleine wirkenden FUSEIS System niedriger sind. Tabelle 4.19 zeigt die maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen, die zwischen dem experimentellen Grenzwert im GdT (1,38%) und CPLS (2,25%) liegen.

Tabelle 4.19: Vergleich der maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen [%]

Seismische Aufzeichnung	FUSEIS+PF	FUSEIS	Verhältnis
Chi-Chi, Taiwan	1,63	1,91	1,18
Duzce, Türkei	1,59	1,83	1,15
Friuli, Italien	1,47	1,79	1,22
Hector Mine	1,41	1,52	1,08
Imperial Valley	1,34	1,56	1,17
Kobe, Japan	1,37	1,61	1,18
Kocaeli, Türkei	1,47	1,61	1,10
Landers	1,53	1,79	1,16
Loma Prieta	1,48	1,58	1,07
Manjil, Iran	1,02	1,17	1,15
Northridge	1,56	1,80	1,15
Superstition Hills	1,34	1,60	1,20

4.6.5.4 Kurzzeitermüdung

Die zyklischen Versuche in Abschnitt 4.2.2 zeigten, dass die Bolzen aufgrund ihrer geringen Länge große plastische Verdrehungen entwickeln und somit möglicherweise bei einem seismischen Ereignis frühzeitig infolge Kurzzeitermüdung versagen. Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen erlaubten die Bestimmung des Schadensindex der Bolzen, wie in Abschnitt 4.5.4 (3) beschrieben. Tabelle 4.20 fasst die für den Rahmen FUSEIS+PF berechneten Schadensindizes für alle untersuchten Aufzeichnungen zusammen. Wie zu sehen, ist das Miner-Kriterium für alle Fälle erfüllt.

Tabelle 4.20: Schadensindex

Seismische Aufzeichnung	Schadensindex ($D \leq 1$)
Chi-Chi, Taiwan	0,09
Duzce, Türkei	0,16
Friuli, Italien	0,11
Hector Mine	0,45
Imperial Valley	0,88
Kobe, Japan	0,15
Kocaeli, Türkei	0,13
Landers	0,26
Loma Prieta	0,34
Manjil, Iran	0,19
Northridge	0,27
Superstition Hills	0,15

4.6.5.5 Inkrementelle Dynamische Analyse (IDA)

Die plastische Reaktion des Systems wurde über die Methode der inkrementellen dynamischen Analyse (engl.: Incremental Dynamic Analysis (IDA)) nach den Ver-

fahren von Vamvatsikos und Cornell [26] und FEMA 695 [23] weitergehend ausgewertet. Zur Erzeugung der IDA-Kurven wurden zunächst die Bodenbewegungen aus Abschnitt 6.5.1 auf fünf Intensitäten 0,50 / 0,75 / 1,00 / 1,25 / 1,50 skaliert und dann weiter erhöht bis eine numerische Nichtkonvergenz auftrat. Jede IDA-Kurve wurde durch das am meisten repräsentative Bodenbewegungs-Intensitätsmaß (engl.: Intensity Measure (IM)) und -Schadensmaß (engl.: Damage Measure (DM)) definiert, welches der Spektralbeschleunigung an der Grundperiode $S_a(T_{1,5\%})$ bzw. der maximalen Stockwerksverschiebung θ_{\max} entspricht.

Abb. 4.27 enthält die IDA-Kurven aller untersuchten Aufzeichnungen. Es wird beobachtet, dass alle Kurven mit einem elastischen Abschnitt mit konstanter Steigung beginnen. Dies gilt bis zum Fließen, das bei $S_a(T_{1,5\%}) \approx 0,4g$ und $\theta_{\max} \approx 1,0\%$ auftritt, gefolgt von einem Abschnitt mit etwas größerer Steigung aufgrund der Verfestigung. Die Kurven enden schließlich an der letzten numerisch konvergierten Berechnung mit einer "Nulllinie", wo globale dynamische Instabilität auftritt und jede Steigerung des Intensitätsmaßes IM in einem theoretisch unendlich hohem Schadensmaß DM resultieren würde. Darüber hinaus ist anzumerken, dass die IDA-Kurven bezüglich IM konservativ sind und eine geringe Streuung aufweisen, was in dem von der Software SeismoMatch [24] angewendeten Anpassungsverfahren begründet ist, wie in Abschnitt 4.6.5.1 beschrieben.

Um das Verhalten des Systems zu bewerten, wurden an den IDA-Kurven die drei Grenzzustände Sofortige Nutzung (Immediate Occupancy, IO), Schutz von Menschenleben (Life Safety, LS), und Einsturzvermeidung (Collapse Prevention, CP) basierend auf den maximalen experimentellen Verschiebungen (GdG, GdT, CPLS) festgelegt. Die entsprechenden IM- und DM-Werte sind in Tabelle 4.21 angegeben.

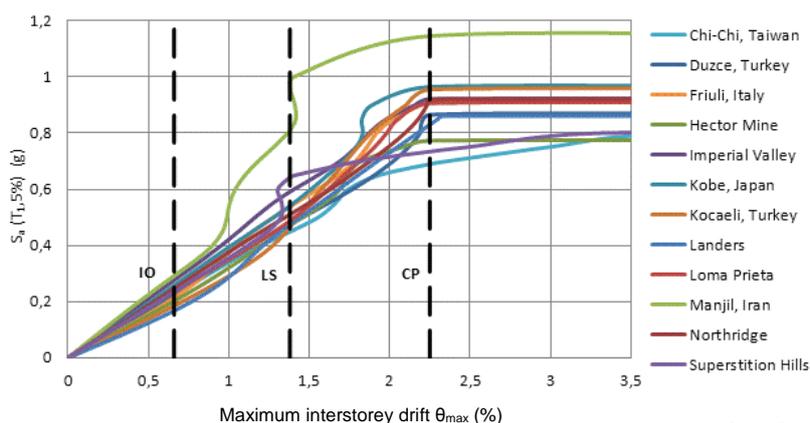


Abb. 4.27: Alle IDA-Kurven und Grenzzustandskapazitäten (IO, LS, CP)

Tabelle 4.21: Die IM- und DM-Werte der Kapazität für alle Aufzeichnungen und jeden Grenzzustand (IO, LS, CP)

Seismische Aufzeichnung	$S_a(T_{1,5\%})$ [g]			θ_{\max} [%]		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
Chi-Chi, Taiwan	0,22	0,45	0,69	0,66	1,38	2,25
Duzce, Türkei	0,23	0,48	0,87			
Friuli, Italien	0,21	0,54	0,91			
Hector Mine	0,20	0,47	0,77			
Imperial Valley	0,28	0,59	0,92			
Kobe, Japan	0,26	0,54	0,96			
Kocaeli, Türkei	0,18	0,46	0,96			
Landers	0,17	0,48	0,83			
Loma Prieta	0,24	0,49	0,91			
Manjil, Iran	0,29	0,81	1,15			
Northridge	0,25	0,51	0,92			
Superstition Hills	0,24	0,64	0,73			

Die IDA-Kurven wurden in ihre 16%-, 50%- und 84%-Perzentile zusammengefasst. Abb. 4.28 zeigt nur die Mediankurve (50%), da die anderen beiden aufgrund der geringen Streuung der IDA-Kurven nur leicht von dieser abweichen. In dieser Abbildung sind auch die Punkte im IO, LS und CP enthalten, die über die aus den experimentellen Ergebnissen berechneten Stockwerksverschiebungen θ_{\max} und den über die aus Tabelle 4.21 entnommenen Mittelwerte (50%) von $S_a(T_{1,5\%})$, nach deren Anordnung in aufsteigender Weise ($S_a(T_{1,5\%}) = 0,23g, 0,49g, 0,91g$), festgelegt wurden. Es wird beobachtet, dass diese drei Punkte sehr nahe an der Mediankurve liegen, was die Definition dieser Grenzzustände bestätigt.

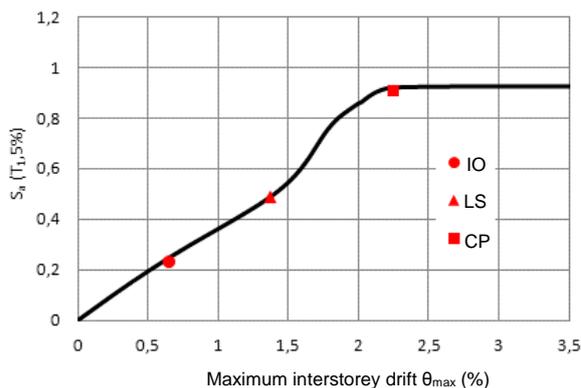


Abb. 4.28: IDA 50%-Fraktile (Mediankurve)

4.6.6 Vergleich der Ergebnisse der Analyseverfahren

In einem Versuch die vorgeschlagene Bemessungsmethode und die in vorangegangenen Abschnitten dargestellten analytischen Ergebnisse (ausgenommen der elastischen multi-modalen Analyse) der nichtlinearen statischen (Pushover-) Analyse und der nichtlinearen dynamischen Zeitverlaufsberechnung (IDA) zu überprüfen,

wurde es als notwendig erachtet, diese zu vergleichen. Die gegenseitige Stockwerksverschiebung wurde als repräsentativster Parameter für den Vergleich gewählt, da sie eine Auswertung des Schadensgrades des Tragwerks für verschiedene Grenzzustände zulässt und sie für die Bemessung des FUSEIS Bolzensystems wesentlich ist. Abb. 4.29 fasst die durch verschiedene Analyseverfahren berechneten Stockwerksverschiebungen zusammen.

Abb. 4.29: Gegenseitige Stockwerksverschiebungen aus linearen, Pushover (PO) und IDA Analysen

Die Ergebnisse der Zeitschrittberechnungen wurden mit einer Fläche zwischen den Werten, die mit den 16%- und 84%-Fraktilen der IDA übereinstimmen, dargestellt. Die elastische Kurve liegt im Bereich der IDA-Kurven, während die Pushover-Kurve (PO) in den beiden oberen Stockwerken etwas geringer ist, da bei dieser nicht der Einfluss höherer Schwingungsformen berücksichtigt wurde. Es trat kein Verhalten eines weichen Geschosses (englisch: soft storey mechanism) auf und die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen überschritten in keinem Berechnungsverfahren den experimentellen Grenzwert von 1,38% im GdT. Dies zeigt die Eignung der vorgeschlagenen Bemessungsregeln, die keine Versuchsmessfehler oder eine große Versuchsdatenstreuung berücksichtigen.

4.7 FAZIT

Die zuvor vorgestellte Studie stellt das innovative, seitliche Lasten abtragende System des FUSEIS Bolzenverbinders vor und zeigt einige der wichtigen globalen Verhaltensmerkmale des Systems auf, wobei die folgenden Feststellungen besonders erwähnenswert sind:

- a) Das System weist ein sehr gutes Verhalten unter seismischer Belastung auf: stark, biegesteif, große Kapazität zur Energieabsorption. Der seismische Widerstand eines Gebäudes kann durch entsprechende Bereitstellung einer Reihe von Systemen in den entsprechenden Richtungen erzielt werden.
- b) Das System kann in Abhängigkeit der Querschnittstypen und deren Verteilung zwischen den Stockwerksebenen biegeweicher/-steifer bemessen werden. Die Anzahl der Stockwerke und das aufzunehmende Gewicht beeinflussen stark die erforderlichen Querschnitte und Geometrie.
- c) Es liefert, verglichen mit ausgesteiften Rahmen, eine architektonisch vielseitige Lösung für die seitliche Stabilität von Bauwerken, da die Systeme in kleinen Bereichen des Gebäudes angeordnet werden können und die architektonischen Gestaltung nicht stören. Außerdem können sie sichtbare Teile des Gebäudes darstellen, um anzuzeigen, dass es sich um ein widerstandsfähiges System handelt.

d) Plastische Verformungen sind streng auf die dissipativen Bolzen beschränkt, was die Ausbreitung von Schäden in restliche Bauteile verhindert. Wenn die Bolzen nach einem starken seismischen Ereignis beschädigt wurden, können sie einfach hergestellt, ein- und ausgebaut werden, da sie als einfaches Bauteil klein und nicht Teil des schwerkrafttragenden Systems sind.

e) Normentsprechende Bemessungsregeln für die seismische Bemessung von Rahmen mit FUSEIS Bolzenverbinder, einschließlich Empfehlungen für die Praxis zur Wahl angemessener Querschnitte und zum Nachweis von Bauteilen, wurden in einem Bemessungsleitfaden formuliert. Zudem wurden konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen festgelegt.

f) Der Schadensindex eines Gebäudes mit Bolzensicherungen kann durch die im Bemessungsleitfaden vorgeschlagene Ermüdungskurve bestimmt werden.

g) Das System bietet eine effiziente Kontrolle sowohl der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen als auch der Gesamtverschiebungen. Dabei entwickelt es ein rückzentrierendes Verhalten, sodass nach einem Erdbeben eine sofortige Nutzung möglich ist.

Schließlich ist anzumerken, dass die vorliegende Forschungsarbeit im Einklang mit der internationalen Entwicklung im Erdbebeningenieurwesen "intelligente" Systeme einführt, die in der Lage sind die seismische Eingangsenergie zu dissipieren und die bei Bedarf leicht ersetzt und repariert werden können. Der Einsatz von FUSEIS Bolzenverbindersystemen steigert die bekannten Vorteile von Stahl unter seismischen Bedingungen und bietet bessere Lösungen bezüglich Wirtschaftlichkeit und Sicherheit.

4.8 ANWENDUNGSFELD

Die innovativen dissipativen Elemente können in mehrstöckigen Gebäuden eingesetzt werden und ersetzen die herkömmlichen weltweit verwendeten Systeme (wie durch konzentrische (CBF) und exzentrische (EBF) Verbände ausgesteifte Rahmen, biegesteife Rahmen (MRF), usw.) durch Kombination von Duktilität und architektonischer Transparenz mit Steifigkeit.

4.9 VERÖFFENTLICHUNGEN

Veröffentlichungen in internationalen Publikationen

1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (FUSEIS 1-2) experimental analysis", *Steel Construction Design and Research*, Volume 5, Issue 4, pp. 212-221, 2012.
2. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", *Engineering Structures*, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

4.10 BIBLIOGRAPHIE

1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. *International Journal of Steel Structures* 2005; 5(5):453-464.

2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. *Stahlbau* 2006; 75(12):993-1003.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. *Bauingenieur* 2007; 82(3):125-133.
4. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado, L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Somnavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
5. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. *ASCE Journal of Structural Engineering* 2002; 128(9):1111-1120.
6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. *Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan* 1996 ; 484:111- 120.
7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures* 2003; 25(5):665-666.
8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 1993; 9(3):505-528.
9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra* 1995; 11(4):545-568.
10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. *Engineering Structures* 1997; 19(10):811-820.
11. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
12. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
23. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.

25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

5 FUSEIS GESCHRAUBTE TRÄGERSTÖßE

5.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsprogramms RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Trägerstöße für seismisch widerstandsfähige Stahlrahmen" (englisch: „Dissipative Beam splices for Seismic Resistant Steel Frames“, Akronym: FUSEIS) wurden zwei innovative dissipative Systeme namens FUSEIS1 und FUSEIS2 eingeführt und entsprechende Bemessungsleitfäden entwickelt. Der erste Typ (FUSEIS1) wird als dissipative "Schubwand" verwendet, während der zweite Typ (FUSEIS2) "austauschbaren Fließgelenken" für biegesteife Rahmen ähnelt. In Abhängigkeit vom Verbindungstyp wird FUSEIS2 weiter in zwei Systeme unterteilt: FUSEIS verschraubte oder geschweißte Trägerstöße. Der hier vorliegende Bericht stellt die Ergebnisse der Untersuchungen zum seismischen Verhalten von FUSEIS geschraubten Trägerstößen dar, stellt die Bemessungsverfahren für Stahl- und Verbundbauten vor, bei denen das System als seismisch widerstandsfähiges System angewendet wird, und setzt mit der Bemessung von Fallstudien fort.

5.2 BESCHREIBUNG DER FUSEIS GESCHRAUBTEN TRÄGERSTÖSSE

Die FUSEIS geschraubten Trägerstöße sind eine Art Erdbebensicherung für biegesteife Rahmen aus Stahl und Stahl-Beton-Verbund, die ein gutes seismisches Verhalten und einfache Reparaturarbeiten ermöglichen. Sie umfassen eine Querschnittsverminderung, die an den Balkenenden in einem gewissen Abstand von den Träger-Stützenverbindungen angesetzt ist, wodurch ein mögliches sprödes Versagen an den Schweißnähten vermieden wird. Diese wirkt als dissipative seismische Sicherung, indem sie durch Konzentration des plastischen Verhaltens die Fließgelenkentwicklung in die dissipativen Elementen zwingt, wodurch die Ausbreitung von Schäden auf Träger und die Stützen verhindert wird. Während der ganze Schaden effektiv in den FUSEIS Trägerstößen konzentriert wird, sind sie außerdem einfach austauschbar, sodass nach einem Erdbeben die Reparaturarbeiten auf den Ersatz der dissipativen Elemente durch neue beschränkt ist, wodurch eine kostengünstige und sehr schnelle Reparatur sichergestellt ist. Ihre einfachen Konstruktions- und Berechnungsverfahren machen sie leicht herzustellen.

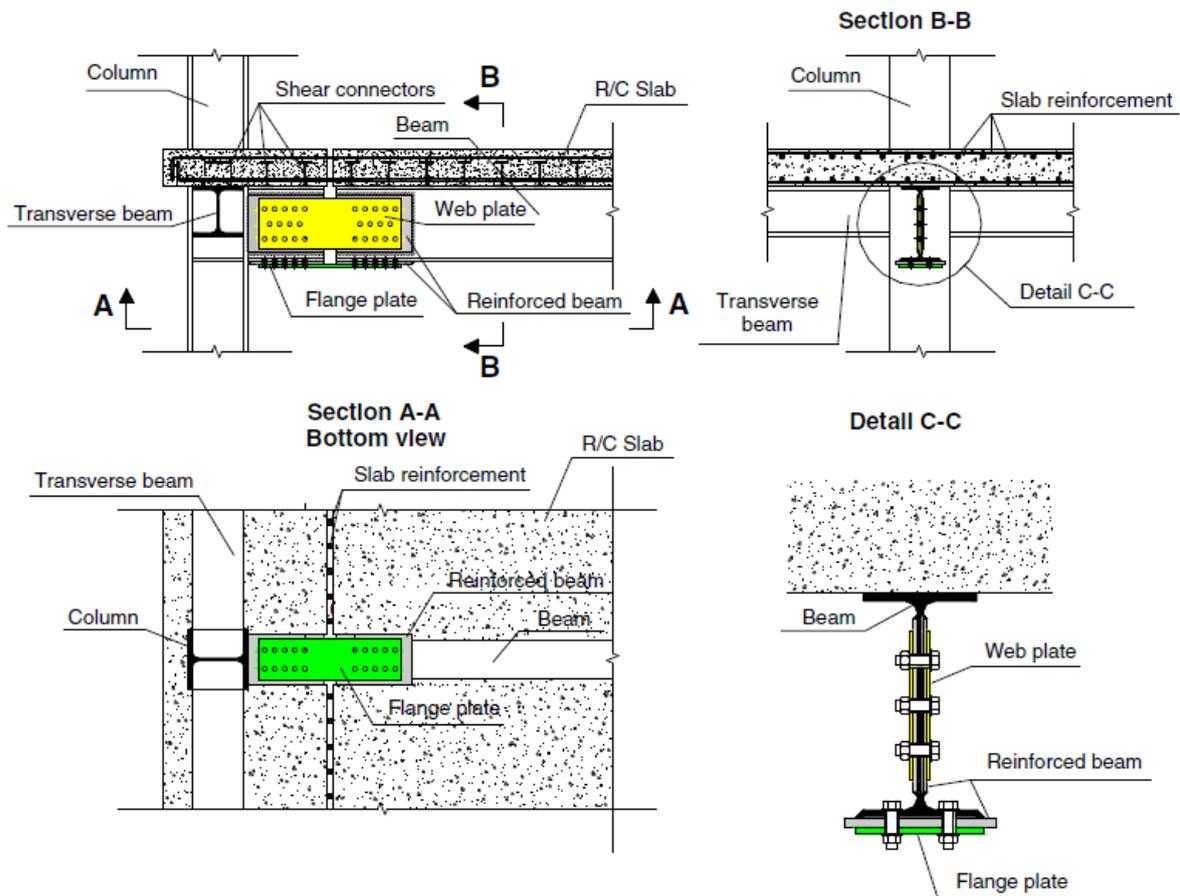


Abb. 5.1: FUSEIS Hauptquerschnittselemente

Ein FUSEIS geschraubter Trägerstoß erreicht seine seismische Widerstandsfähigkeit durch Einführen einer Diskontinuität an den Verbundträgern eines biegesteifen Rahmens und durch Zusammenfügen der beiden Teile des Trägers durch Stahlbleche, welche mit dem Steg und dem Flansch des Trägers verschraubt sind. Die Anschlüsse zwischen den Stahlblechen und den Trägern werden durch hochfeste vorgespannte Schrauben (engl.: high strength friction grip (HSFG)) gehalten. Diese Schrauben werden nach den Bestimmungen der EN 14399-2:2005 [1] vorgespannt. Der Abschnitt des Trägers nahe der Verbindung wird mit zusätzlichen Stahlblechen verstärkt, welche an den Steg und die Flansche des Trägers geschweißt werden. Um eine ausreichende Überfestigkeit zu erzielen und damit alle Schäden auf die dissipativen Elemente zu konzentrieren, wird auch der Teil der Stütze nahe der Verbindung bewehrt. Für diese Verstärkungsbleche gibt es keine klaren Bemessungsanweisungen, jedoch wurden die untersuchten Probekörper mit Verstärkungsblechen versehen, deren Querschnittsflächen in etwa denjenigen der entsprechenden Teile des Stahlprofils (Steg oder Flansch) entsprachen. Die Verdopplung der Steg- und Flanschflächen verhindert die sich sonst möglicherweise an den Öffnungen entwickelnde Verformung, sodass Reparaturvorgänge vereinfacht und Schlupf an den

entsprechenden Schrauben begrenzt werden. Abb. 5.1 zeigt die Konfiguration des Sicherungselements an einer typischen Träger-Stützenverbindung.

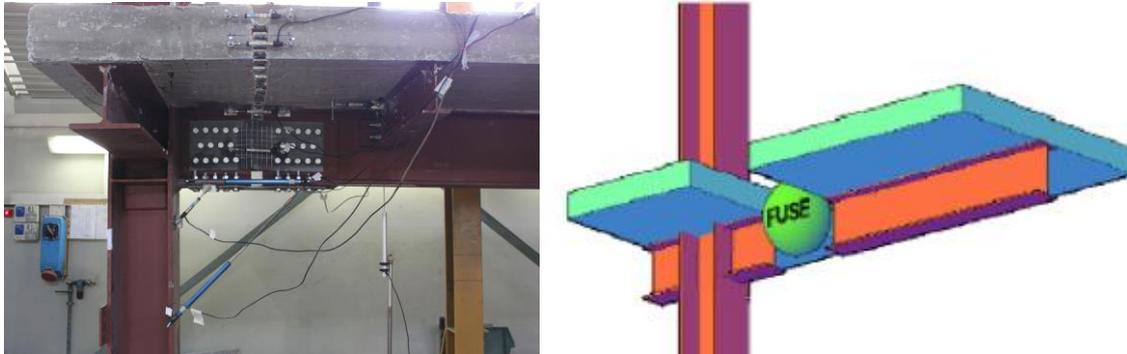


Abb. 5.2: Dissipatives Element in einem biegesteifen Rahmen

Um Rissbildung im Beton des Sicherungsabschnitts aufgrund von Biegeverformung zu vermeiden, verbleibt in der Betonplatte im Abschnitt der Sicherung ein Spalt. Die Stahlbewehrung wird im Spaltabschnitt nicht unterbrochen. Der Zweck dieses Spaltes besteht darin, eine konzentrierte Verdrehungsverformung im Spaltabschnitt zuzulassen, sodass sowohl Versagen des Betons als auch Beschädigungen der Bodenbeläge (wie Fliesen oder anderes) vermieden werden. Deshalb kann der Spalt überall dort angesetzt werden, wo eine konzentrierte Rotationsverformung entsprechend der globalen Verformungsfigur des Gebäudes unter seismischer Einwirkung aufgenommen werden muss, vorausgesetzt, dass eine Scheibenwirkung gewährleistet ist.

Im Bereich des Spalts wird zur Gewährleistung des elastischen Verhaltens des Stahlträgers sowie damit der Drehpunkt zwischen den beiden Stahlschichten bleibt, zusätzliche Stahlbewehrung angebracht. Diese zusätzliche obere und untere Stahlbewehrung sorgt zudem dafür, dass in realen Tragwerken die Scheibenwirkung erzeugt wird. Die Länge der zusätzlichen Bewehrungsstäbe wird derart gewählt, dass die Verbundwirkung mit dem Beton voll ausgeprägt ist. Dank dieser Anordnung können die Stahlbleche in den Sicherungsvorrichtungen sich leicht verformen und beulen, was eine Energiedissipation verursacht ohne das gesamte Tragwerk zu beschädigen. Gleichzeitig erleidet die Stahlbetonplatte auch bei großen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen keinen bedeutenden Schaden.

5.3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

5.3.1 Experimentelle Untersuchungen an einzelnen dissipativen Trägerstößen
Experimentelle Versuche wurden an drei verschiedenen Baugruppen einer Träger-Stützenverbindung an der Untersuchungsstelle für Bautechnik des Instituto Superior Tecnico der Universität Lissabon durchgeführt.

5.3.1.1 Versuchsaufbau und Prüfkörpergeometrie

Der grundlegende Versuchsaufbau bestand aus einer typischen Träger-Stützen-Baugruppe, die einen Verbundträger mit einem IPE300-Profil, welcher eine 150 mm dicke und 1450 mm breite Stahlbetonplatte trägt, sowie eine HEB240-Profilstütze umfasst.

Die Spaltbreite im Stahlbetonteil kann sich von derjenigen in den Stahlteilen der dissipativen Elemente unterscheiden. Die empfohlenen Werte für die Spaltbreite im Stahlbeton (Decke) bzw. in den Stahlteilen entsprechen jeweils 20% der Deckenhöhe bzw. 10% der Gesamthöhe des Verbundquerschnitts. Es wird erwartet, dass sich nichtlineares Verhalten nur auf die Sicherungsbleche konzentriert, welche durch Lösen der Schrauben der beschädigten Bleche und Anschrauben der neuen leicht ersetzt werden können.

Der Unterschied zwischen den Versuchskörpern ist die freie Knicklänge L_0 , gemessen zwischen den innersten Schraubenreihen der dissipativen Elemente. Innerhalb dieser Länge sind sowohl Flansch- als auch Stegbleche nicht gelagert und daher frei zu beulen. Für jede Baugruppe wurden folgende drei verschiedene Werte von L_0 gewählt: 140, 170 und 200 mm. Diese dissipativen Elemente unterschieden sich hinsichtlich der geometrischen Parameter der Flanschbleche, während die Stegbleche, die auf Schubkraftwiderstand bemessen sind, bei allen Versuchen dieselben Abmessungen haben sollten. Aus diesem Grund waren die einzigen Querschnitts-abmessungen, die sich zwischen den Versuchen änderten, die Dicke (t_f) und die Breite (b_f) der Flanschbleche. Jeder Versuch wurde bis zum vollständigen Versagen des Sicherungsflanschblechs durchgeführt. Danach wurden die Sicherungsbleche durch neue ersetzt und ein weiterer Versuch wurde durchgeführt. Die Versuchsreihenfolge war wie folgt: Zuerst Platten D, A, B und C, gefolgt von einer Wiederholung dieser Reihe an Platten durchgeführt in derselben Reihenfolge. Tabelle 5.1 zeigt die Abmessungen der Flanschplatten der Sicherungsversuchskörper. Die monotonen Versuche wurden nach Abschluss der zyklischen durchgeführt.

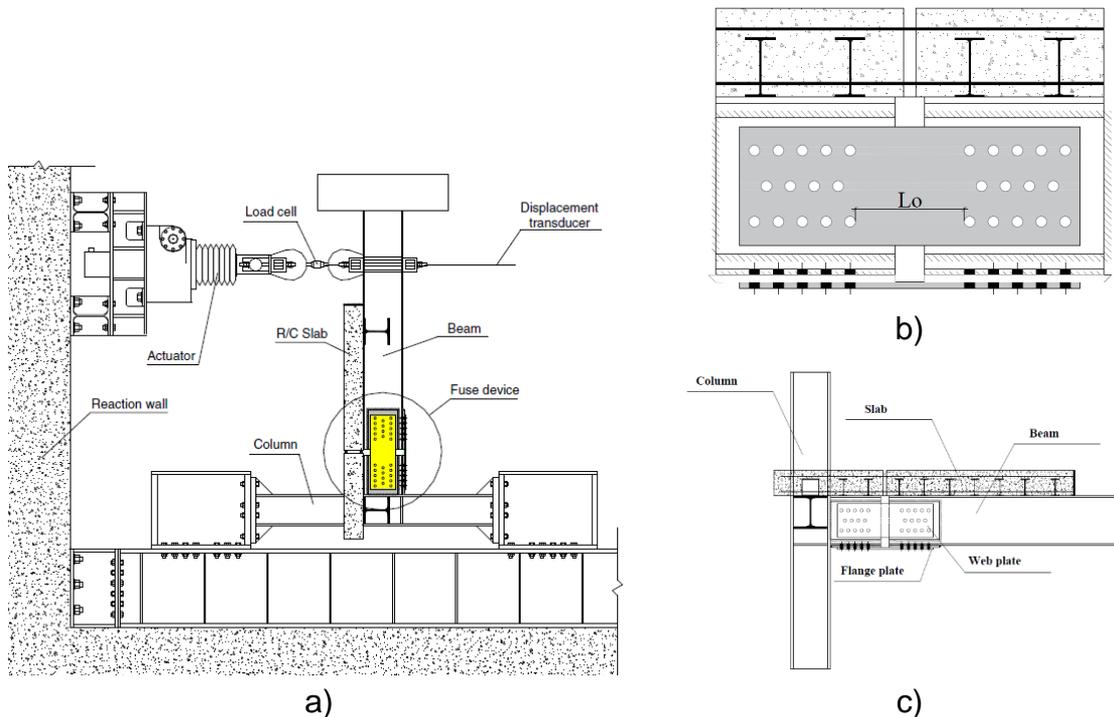


Abb. 5.3: Experimenteller Versuchsaufbau: a) experimentelle Versuchsübersicht b) freie Beullänge c) Anordnung des geschraubten Trägerstoßes

Tabelle 5.1: Abmessungen der Flanschplatten des Sicherungsversuchskörpers [mm]

Flanschplatte	A	B	C	D
t_f	10	10	12	8
b_f	120	170	150	140

5.3.1.2 Ergebnisse der monotonen Versuche

Das monotone Verhalten kann mit dem zyklischen Verhalten in Abb. 5.4 verglichen werden. Beide Diagramme sind in Bezug auf die Anfangssteifigkeit und die Fließmomente sehr ähnlich. Das monotone Diagramm scheint sich für denselben Verdrehungsbereich gut an das zyklische Diagramm anzupassen, sehr der zyklischen Hüllkurve ähnlich. Die bei monotonen Versuchen auftretenden Unterschiede bezüglich der Verformungskapazität können auf Schadensakkumulation durch Kurzzeitermüdungseffekte zurückgeführt werden. Dieser Aspekt ist bei den Versuchen mit negativer Momentenbelastung stärker ausgeprägt, da der monotone negative Biegemomententest nach demjenigen positiver Momentenbelastung durchgeführt wurde, wobei die Steifigkeit am Ende jedes Zyklus, welche eine hohe Duktilität des Prüfkörpers verlangt, zu einer erhöhten Schädigung der Betondecke führt.

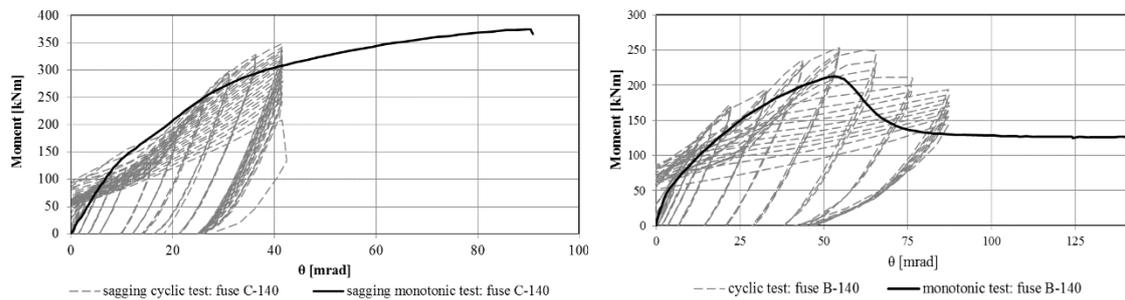


Abb. 5.4: Vergleich zwischen monotonen und zyklischen Versuchen durchgeführt an dissipativen Elementen C-140 und B-140, jeweils für positive und negative Momentenbeanspruchung

5.3.1.3 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Die Auswertung der Ergebnisse basiert auf Momentenverdrehungs-Diagrammen (M- θ) des dissipativen Elementes. Wie in Abb. 5.5 gezeigt, ist das hysteretische Verhalten der dissipativen Elemente stabil und durch ein ausgeprägtes Einschnürungsphänomen aufgrund des Schlupfes der Schrauben und des Knickens der Sicherungsbleche gekennzeichnet.

Die Asymmetrie des Diagramms hinsichtlich der Momente ist auf den durch das Knicken der Sicherungsbleche verursachten Festigkeitsverlust zurückzuführen, wenn der Versuchskörper einem negativen Biegemoment ausgesetzt wird. Dennoch wird die Verformungskapazität erreicht, da alle Prüfkörper in der Lage sind, ± 41 mrad Verdrehungen zu leisten, was höher als der von EC8 empfohlene Minimalwert (35 mrad für Tragwerke hoher Duktilität (DCH)) ist.

Ein Vergleich der Momentenverdrehungs-Diagramme zweier Versuche des gleichen Prüfkörpers zeigt eine geringfügige Verschlechterung bezüglich Festigkeit und Energiedissipation. Dies könnte eine der Folgen der Schadensakkumulation in den Bauteilen der Versuche sein, die nicht von Versuch zu Versuch ersetzt werden, wie z.B. bei Rissbildung in der Betondecke.

Dissipative Elemente mit derselben Knicklänge aber größerer Fläche zeigen eine höhere Momentenkapazität, sodass die Hystereseurve für die Sicherung C verglichen mit Sicherung D, welche eine Fläche von 1800 mm² bzw. 1120 mm² haben, folglich breiter ausfällt (Abb. 5.6).

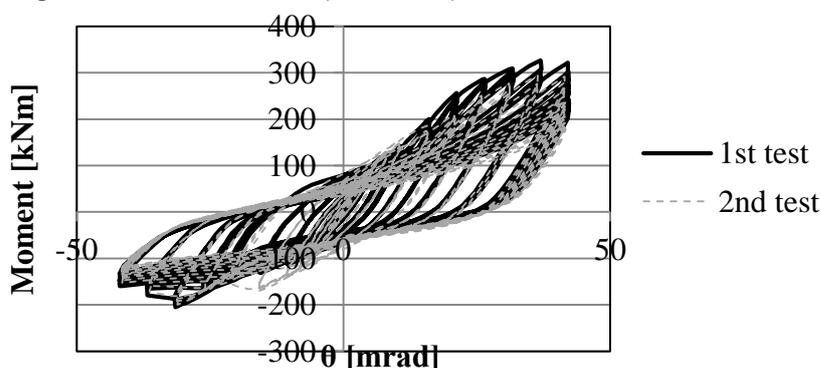


Abb. 5.5: Momentenverdrehungs- (M - θ) Diagramm der Sicherung C

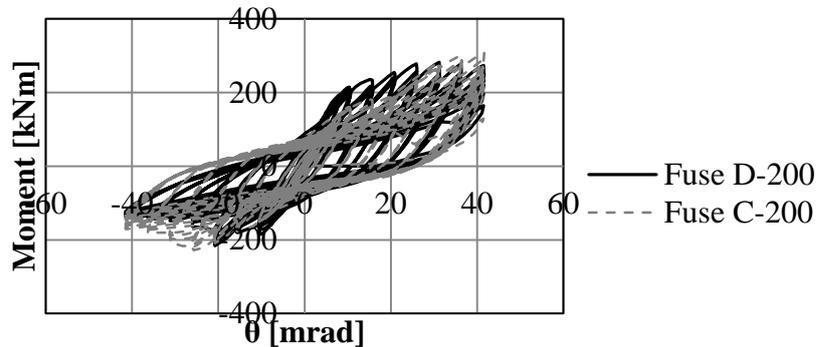


Abb. 5.6: Vergleich hinsichtlich der Momentenverdrrehung ($M-\theta$) von Sicherung C und Sicherung D

5.3.2 Experimentelle Untersuchungen an gesamten Rahmen mit dissipativen Trägerstößen

5.3.2.1 Versuchsaufbau und Prüfkörpergeometrie

Die Rahmenprobekörper bestehen aus vier HEB240 Stahlstützen, zwei IPE300 Stahlträgern und einer 150 mm starken Stahlbetondecke (siehe Abb. 5.7). Die Decke wird zusätzlich zu einem Paar Querbalken, die an jeder Träger-Stützenverbindung angebracht sind, von IPE160 Sekundär-Querträgern getragen, die alle 1,4 m positioniert werden. Eine vollständige Schubverbindung zwischen der Decke und dem Stahlträger erfolgt mittels IPE100-Profilen, die auf die Oberseite des Trägerflansches geschweißt sind und wie Kopfbolzendübel wirken. Die Bemessung der Verbunddecke erfolgt nach Eurocode 4. Für die Verbindung der Stahlbleche mit den Trägern werden in den dissipativen Abschnitten hochfeste vorgespannte Schrauben (HSFG) verwendet. Die Schrauben werden nach den Bestimmungen der BS EN 14399-2:2005 angezogen. Die Längsbewehrung (bemessen nach den Bestimmungen EC 8, Anhang J) besteht aus B450C $\varnothing 20/100$ Stäben auf der oberen und $\varnothing 16/200 + \varnothing 12/200$ Stäben auf der unteren Ebene. Die Querbewehrung besteht aus $\varnothing 12/72$ Stäben nahe dem dissipativen Abschnitt und $\varnothing 10/72$ Stäben im Rest der Decke.

Es wird deutlich, dass die seismische Reaktion eines Rahmens mit FUSEIS geschraubten Trägerstößen vor allem von der Steifigkeit und Festigkeit des Flanschbleches abhängt. Daher sollte die Bemessung versuchen ein sequentielles Fließen der dissipativen Elemente zu erzielen, um ein kontrolliertes Fließen des Bleches und eine Verbesserung des Verhaltens des Rahmens unter zyklischer Belastung zu erreichen. Während der Großversuche wurden das Stegblech und die freie Knicklänge des Flanschbleches konstant gehalten, sodass nur die Dicke (t_f) und die Breite (b_f) des Flanschbleches verändert wurden.

Der Rahmen wurde vier zyklischen Belastungen (quasi-statisch nach ECCS) mit einer Geschwindigkeit von 21 mm/min unterworfen, die über die Verschiebung kontrolliert werden (Pushover-Versuche). Die Versuche gelten als zufriedenstellend,

wenn eine Verschiebung, die eine Verdrehung von mindestens 35 mrad in den verschraubten Trägerstößen auslöst, ohne eine wesentliche plastische Verformung der Tragwerkselemente sowie der Stahlbetonplatte einhergeht.



Abb. 5.7: Versuchsanordnung des gesamten Testrahmens

5.3.2.2 Versuchsergebnisse

Am Stahl-Verbundrahmen werden acht zyklische Versuche mit vier verschiedenen dissipativen Elementen durchgeführt. Jeder Versuch wird bis zum vollständigen Versagen des dissipativen Flanschbleches durchgeführt, je nachdem, was zuerst versagt. Die dissipativen Elemente mussten schwächer bemessen werden als die benachbarten Bauteile, um die Bildung des Fließgelenks innerhalb der dissipativen Elementen zu erzwingen und zu vermeiden, dass sich die Schäden auf nicht dissipative Zonen ausweiten. Deshalb wurde der Testparameter α eingeführt, der die Widerstandsfähigkeit der dissipativen Elemente mit dem plastischen Widerstand des Verbundträgerquerschnitts in Beziehung setzt.

Messungen der relativen Verdrehungen und Verschiebungen nahe der Träger-Stützenverbindung zeigten, dass die Stützen und Träger ohne Anzeichen einer plastischen Verformung oder von lokalem Knicken elastisch blieben. Die Träger-Stützenverbindungen, die eine größere Momentenkapazität als die dissipativen Elemente aufweisen, blieben nahezu vollständig starr. Am Ende jedes Versuches wurden die beschädigten Bleche direkt entfernt, woraufhin ein neues Blech eingebaut wurde (die erforderliche Zeit, um einen geschraubten Trägerstoß zu ersetzen, betrug etwa 30 Minuten).

Wie erwartet reichten die Verformungen in der Stahlbewehrung nicht über den elastischen Bereich hinaus. Die maximale relative Verschiebung zwischen der Decke und dem Träger betrug 0,5 mm, was bedeutet, dass die Verbundwirkung zwischen der Stahlbetonplatte und dem Stahlträger zufriedenstellend erreicht wurde. Da sich der Drehpunkt (plastische Nulllinie) deutlich oberhalb befindet (zwischen den beiden Ebenen der Stahlbewehrung der Decke), konzentriert sich die gesamte Verformung

in den Blechen der geschraubten Trägerverbinder. Sowohl Verdrehungen als auch Momente werden für den Mittelteil der dissipativen Elemente berechnet. Die maximale Verdrehung, die in den verschraubten Trägerstößen beobachtet wurde, beträgt 40 mrad. Auch nach Durchführung aller Versuche ergab sich keine erhebliche Beschädigung in der Betondecke (siehe Abb. 5.8). In Anbetracht der Tatsache, dass die Bestimmungen des Eurocode 8 für Verbindungen eine Rotationskapazität der Fließgelenkzone von mindestens 35 mrad für Tragwerke hoher Duktilitätsklasse (DCH) (erreicht mit einem Festigkeitsverlust von weniger als 20%) und 25 mrad für Tragwerke mittlerer Duktilitätsklasse (DCM) voraussetzen, kann festgestellt werden, dass die verschraubten Trägerstöße problemlos ohne eine signifikante Minderung der Festigkeit und der Steifigkeit plastische Verdrehungen größer als 35 mrad erzielt haben. Die Verformungsfigur des Rahmens ist in Abb. 5.8 zu sehen.



Abb. 5.8: Verformungsfigur des Rahmens und Belastung in a) -X-Richtung und b) +X-Richtung

Das Gesamtverhalten der geschraubten Trägerstöße wird durch Momentenverdrehungs-Diagramme zusammengefasst. Das hysteretische Verhalten der dissipativen Elemente ist stabil und wird durch ein Einschnürungsphänomen gekennzeichnet. Dieses tritt bedingt durch den Schlupf der Schrauben und das Knicken der dissipativen Bleche auf, wenn diese negativen Biegemomenten ausgesetzt sind. Die dissipativen Elemente verformen sich über ihre Fließgrenze hinaus und tragen zur Energiedissipation des Rahmens bei.

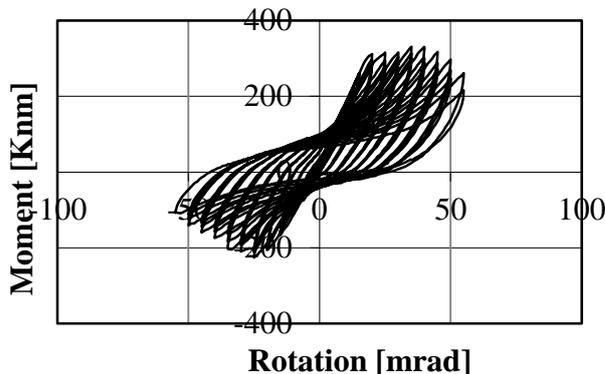


Abb. 5.9: Ein Beispiel des Momentenverdrehungs- (M- θ) Diagramms (Blech D)

Der Widerstandsverlust bei negativer Biegung, der auf der negativen Seite der Momentenverdrehungs-Diagramme zu sehen ist, wird durch das Knicken des unteren mit dem Flansch verbundenen Blechs verursacht. Die durch die dissipativen Elemente maximal erreichte plastische Kapazität betrug bis zu 335 kNm während positiver Momentenbelastung und bis zu 260 kNm während negativer Momentenbelastung des Elements. Die Fläche unter den Hystereseschleifen stellt die Energie dar, die in den dissipativen Elementen während der horizontalen zyklischen Belastung aufgenommen wird. Die maximale Verschiebung, die ohne wesentlichen Schaden am Tragwerk und der Verbunddecke erreicht wurde, betrug am oberen Knotenpunkt des Rahmens 55 mm, was einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 1,9% entspricht.

5.3.2.3 Vergleich zwischen experimentellen und analytischen Modellen

Das Verhalten des geschraubten Trägerstoßes wird mittels zweier unterschiedlicher numerischer Ansätze untersucht. Um ein besseres Verständnis der Verbindungsreaktion zu erlangen und um die Entwicklung eines einfachen Ingenieurmodells zu ermöglichen, wird anfangs eine verfeinerte Finite-Elemente-Modellierungstechnik (durch Anwendung des Softwarepaketes ABAQUS) angewendet, bei der der Rechenaufwand sehr groß ist, wenn gezeigt werden soll, dass die ganze Plastifizierung nur in den dissipativen Elementen auftritt (siehe Abb. 5.10). Nachfolgend wird mit der handelsüblichen Software SAP200 ein einfaches Ingenieurmodell entwickelt. Um dies zu erreichen, wurde zur Modellierung der Momentenverdrehungs-Kapazität der dissipativen Elemente eine multilineare plastische Hystereseumhüllende definiert.

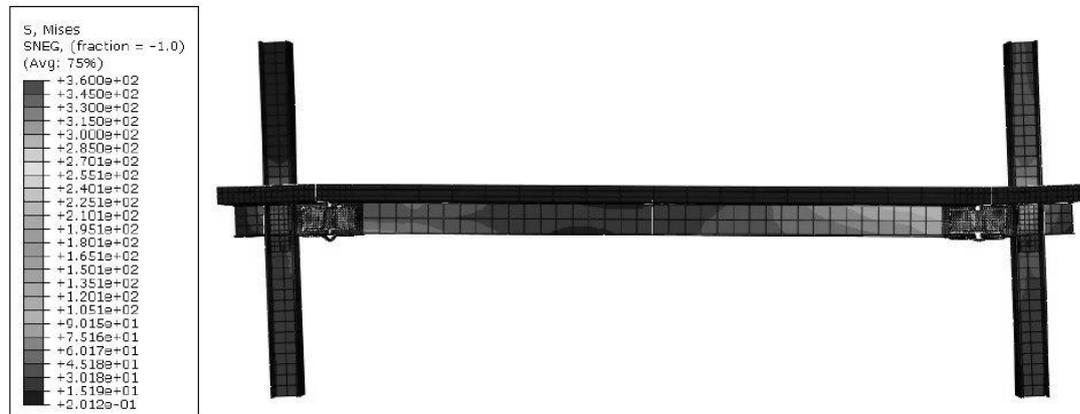


Abb. 5.10: Von Mises Spannung während der Rahmenverformung

In diesem Fall wird das Verhalten des dissipativen Elementquerschnitts, das aus dem analytischen Modell auf Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Materialien gewonnen wurde, als ein Momentenverdrehungs-Diagramm zusammen mit den Hysteresekurvenparametern definiert, die mit den Komponentenversuchen kalibriert wurden. Dann werden die Ergebnisse der Analysen mit den experimentellen Ergebnissen des Rahmens im Hinblick auf das globale Kraftverschiebungsverhalten verglichen. Das Modell besteht aus einem einfachen Träger und einem Verbinder mit der gleichen Geometrie, die im experimentellen Versuchsaufbau verwendet wird. Abb. 5.11 zeigt den Vergleich zwischen den experimentellen und den analytischen Untersuchungen auf Grundlage des Momentenverdrehungs-Diagramms für das Blech D als Beispiel.

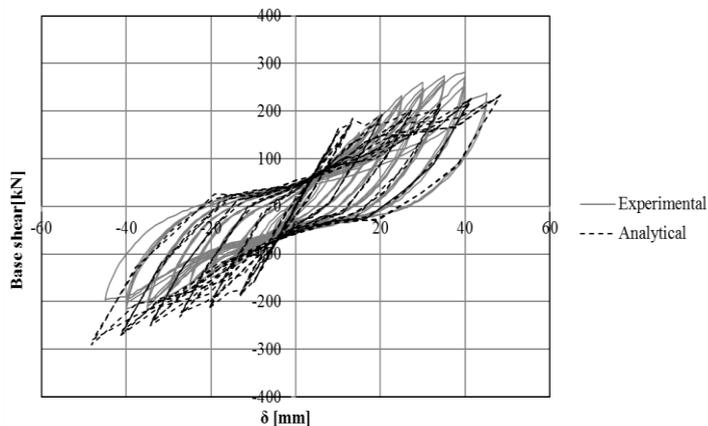


Abb. 5.11: Beispiel des Momentenverdrehungs-Diagramms (Blech D)

5.3.2.4 Kurzzeitermüdung

Der Verlauf des Widerstandsgrades bei Wechselbeanspruchung scheint bei allen Prüfkörpern für beide Richtungen sehr ähnlich zu sein, was eine relativ kleine Verfestigung anzeigt, wobei Maximalwerte für alle Prüfkörper nahe eins liegen. Die maximale Festigkeit wird in jedem Fall im Versuch mit negativer Momentenbelastung früher erreicht als bei positiver, da die Festigkeit bei negativer Belastung aufgrund von Knickphänomenen immer geringer ist. Tatsächlich zeigen bei positivem Moment

die meisten dissipativen Elemente erst nach dem 30. Zyklus einen Festigkeitsverlust, während die Verschlechterung bei negativer Momentenbelastung zwischen dem 20. und 30. Zyklus beginnt. Der Festigkeitsverlust entsteht aufgrund der Instabilität der Sicherungsbleche, welche aufgrund von Kurzzeitermüdungseffekten, die das Öffnen und Schließen von Rissen an den Stahlteilen miteinbeziehen, den frühen Festigkeitsabbau bei negativer Momentenbelastung herbeiführen.

Die Gesamtmenge der dissipierten Energie W wurde für jeden Versuch berechnet und deren Variation bezüglich des Wertes des Kapazitätsverhältnisses ist in Abb. 5.12 dargestellt. Da das zyklische Knicken zusammen mit den Kurzzeitermüdungseffekten einen wesentlichen Einfluss auf die Energiedissipationskapazität der Prüfkörper zu haben scheinen, wurde das negative Momentenbelastungs-Kapazitätsverhältnis α - gewählt.

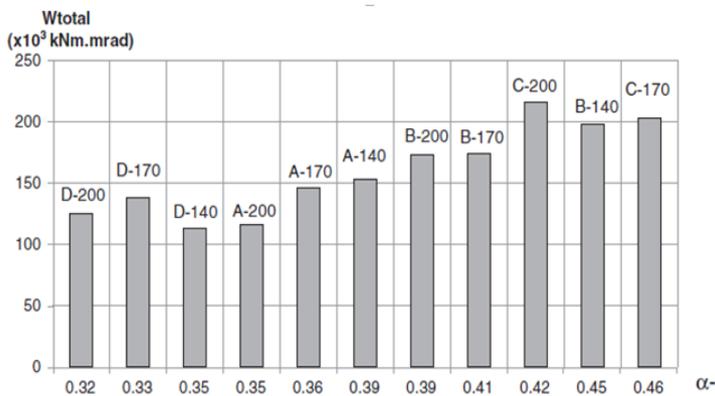


Abb. 5.12: Menge der dissipierten Energie gegenüber α -

Kurzzeitermüdungseffekte aufgrund von Knicken bei maximaler Amplitude sind stärker ausgeprägt für dissipativen Elemente mit einem geringeren negativen Biegemomentwiderstand, welche diejenigen mit einem niedrigeren α - sind (Element D-200). Deshalb hielt das dissipative Element C-200 mehr Zyklen (42 Zyklen) stand und dissipierte damit mehr Energie als Sicherung D-200, welche nur 36 Zyklen widerstand. Die Anzahl der Zyklen, der die jeweilige Probe standhielt, ist in Tabelle 5.2 dargestellt.

Tabelle 5.2: Anzahl der Zyklen bis zum Versagen

Prüfkörper	Zyklenanzahl	Prüfkörper	Zyklenanzahl
A-140	35	D-170	36
B-140	38	A-200	36
D-140	31	B-200	43
A-170	38	C-200	42
B-170	40	D-200	36
C-170	40		

Die Entwicklung der Energiedissipation entlang der Zyklen kann auch eine Vorstellung vom Fortschreiten der akkumulierten Schäden während der Versuche geben. Um diesen Aspekt zu untersuchen, wurde der dimensionslose Parameter η/η_0 berechnet, wobei η ein Energieverhältnis am Ende jedes Zyklus und η_0 das gleiche Energieverhältnis am Ende des ersten plastischen Zyklus ist. Nach ECCS ist das Energieverhältnis η_0 am Ende eines Zyklus i gegeben durch Gl. 5.1.

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)} \quad \text{Gl. (5.1)}$$

Mit W_i als die dissipierte Energie in Zyklus i , ΔM_y als der Bereich der Fließmomente, $\Delta \theta_i$ als der Bereich an aufgezwungenen Verdrehungen je Zyklus i und $\Delta \theta_y$ als der Bereich an Fließmomenten. In der Praxis ist dieser Parameter das Verhältnis zwischen der durch die dissipativen Elemente dissipierten Energie und der Energie, die durch äquivalente Elemente mit ideal-plastischem Verhalten (EP) dissipiert würde.

5.4 ANALYISCHE MODELLE

Experimentelle Untersuchungen zeigten, dass der Biege­widerstand der geschraubten Träger­stöße ausgewertet werden kann, indem der Wert des Kapazitätsverhältnisses α der dissipativen Elemente festgelegt wird. Im Allgemeinen zeigten die Ergebnisse, dass dissipative Elemente mit höheren Werten für Kapazitätsverhältnisse (α) auch höhere Leistungsniveaus hinsichtlich Steifigkeit, Widerstand, Duktilität und dissipierter Energie aufwiesen. Dennoch führen dissipative Elemente mit Werten von α nahe eins - deren Festigkeit daher wie diejenige des Verbundträgers ist - in den nicht austauschbaren Teilen zu größerem Schaden, weshalb sich die Plastizität nicht innerhalb des dissipativen Elementabschnitts konzentrieren kann. Daher sollten, um das beste Verhalten des geschraubten Trägerstoßes in Bezug auf Kapazität und Energiedissipation zu erzielen, die optimalen Werte dieses α -Parameters wie folgt angenommen werden:

$$\begin{aligned} 0,60 &\leq \alpha^+ \leq 0,75 \\ 0,30 &\leq \alpha^- \leq 0,50 \end{aligned} \quad \text{Gl. (5.2)}$$

α kann durch folgende Gleichung bestimmt werden:

$$\alpha = \frac{M_{Rd,fuse}}{M_{pl,Rd,beam}} \quad \text{Gl. (5.3)}$$

Mit $M_{pl,Rd,beam}$ der Widerstandswert der vorbemessenen Verbundträger

$M_{RD,fuse}$ das Widerstandsmoment des geschraubten Trägerstoßes

Das maximale Widerstandsmoment der Verbundträger $M_{pl,Rd,beam}$ ist der Wert der maximalen Biegung unter positiver und negativer Momentenbelastung.

Zur Reduktion der Rissbildung in der Decke und somit der Konzentration aller Schäden auf die geschraubten Trägerstöße ist es wichtig, dass sich die plastische Nulllinie, wie in Abb. 5.13 gezeigt, zwischen den beiden Bewehrungsstabebenen in der Verbunddecke befindet.

Da die dissipativen Blechelemente bei negativer Momentenbelastung knicken können, ist das Biegeverhalten der dissipativen Elemente in den meisten Fällen asymmetrisch. Während des Erdbebens können beide Fälle auftreten und das globale Verhalten wird durch den niedrigeren Widerstand bestimmt. Daher besteht die Notwendigkeit, sowohl positive als auch negative Widerstandsmomente der dissipativen Elemente, $M_{RD,fuse}^+$ bzw. $M_{RD,fuse}^-$, zu berechnen.

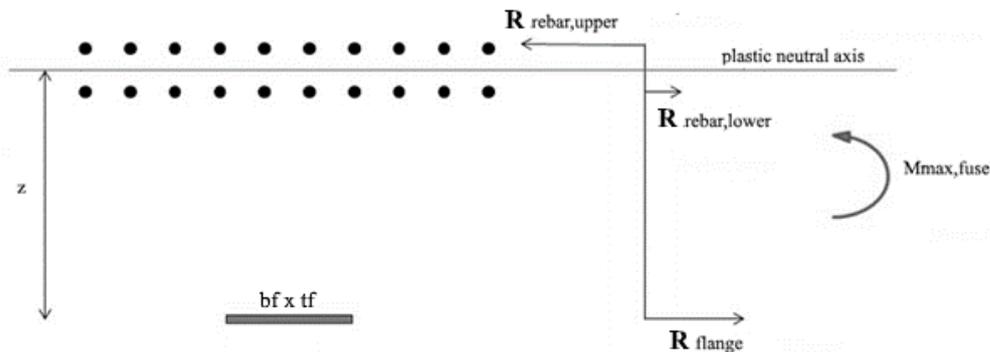


Abb. 5.13: Lage der plastischen Nulllinie

Das Knickverhalten der Sicherungsbleche kann durch die geometrische Schlankheit gesteuert werden, die nach Gl. 5.4 abhängig von der freien Knicklänge L_0 und der Dicke t_f des Flanschbleches ist.

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f} \quad \text{Gl. (5.4)}$$

wobei L_0 basierend auf dem Knickmechanismus der FUSEIS Elemente (siehe Abb. 5.14) mittels Gl. 5.5 berechnet werden kann.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2} M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} \quad \text{Gl. (5.5)}$$

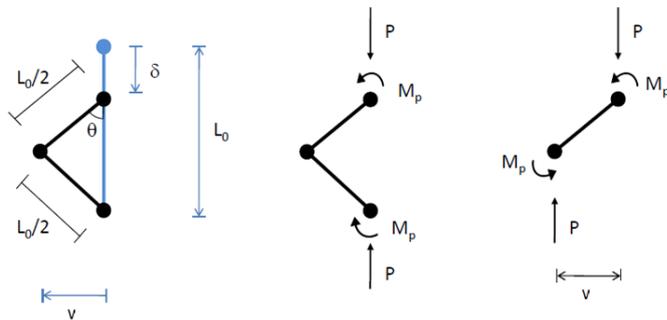


Abb. 5.14: Knickmechanismus des FUSEIS geschraubten Trägerstoßes basierend auf experimentellen Ergebnissen



Abb. 5.15: Versagensmechanismus während experimenteller Versuche

Die am Flanschblech angreifende Normalkraft kann berechnet werden zu:

$$P = \frac{M_p}{v} \quad \text{Gl. (5.6)}$$

Mit M_p als das plastische Moment des rechteckigen Querschnitts des Blechs, welches sich über folgende Gleichung berechnen lässt.

$$M_p = \frac{b_f * t_f^2}{4} * f_y \quad \text{Gl. (5.7)}$$

Für kleine Verschiebungen:

$$v = \sqrt{\frac{\delta * L_0}{2}} \quad \text{Gl. (5.8)}$$

$$\delta = L_0 * (1 - \cos \theta) \quad \text{Gl. (5.9)}$$

5.5 BEMESSUNGSREGELN

Basierend auf den experimentellen und analytischen Untersuchungen, welche während des FUSEIS-Projekts durchgeführt wurden, wurden Bemessungsregeln entwickelt, die alle notwendigen Informationen für eine konzeptionelle Bemessung angeben. Die Bemessung eines Gebäudes mit FUSEIS geschraubten Trägerstößen sollte mit den Anforderungen der entsprechenden EN übereinstimmen, insbesondere mit EN1993-1-8 [2].

Da der Schaden und die Energiedissipation nur aufgrund des plastischen Verhaltens der austauschbaren Teile, wie den FUSEIES Trägerstößen, auftreten soll, müssen nicht austauschbare Teile wie Träger und Stützen elastisch bemessen werden, um sicherzustellen, dass sie bei Erreichen der Widerstandskapazität der geschraubten Trägerstöße unbeschädigt bleiben. Andersherum müssen die Träger an der "Schnittstelle" zu den dissipativen Elementen lokal verstärkt werden, um jegliche Art von Schaden, der sich an den Öffnungen entwickeln könnte, zu reduzieren. Die lokale Verstärkung des Trägers kann aus zusätzlichen Stahlblechen bestehen, die an beiden Seiten des Steges und am unteren Flansch über dieselbe Länge wie die Sicherungsdeckbleche angeschweißt sind. Der Biegewiderstand der geschraubten Trägerstöße kann durch Festlegung des Wertes des Kapazitätsverhältnisses α der dissipativen Elemente ausgewertet werden.

5.5.1 Bemessung für nichtlineare elastische Analysen

Im Prozess der Gebäudebemessung sollten die Querschnitte der wesentlichen Tragwerkselemente zunächst für dasselbe Gebäude aber ohne dissipative Elemente unter Berücksichtigung der entsprechenden Grenzzustände vorbemessen werden. Die geschraubten Trägerstöße sollten dann an allen Trägerenden mit einbezogen werden, die zum MRF-System gehören.

5.5.1.1 Biegewiderstand der dissipativen Elemente

Da die Sicherungsbleche bei negativer Momentenbeanspruchung knicken können, ist das Biegeverhalten der dissipativen Elemente in den meisten Fällen asymmetrisch. Während des Erdbebens können beide Fälle auftreten und das globale Verhalten wird durch den niedrigeren Widerstand bestimmt. Daher besteht die Notwendigkeit, sowohl positive als auch negative Momentenwiderstände der dissipativen Elemente, $M_{Rd,fuse}^+$ bzw. $M_{Rd,fuse}^-$, zu berechnen. Das Knickverhalten der Sicherungsbleche kann durch die in Gl. 4.2 angegebene geometrische Schlankheit beeinflusst werden. Unter Annahme einer plastischen Verteilung der Kräfte für Biege-Schub-Interaktion sollte der Beitrag der Stegbleche der Sicherung zur Biegefestigkeit vernachlässigt werden. Der Biegewiderstand des geschraubten Trägerstoßes sollte durch eine elastisch-plastische Analyse unter Berücksichtigung eines geeigneten Wertes für α erzielt werden.

5.5.1.2 Bemessung des Flanschblechs

Die Abmessungen des Flanschblechs des geschraubten Trägerstoßes steuern den Biegemomentenwiderstand des Querschnitts der Sicherung und sind daher abhängig vom Wert des Kapazitätsverhältnisses der Einrichtung. Wenn die plastische Nulllinie mit dem Schwerpunkt der Längsbewehrung übereinstimmt, kann die Querschnittsfläche des Flanschblechs im Rahmen einer Vorbemessung durch folgenden Ausdruck abgeschätzt werden:

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}^+}{f_{yd} z} \quad \text{Gl. (5.10)}$$

Mit $M_{Rd,fuse}^+$ als das Widerstandsmoment des geschraubten Trägerstoßes bei positiver Momentenbeanspruchung, f_{yd} als die Bemessungsfießgrenze des Baustahls nach EN1993-1-1 und z als der Abstand zwischen dem Flanschblech und dem Schwerpunkt der Bewehrungsebenen (siehe Abb. 5.13). Der negative Biegemomentenwiderstand $M_{Rd,fuse}^-$ der dissipativen Elemente sollte über eine elastisch-plastische Analyse am Querschnitt mit einer abgewandelten Werkstoffbeziehung $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$ für die Flanschbleche gewonnen werden, gegeben durch:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = \min\{\sigma_t(\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\} \quad \text{Gl. (5.11)}$$

Mit $\sigma_t(\varepsilon)$ als die aus den experimentellen Zugversuchen gewonnene oder nach EN1993-1-5 Anhang C.6 bestimmte Spannungs-Dehnungsbeziehung und $\sigma_b(\varepsilon)$ als die Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Knicken, gegeben durch:

$$\sigma_b(\varepsilon) = \frac{f_{yd}}{\lambda_f \sqrt{2\varepsilon}} \quad \text{Gl. (5.12)}$$

Mit λ_f als die geometrische Schlankheit des Flanschblechs.

5.5.2 Bemessung für nichtlineare Analysen

5.5.2.1 Definition des Momentenverdrehungs-Diagramms

Das hysteretische Verhalten der geschraubten Trägerstöße wird definiert als Momentenverdrehungs-Diagramm, welche als Eingangsdaten zur Definition des nichtlinearen Verhaltens verwendet werden. Der Beitrag der Stegbleche sollte vernachlässigt werden. Damit kann das allgemeine hysteretische Verhalten des geschraubten Trägerstoßes wie in Abb. 5.16 definiert werden.

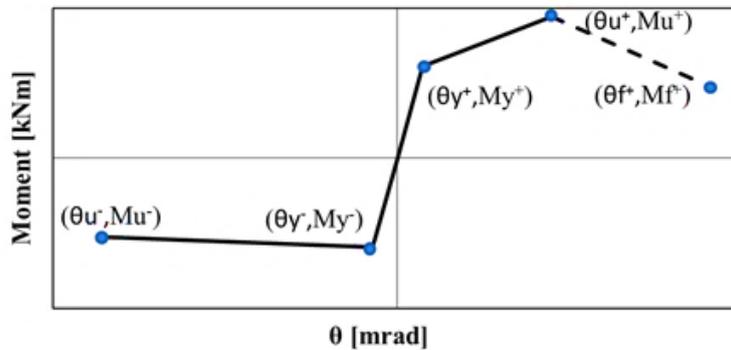


Abb. 5.16: Momentenverdrehnungs-Diagramm eines typischen geschraubten Trägerstoßes

5.5.2.1.1 Positives Biegemoment

Um das positive Biegemoment des geschraubten Trägerstoßes zu definieren, sollten die folgenden Annahmen berücksichtigt werden:

- Ebenbleiben des Querschnittes
- Die Sicherung verhält sich elastisch

Abb. 5.17 zeigt eine schematische Skizze des positiven Biegemoments des Flanschbleches des geschraubten Trägerstoßes.

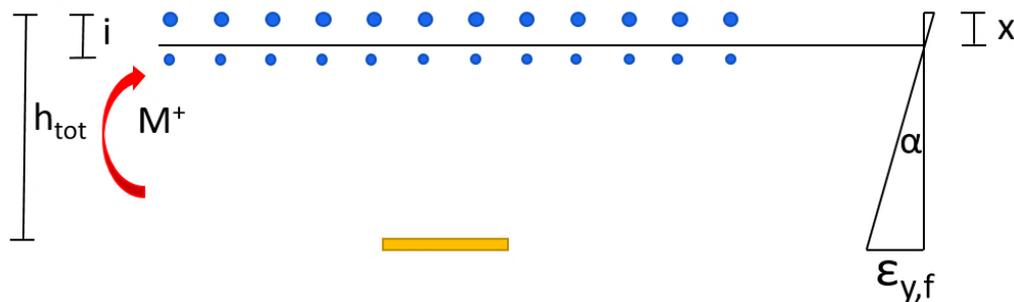


Abb. 5.17: Schematische Skizze des positiven Biegemoments des Flanschbleches des geschraubten Trägerstoßes

$$M_y^+ = f_{y,fuse} A_f (h_{tot} - x) + f_{y,fuse} A_s \frac{x^2}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse} A'_s \frac{(x - i)^2}{h_{tot} - x} \quad \text{Gl. (5.13)}$$

$$\theta_{y^+} = \arctan \left(\frac{\epsilon_{y,f} L_0 + \Delta}{h_{tot} - x} \right) \quad \text{Gl. (5.14)}$$

$$x = \frac{h_{tot} A_f + i A'_s}{A_f + A_s + A'_s} \quad \text{Gl. (5.15)}$$

Mit

- L_0 als die freie Knicklänge
- Δ als der lichte Abstand zwischen Öffnung und Schraube
- i als der Abstand zwischen zwei Bewehrungslagen
- t_f als die Dicke des Flanschblechs
- b_f als die Breite des Flanschblechs

h_{tot} als der Abstand zwischen der oberen Bewehrungslage und dem
 Mittelpunkt des Flanschblechs

gap als der Spalt in der Betondecke

A_s als die Fläche des oberen Bewehrungsstabs

A'_s als die Fläche des unteren Bewehrungsstabs

A_f als die Fläche des Flanschbleches

$$N = 0 = f_y A_f - A_s \sigma_s + A'_s \sigma'_s \quad \text{Gl. (5.16)}$$

$$M = M_y = f_y A_f (h_{tot} - x) - A_s \sigma_s x + A'_s \sigma'_s (i - x) \quad \text{Gl. (5.17)}$$

$$\alpha = \varepsilon_{y,f} / (h_{tot} - x) \quad \text{Gl. (5.18)}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \alpha x E_s \quad \text{Gl. (5.19)}$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s E'_s = \alpha (i - x) E_s \quad \text{Gl. (5.20)}$$

$$\varepsilon_s, \varepsilon'_s < \varepsilon_y \quad \text{Gl. (5.21)}$$

Die maximale Momentenverdrehung des Flanschbleches kann über die folgende Gleichung berechnet werden.

$$M_u^+ = f_{u,fuse} A_f h_{tot} \quad \text{Gl. (5.22)}$$

$$\theta_u^+ = 6\theta_y \quad \text{Gl. (5.23)}$$

Die maximale Verdrehung (θ_u^+) wurde durch die Abstimmung der experimentellen Ergebnisse und der analytischen Untersuchungen bestimmt.

Der Versagenspunkt kann bestimmt werden, wenn die maximale Zugspannung des Flanschblechs erreicht ist.

$$M_f^+ = 0,8 M_u^+ \quad \text{Gl. (5.24)}$$

$$\theta_f^+ = 2 \theta_u \quad \text{Gl. (5.25)}$$

Dieser Verdrehungswert wurde theoretisch angenommen, sodass er durch experimentelle Ergebnisse validiert werden muss.

5.5.2.1.2 Negatives Biegemoment

Das negative Biegemoment des druckbelasteten Flanschblechs welches zu Knicken führt (siehe Abb. 5.14), kann als Schnittstelle der elastischen Stabilität und der plastischen Wirkung bestimmt werden. Abb. 5.18 zeigt einen Überblick über die plastische Wirkung und elastische Stabilität. Dabei kann der plastische Mechanismus über Gl. 5.29 und Gl. 5.30 entsprechend berechnet werden.

$$N = N_{pl} * M_{pl} / (M_{pl} + N_{pl} * v) \quad \text{Gl. (5.26)}$$

$$v = \frac{1}{\left(1 - N/N_{cr}\right)} * v_0 \quad \text{Gl. (5.27)}$$

Mit

$$v_0 = L_0/1000 \quad \text{Gl. (5.28)}$$

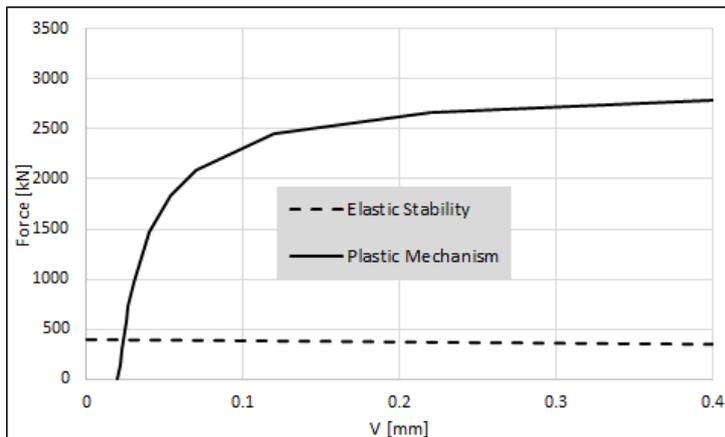


Abb. 5.18: Überblick über die plastisch Wirkung und elastische Stabilität

Schließlich kann die negative Biegemomentenverdrehung über die folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$M_y^- = N_{buckling} \left(h_{tot} - \frac{i}{2} \right) \quad \text{Gl. (5.29)}$$

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+} \quad \text{Gl. (5.30)}$$

Mit

$$K_y^+ = \frac{M_y^+}{\theta_y^+} \quad \text{Gl. (5.31)}$$

Der maximale Wert kann wie folgt bestimmt werden:

$$\theta_u^- = 12 \theta_y^- \quad \text{Gl. (5.32)}$$

Die maximale Verdrehung (θ_u^-) ergibt sich aus dem Abgleich der experimentellen Ergebnisse und der analytischen Untersuchungen.

Am Schnittpunkt der zwei Kurven (Abb. 5.18) kann $v_{buckling}$ bestimmt werden, welches mit dem Faktor 12 multipliziert die transversale Verschiebung des Flanschbleches verbunden mit Versagen (v_{lim}) ergibt. Durch Ersatz dieses Wertes in Gl. 5.32 entsteht die Druckkraft N_{lim} bei Versagen des Bleches. Schließlich ergibt sich das maximale negative Biegemoment:

$$M_u^- = M_y^- (N_{lim}/N_{buckling}) \quad \text{Gl. (5.33)}$$

5.5.2.2 Längsbewehrung

Die Längsbewehrung sollte so berechnet werden, dass sie elastisch bleibt, wenn die dissipativen Elemente den maximalen Widerstand entwickeln. Um Fließen in der Bewehrung zu vermeiden, muss deren Fläche so berechnet werden, dass die plastische neutrale Faser zwischen der oberen und der unteren Bewehrungslage der Decke liegt. Es wird empfohlen, die obere Bewehrungslage mit der doppelten Fläche der unteren Lage zu versehen. Es ist darauf zu achten, nur diejenigen Bewehrungsstäbe für den Biege­widerstand zu berücksichtigen, welche sich innerhalb der effektiven Breite des Betonflansches des Verbundträgers an den an die Sicherung angrenzenden Abschnitten befindet. Die effektiven Breiten werden nach EN1993-1-8 (7.6.3) und EN1994-1-1 (5.4.1.2) berechnet. Die Lage der plastischen Nulllinie wird durch eine elastisch-plastische Analyse des Querschnitts mit experimentell erhaltenen oder nach EN1993-1-5, Anhang C.6, gewonnenen Materialeigenschaften bestimmt. Die „Kein-Fließen“-Bedingung sollte überprüft werden, indem dem Querschnitt des geschraubten Trägerstoßes die plastische Krümmung χ_p in positiver Biegerichtung aufgezwungen wird, unter der Annahme, dass sich die maximale Dehnung ε_u des Baustahls am Flanschblech entwickelt. Die plastische Krümmung ist durch $\theta_p = L_0\chi_p$ gegeben, wobei θ_p die plastische Rotation ist. Die Überprüfung besteht in der Durchführung einer elastisch-plastischen Analyse und der Kontrolle, ob die Dehnungen ε_s in beiden Bewehrungslagen niedriger sind als die Fließdehnung ε_{sy} des Materials nach EN1993-1-1.

Schließlich kann die gesamte obere und untere Fläche des Bewehrungsstabes mit folgender Gleichung bestimmt werden.

$$A_{upper\ rebar} = 5 A_{flange\ plate} \frac{f_{yd}}{f_{sd}} \quad \text{Gl. (5.34)}$$

$$A_{lower\ rebar} = \frac{A_{upper\ rebar}}{2} \quad \text{Gl. (5.35)}$$

5.5.2.3 Bemessung des geschraubten Trägerstoßes für Schub

Allein die Stegbleche sollten für den Schubwiderstand der Sicherung betrachtet werden. Der Widerstand der Stegbleche sollte nach EN1993-1-1 (6.2.6) unter Berücksichtigung der Schubfläche A_v gleich der Querschnittsfläche der Stegbleche berechnet werden. Besondere Aufmerksamkeit sollte dem Schubbeulen gewidmet werden, wie in EN 1993-1-5 (5) vorgegeben. Für übliche Spannweiten in Gebäuden kann die Schubverformbarkeit vernachlässigt werden. Damit kann die Minimalfläche des Stegblechs der Sicherung über die folgende Gleichung bestimmt werden.

$$A_w = \frac{V_{Ed} \sqrt{3}}{f_{yd}} \quad \text{Gl. (5.36)}$$

Mit V_{Ed} als die Gesamtschubkraft

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} \quad \text{Gl. (5.37)}$$

$V_{Ed,M}$ ist die Schubkraft aufgrund des Biegemomentenwiderstands der Sicherung

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{fuse,Rd}^+ - M_{fuse,Rd}^-}{d} \quad \text{Gl. (5.38)}$$

$V_{Ed,G}$ ist die Schubkraft aufgrund der Schwerkraftbelastung und d ist der Abstand zwischen den Sicherungen. Die Überprüfung auf Schubbeulen kann durch folgende Gleichung erfolgen:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} \quad \text{Gl. (5.39)}$$

Dabei ist η ein Parameter, der bis einschließlich Stahlgüte S460 zu 1,2 angenommen werden kann. Für höhere Stahlgüten wird $\eta = 1,0$ empfohlen.

5.5.2.4 Bemessung der geschraubten Verbindung

Die Schrauben, die die Sicherungsplatten mit dem Träger verbinden, sollten so bemessen sein, dass sie elastisch bleiben, wenn die Sicherung ihr maximales Moment erreicht. Ungeachtet dessen, dass sie grundsätzlich austauschbare Teile sind, könnten irreversible plastische Verformungen an den Schrauben den Abschraubprozess, beim Versuch die Sicherungsplatte zu ersetzen, behindern. Diese sollten demnach elastisch bleiben und wie nicht-dissipative Elemente gehandhabt werden. Der nachfolgende Ausdruck sollte für nicht-dissipative geschraubte Verbindungen erfüllt sein:

$$F_{v,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n} \quad \text{Gl. (5.40)}$$

Mit $F_{v,Rd}$ als der Schubwiderstand je Schubfläche nach EN1993-1-8 [2] (siehe Tabelle 5.3), der mit der Fließgrenze f_{yd} der Schrauben berechnet wird, F_{Sd} als die Bemessungskraft der nicht-dissipativen Verbindungen und n als die Anzahl der Schrauben, die zur Übertragung der Schubkräfte verwendet werden. Die Schrauben sollten vorgespannt und so ausgelegt sein, dass sie sich wie Typ B Schubverbin-

dungen entsprechend EN1993-1-8 [2] (3.4 und 3.9) verhalten. Im Falle von hochfesten vorgespannten Schraubenverbindungen müssen diese den Regeln nach EN 14399 [1] genügen.

Tabelle 5.3: Streckgrenze und Bruchfestigkeit der Schrauben

Schraubenklassen	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

Die Schrauben sollten unter Schubeinwirkung entsprechend EN1993-1-8 [2] verifiziert werden.

$$F_{v,Rd} = n \frac{k f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Sd} \quad \text{Gl. (5.41)}$$

Mit n als die Anzahl der verbundenen Stirnflächen, γ_{M2} wird zu 1,25 angenommen und A_{res} als die Gesamtfläche, reduziert aufgrund der Löcher im Querschnitt senkrecht zu der einwirkenden Kraft. k ist gleich 0,5 für die Schraubenklassen 4.8, 5.8, 6.8 und 10.9 und gleich 0,6 für die Schraubenklassen 4.6, 5.6 und 8.8.

5.5.2.5 Zusätzliche Anmerkungen zur Auslegung

Auslegungsregeln, welche nicht in diesem Leitfaden erwähnt sind, sollten nach den Bestimmungen der entsprechenden EN berücksichtigt werden. Insbesondere sollte den Bestimmungen der EN1998-1 [3] hinsichtlich der Auslegung der Betondecke des Verbundträgers besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden. Die Querbewehrung der Betondecke des Verbundträgers sollte nach den Bestimmungen der EN1994-1-1 [4] und EN1998-1 [3] berechnet werden. Im Besonderen sollten diese unter Berücksichtigung der Schubfestigkeit der Verbundmittel und der auf dem Betonflansch und auf dem Stahlprofil wirkenden Normalkräfte gemäß den Bemessungsverfahren nach EN1994-1-1[4] (6.6.6) bemessen werden.

5.5.3 Bemessung für nichtlineare statische Analysen

Das für elastische Analysen verwendete Strukturmodell muss erweitert werden, um die Reaktion der Tragwerkselemente über den elastischen Zustand hinaus mit einzubeziehen und die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schadensverteilung abzuschätzen.

Der Fließgelenk-Modellierungsansatz kann für die nichtlinearen Modelle der Rahmen genutzt werden. An den End- und Mittelpunkten der Rahmenelemente sollten die nichtlinearen Materialeigenschaften konzentriert werden, wobei die von der genutzten Software für diesen Zweck bereitgestellten Möglichkeiten (d.h. Koppel- und Gelenkfedereigenschaften) genutzt werden. Träger- und Stützelemente sollten als Rahmenelemente modelliert und die Nichtlinearität sollte in den Fließgelenken

an ihren End- und Mittelpunkten konzentriert werden. Zur Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens der Fließgelenke können die in FEMA 356 [5] vorgeschlagenen allgemeinen Kraft-Verformungseigenschaften angewendet werden. Die Fließgelenkeigenschaften der Stützen sollten die Interaktion zwischen Normalkraft und Biegemoment berücksichtigen. Das multilineare plastische „Pivot“-Modell kann als Hysterese-Regel für die dissipativen Elemente verwendet werden. Die für das hysteretische Modell verwendeten Werte der Parameter sollten nach der Bestimmung der Abmessungen und Eigenschaften der dissipativen Elemente festgelegt werden. Abb. 5.19 zeigt das Simulationsmodell und die Anordnung verschiedener Elementtypen.

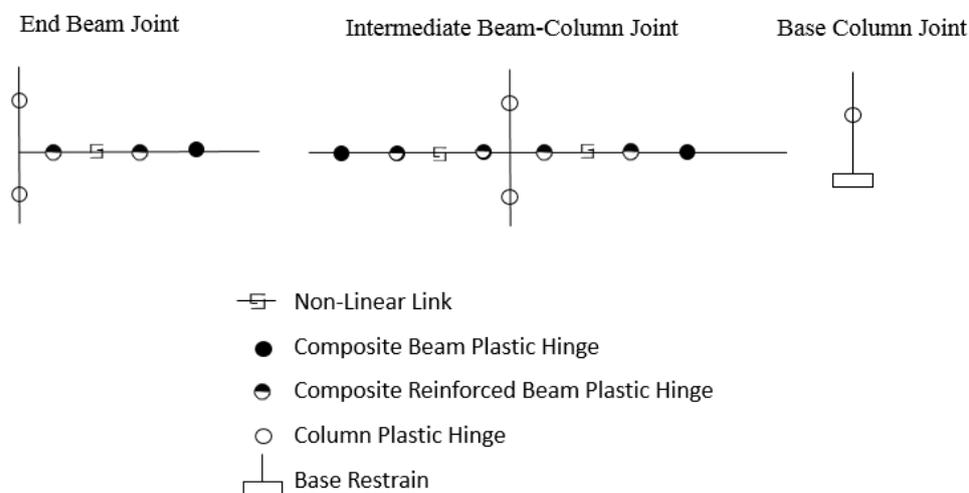


Abb. 5.19: Zusammenfassung des Modellierungsansatzes mit plastischen Fließgelenken

Mindestens zwei vertikale Verteilungen der seitlichen Erdbebenlasten sollten angewandt werden:

- „Gleichmäßiges“ Belastungsbild, basierend auf seitlichen Lasten, die sich proportional zur Masse verhalten, unabhängig der Höhe (gleichmäßige Reaktionsbeschleunigung);
- „Erste Eigenform“ affines Belastungsbild, proportional zu den seitlichen Lasten, welche übereinstimmen mit der seitlichen Kraftverteilung in betrachteter Richtung, bestimmt mittels elastischer Analyse.

5.5.4 Zusammenfassung des Bemessungsvorgehens

Um ein mit FUSEIS geschraubten Trägerstößen ausgestattetes Gebäude zu bemessen, müssen verschiedene Schritte durchgeführt werden.

Zuallererst muss ein herkömmliches Gebäude ohne dissipative Elemente vorbemessen und nach EC2, EC4 und EC8 verifiziert werden. Am Ende dieses Schrittes werden die Querschnitte der Stahlstützen und des Stahlbetonträgers gewählt. Unter Verwendung eines Bemessungsantwortspektrums, welches durch Reduktion des elastischen Antwortspektrums mittels eines Verhaltensbeiwerts, der nach EC8 (in

erster Iteration) angenommen wurde, gewonnen wurde, wird das Antwortspektrumverfahren (RSA) am Gebäude durchgeführt und das Biegemoment an den Enden des Trägers bestimmt. Diese Werte werden als Referenz für das notwendige Verhalten der dissipativen Trägerstöße hinsichtlich des Widerstandsmoments verwendet ($M_{Ed} \approx M_{y,fuse}$). Tatsächlich muss in dem Gebäude, welches Erdbebenbemessungseinwirkungen (GdT) ausgesetzt ist, die Ausnutzung der post-elastischen Ressourcen der dissipativen und reparierbaren Verbindungen gewährleistet werden. Es ist anzumerken, dass die Verteilung des Biegemoments infolge seismischer Beanspruchung nicht über alle Stockwerksebenen hinweg gleichmäßig ist, sodass die Träger der unteren Stockwerke stärker beansprucht werden als die der oberen. Dieser Umstand führt dazu, mehrere Referenzwiderstandsgrenzwerte für die Trägerstöße in mehrstöckigen Gebäuden zu verwenden. Daher sollten bei der endgültigen Auslegung des Tragwerkes die Trägerstoßabmessungen zu unteren Trägerebenen hin zunehmen, um einen globalen Versagensmechanismus zu aktivieren und den Beginn von spröden „weiches Geschoss“-Mechanismen zu vermeiden.

Mit Gl. 5.1 ist es möglich, die entsprechende Fläche der Flanschbleche zu jedem erforderlichen Momentenwiderstand zu berechnen. Wenn die Breite der Flanschbleche gleich oder ähnlich der Flanschbreite des bemessenen Stahlträgers gesetzt wird, kann die Dicke der FUSEIS Flanschbleche bestimmt werden. Folglich kann die freie Knicklänge der Trägerstöße nach Gl. 4.4 berechnet werden. Der Wert der freien Knicklänge, der für die Sicherungen des untersten Stockwerks gewonnen wurde, sollte für alle verschiedenen Trägerstöße über die gesamte Höhe des Tragwerkes angesetzt werden. Die gesamte Längsbewehrungsfläche $A_{sl,total}$ der Betondecke wird durch Gl. 5.25 bestimmt.

Nach der Festlegung der geometrischen Eigenschaften der Verbindungen, kann das nichtlineare Momentenverdrehungs-Diagramm für jede Trägerstoß-Konfiguration abgeleitet werden.

An diesem Punkt wird das Antwortspektrenverfahren durchgeführt, indem in Übereinstimmung mit dem jeweiligen Trägerstoß lineare elastische Federn mit einer Steifigkeit verwendet werden, welche der Anfangssteifigkeit des entsprechenden Momentenverdrehungs-Diagramms entsprechen.

Alle Nachweise (Schadensbegrenzung, Effekte nach Theorie zweiter Ordnung, Stabilitätsnachweis der Stützen, usw.) erfolgen nach EC8. Falls diese nicht erfolgreich sind, werden die vorherigen Schritte in iterativer Weise wiederholt, beginnend mit der neuen Festlegung des erforderlichen Verhaltens des dissipativen Trägerstoßes bezüglich des Momentenwiderstands und/oder der elastischen Steifigkeit.

Sobald alle Nachweise erfolgreich sind, wird eine nichtlineare statische Analyse durchgeführt, um das nichtlineare Verhalten der dissipativen Elemente zu bewerten, den Beginn einer gleichmäßigen Plastizierung der Trägerstöße über das gesamte

Gebäude zu überprüfen und den anfangs angenommenen Verhaltensbeiwert zu validieren.

5.6 BERECHNUNG UND BEMESSUNG VON 2D RAHMEN

Um das Verhalten von Stahl-Beton-Verbundrahmen mit dissipativen geschraubten Trägerstößen (FUSEIS) zu untersuchen und den Beitrag der Sicherungen zur Energiedissipation zu prüfen, werden in diesem Abschnitt drei Gebäude mit unterschiedlicher Höhe untersucht. Alle Gebäude besitzen eine Stahlbetondecke und Nebenträger, die die Belastung zu den Hauptrahmen leiten, an welchen die innovativen geschraubten Trägerstöße angebracht sind.

5.6.1 Fallstudien

Es wurden drei Musterkonfigurationen gewählt, die vertikal regelmäßig sind und einen rechteckigen Grundriss besitzen. Sie werden als gewöhnlich Bürogebäude (Klasse B) betrachtet und werden nach EN1993-1 [6] /EN1998-1 [3] sowie der entsprechenden Bemessungsrichtlinie des dissipativen Systems ausgelegt. Wie folgt umfassen die Fallstudien drei Konfigurationen:

- 2 Stockwerke, niedriges Gebäude
- 4 Stockwerke, mittleres Gebäude
- 8 Stockwerke, hohes Gebäude

5.6.1.1 Geometrie und allgemeine Annahmen

Für alle Gebäude wurde ein gemeinsamer Grundriss gewählt. Die Anzahl der Felder in beiden Richtungen beträgt drei mit einer Stützweite von jeweils 8 m. Die Höhe jedes Stockwerks beträgt 4 m. Sie bestehen aus einem biegesteifen Stahl-Beton-Verbundrahmen in Y-Richtung und aus mit konzentrischen Verbänden ausgesteiften Stahlrahmen im mittleren Feld in X-Richtung. FUSEIS geschraubte Trägerstöße sind am Ende aller Träger im Tragwerk in Y-Richtung enthalten, während die INERD™-Vorrichtung am Ende aller Diagonalstreben aus Stahl in X-Richtung angebracht ist. Das durch konzentrische Verbände aussteifende System wird angeordnet, um die Stützen bei Biegung um ihre schwache Achse zu unterstützen, und die FUSEIS 2-1 werden in der Richtung angebracht, entlang welcher die Stütze mit Biegung um ihre starke Achse belastet werden. Abb. 5.20 und Abb. 5.21 stellen die Mustertragwerke und die Ansicht der untersuchten 2/4/8-stöckigen Gebäude dar.

5.6.1.2 Materialien

5.6.1.2.1 Nicht-dissipative Zonen

Die in den drei Gebäuden verwendeten Materialien sind nachfolgend aufgeführt:

- Baustahl: S355
- Beton: C25/30
- Stahlverkleidung: Fe320
- Stahlbewehrung: B500C

5.6.1.2.2 Dissipative Zonen

Während des Erdbebens wird erwartet, dass die dissipativen Zonen vor den anderen Zonen, d.h. den nicht-dissipativen Zonen, plastizieren. Daher muss die Fließgrenze $f_{y,max}$ der dissipativen Zonen Gl. 5.42 nach EC 1998-1 erfüllen.

$$f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} f_y \quad \text{Gl. (5.42)}$$

mit

γ_{ov} als der Überfestigkeitsfaktor, der empfohlene Wert beträgt 1,25

f_y als die Nennstreckgrenze von Stahl

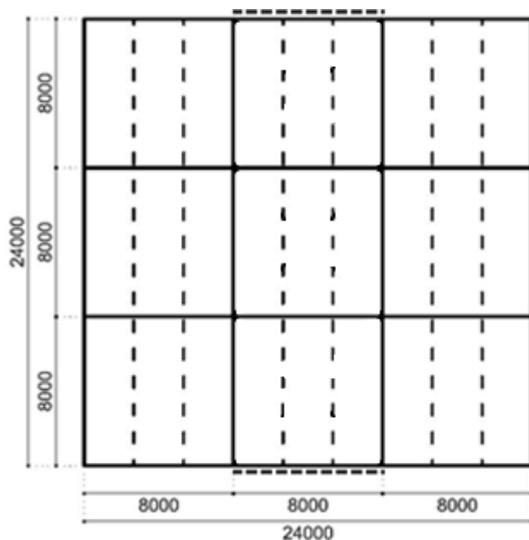


Abb. 5.20: Grundriss der 2/4/8-stöckigen Mustertragwerke

Abb. 5.21: Ansicht der 2/4/8-stöckigen Mustertragwerke

5.6.1.3 Belastung und Lastkombinationen

Eine Zusammenfassung der angesetzten Lasten ist nachfolgend gegeben:

- Eigenlasten:

2,75 kN/m² Verbunddecke und Stahlverkleidung

- Auflasten:

Gebäudetechnik, Decke, Doppelboden: 0,70 kN/m² für mittlere Stockwerke

1,00 kN/m² für Obergeschoss

Außenwände 4,00 kN/m

- Verkehrslasten:

Büros (Klasse B): 3,00 kN/m²

Verschiebliche Trennwände 0,80 kN/m²

Gesamte Verkehrslasten: 3,80 kN/m²

Schneelast wird vernachlässigt.

- Seismische Last:

Bedeutungsbeiwert: $\gamma_I = 1,0$

Spitzenbodenbeschleunigung: $\alpha_{gR} = 0,20 \cdot g$

Geländetyp C – Typ 1 Spektrum:

$S = 1,15$ $T_B = 0,20 \text{ s}$ $T_C = 0,60 \text{ s}$ $T_D = 200 \text{ s}$

Unterer Grenzwert: $\beta = 0,2$

Vertikale Bodenbeschleunigung wird vernachlässigt.

Verhaltensbeiwert $q = 4$

5.6.1.4 Simulation

Ein Gebäude mit FUSEIS 2-1 kann mit einem linear-elastischem Modell durch geeignete Balkenelemente simuliert werden. Die Simulation wurde basierend auf den Bemessungsregeln durchgeführt, die sicherstellen sollen, dass Fließen in den dissipativen Elementen auftritt bevor es irgendwo anders zu Fließen oder Versagen kommt. Daher basiert die Bemessung der Gebäude mit FUSEIS 2-1 auf der Annahme, dass die Sicherungen in der Lage sind die Energie durch Bildung von plastischen Biegemechanismen zu dissipieren.

Die Modellierung der Gebäude erfolgte mit dem Finite-Elemente-Programm SAP2000. Alle Träger und Stützen wurden mit Balkenelementen modelliert, während für die Verteilung der Flächenlasten querschnittsfreie Schalenelemente verwendet wurden.

5.6.2 Bemessung von Gebäuden mit FUSEIS geschraubten Trägerstößen

Die Berechnung und Bemessung der Gebäude wurden mit dem Finite-Elemente-Programm SAP2000 durchgeführt. Die Verbunddecken wurden mit dem Programm SymDeck Designer bemessen, das Bauphasen sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt. Stützen werden als Stahlbauteile bemessen, wobei deren Querschnitt je nach Stockwerk und Gebäude variiert. Die verwendeten Querschnitte sind in Tabelle 5.4, Tabelle 5.5 und Tabelle 5.6 ausführlich dargestellt.

Für alle Stockwerke und Gebäude wurde für den Hauptverbundträger ein IPE450 gewählt. Nebenträger sind ebenfalls Verbundträger und gelenkig gelagert mit einem Stahlprofil HEA200. Die Bauphasen waren entscheidend für die Bemessung dieser Träger, sodass temporäre Lager platziert werden mussten, um die Biegeverformung und somit die Querschnittsgröße zu reduzieren. Für alle Stockwerke wurden Verbunddecken verwendet. Sie wurden für alle möglichen Situationen nach den Bestimmungen von Eurocode 4 bemessen und geprüft und es ergab sich, dass während der Bauphasen keine temporären Lagerungen erforderlich sind. Abb. 5.22 zeigt den Verbunddeckenquerschnitt. Die Dicke des Stahlblechs beträgt 0,80 mm und die Längsbewehrung wird zu $\varnothing 8/100$ gewählt. Es wird angenommen, dass der Stahlträger mit vollständigem Verbund an die Betondecke angeschlossen ist.

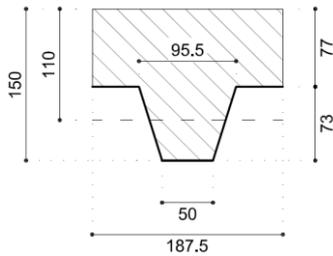


Abb. 5.22: Verbunddeckenquerschnitt

Um sowohl statische als auch seismische Lastkombinationen für das Gebäude ohne dissipative Trägerstöße zu überprüfen, werden die angesetzten Stahlstützenprofile in den nachfolgenden Tabellen angegeben.

Tabelle 5.4: Stützenquerschnitte für das zweistöckige Gebäude

Stockwerk	Mitte	Rand
1-2	HEM360	HEB360

Tabelle 5.5: Stützenquerschnitte für das vierstöckige Gebäude

Stockwerk	Mitte	Rand
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360

Tabelle 5.6: Stützenquerschnitte für das achtstöckige Gebäude

Stockwerk	Mitte	Rand
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Wie in Abschnitt 5.4 angegeben, ist das Bemessungsverfahren zur Bestimmung der Eigenschaften der dissipativen Trägerstöße iterativ. Während des Bemessungsverfahrens bestimmen zwei Hauptparameter der Verbindungen die Nachweise: Der Biegemomentenwiderstand und die elastische Anfangssteifigkeit der FUSEIS Trägerstöße.

Sobald der zur Verifizierung des Tragwerks erforderliche Biegemomentenwiderstand und Steifigkeitsgrad bestimmt wurde, konnten die geometrischen Eigenschaften der Trägerstöße endgültig festgelegt werden.

Für die Festlegung des Trägerstoßes Nr.1 wird für die ersten vier Stockwerke des 8-stöckigen Gebäudes ein Beispiel angegeben. Basierend auf Gl. 5.4 wird die Fläche des Flanschblechs unter Berücksichtigung des erforderlichen Widerstands unter negativer Momentenbelastung (230 kNm) berechnet.

Der Hebelarm z wird von dem Mittelpunkt der Verdrehung in der Mitte der Bewehrung zu dem in der Mitte des Flanschbleches berechnet:

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450\text{mm} + 73\text{mm} + \frac{77}{2}\text{mm} = 561,5\text{ mm}$$

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}^-}{f_{yd} z} = \frac{230 \times 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{235}{1,15} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 561,5 \text{ mm}} = 2004 \text{ mm}^2$$

Nach Festlegen der Flanschblechbreite zu 170 mm, was geringfügig kleiner als die Flanschbreite des Stahlträgers IPE450 (190 mm) ist, wird die Dicke des Bleches bestimmt.

$$t_{f,fuse} = \frac{2004 \text{ mm}^2}{170 \text{ mm}} = 11,79 \text{ mm}$$

Somit wird eine Blechdicke von 12 mm gewählt.

Tabelle 5.7: Abmessungen der Flanschbleche und ihre Verteilung über die Höhe für das achtstöckige Gebäude

Stockwerk	Trägerstoß Nr.	Abmessungen [mm]
1-4	1	170x12
5-6	2	170x10
7-8	3	170x8

Tabelle 5.8: Abmessungen der Flanschbleche und ihre Verteilung über die Höhe für das vierstöckige Gebäude

Stockwerk	Trägerstoß Nr.	Abmessungen [mm]
1-2	2	170x10
3-4	3	170x8

Tabelle 5.9: Abmessungen der Flanschbleche und ihre Verteilung über die Höhe für das zweistöckige Gebäude

Stockwerk	Trägerstoß Nr.	Abmessungen [mm]
1-2	3	170x8

Die freie Knicklänge berechnet sich auf Basis von Gl. 4.4 für den Trägerstoß Nr.1, der sich im unteren Stockwerk befindet.

$$L_0 = \frac{2 \sqrt{2} M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} = \frac{2 \sqrt{2} x \left(\frac{1}{4}\right) x 170 \text{ mm} x 12 \text{ mm}^2 x 235 \text{ N/mm}^2}{12 \text{ mm} x 170 \text{ mm} x 235 \text{ N/mm}^2 x \sqrt{0,002}} = 189,73 \text{ mm}$$

Somit wird eine freie Knicklänge von 200 mm für alle Trägerstoßknotenpunkte angesetzt.

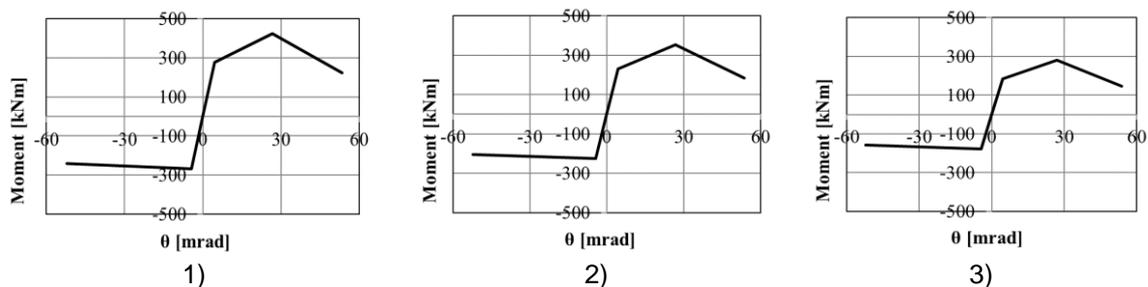


Abb. 5.23: Hystereseregeln der Trägerstöße bezüglich der Momentenverdrehung
 1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Sobald alle geometrischen Parameter unter Verwendung der Gleichungen aus Abschnitt 5.3.1 bestimmt wurden, ist das nichtlineare Momentenverdrehungs-Verhalten der bemessenen Trägerstöße vollständig festgelegt.

Die Haupteigenschaften sind in den folgenden Abbildungen zusammengefasst.

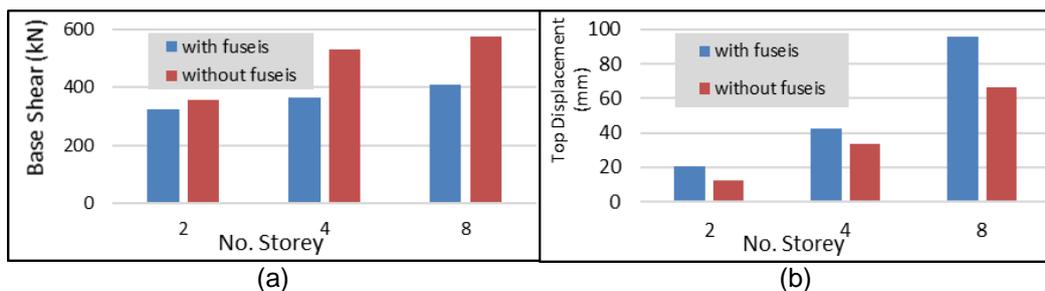


Abb. 5.24: Widerstandskapazitätsgrad (a) und elastische Steifigkeit für Trägerstöße 1, 2 und 3 (b)

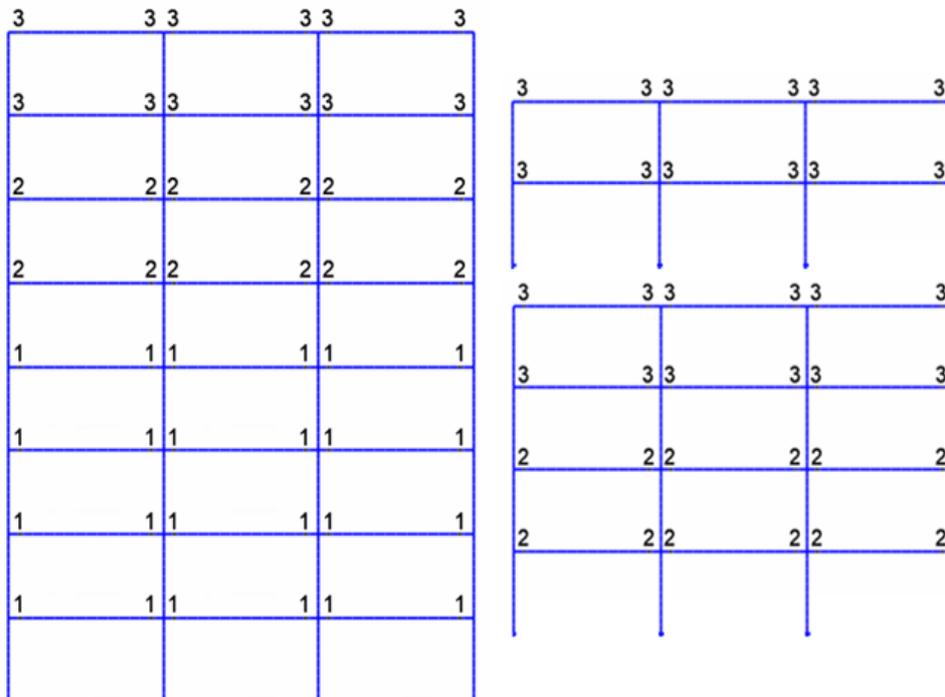


Abb. 5.25: Verteilung der angesetzten geschraubten Trägerstöße

Die Stegbleche des geschraubten Trägerstoßes sind nur auf Schubkraftwiderstand bemessen. Entsprechend dem Prinzip der Kapazitätsbemessung hängen die maximalen Schubkräfte, die sich an den Trägerenden entwickeln können, von den Widerstandskapazitäten der Träger ab. Die minimal erforderliche Fläche des Stegblechs des geschraubten Trägerstoßes hinsichtlich Schubkraft ergibt sich nach Abschnitt 5.5.2.3 wie folgt:

Stegblechabmessungen = 170 x 6 mm

Die Bemessung muss sicherstellen, dass die Bewehrung elastisch bleibt. Zur Optimierung der Lösung sollte ein iteratives Verfahren verwendet werden, mit dem Ziel, die Bewehrungsmenge zu reduzieren. Die nachfolgenden Werte wurden geschätzt. Anzumerken ist, dass nur die Bewehrungsstäbe, welche innerhalb der effektiven Breite der Decke liegen, für den Biege­widerstand verantwortlich sind.

Tabelle 5.10: Fläche der Längsbewehrung in den Trägerstößen

Trägerstoß Nr.	A _{upper} Bewehrung [mm ²]	A _{lower} Bewehrung [mm ²]
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

5.6.2.1 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung stellt den Schutz nicht-tragender Elemente bei Erdbebenbelastung sicher. Sie bietet eine Schadensabschätzung für verschiedene Leistungsniveaus und definiert die Steifigkeitsverteilung

innerhalb des Tragwerks und somit die Größe und den Typ der verwendeten Querschnitte.

Abb. 5.26 zeigt die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen, die nach den in EC8 festgelegten Vorgaben begrenzt sind.

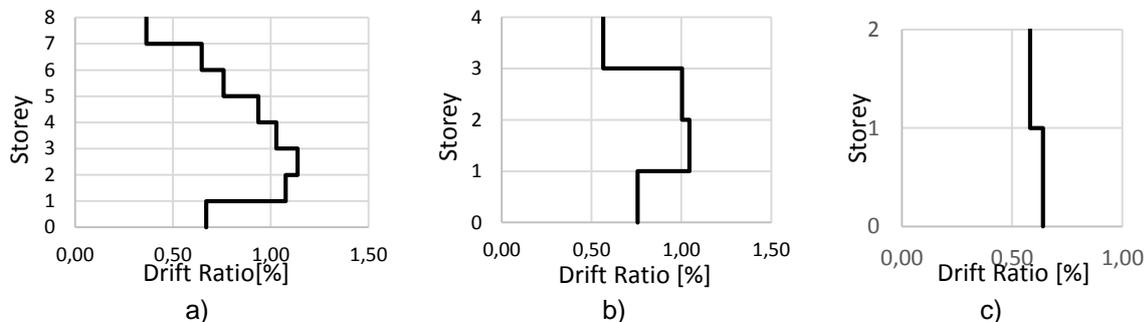


Abb. 5.26: Verhältnis maximaler gegenseitiger Stockwerksverschiebungen für herkömmliche Rahmen und Gebäude mit Trägerstößen

5.6.2.2 P-Delta Effekte

Nach EC8 können Effekte nach Theorie zweiter Ordnung über folgende Gleichung bewertet werden:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad \text{Gl. (5.43)}$$

Mit

θ als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung,

P_{tot} als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des in der Erdbeben-Bemessungssituation betrachteten Geschosses,

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung, ermittelt als Differenz der mittleren horizontalen Verschiebungen d_s oben und unten im betrachteten Geschoss,

V_{tot} als Gesamterdbebens Schub des Stockwerks,

h als Geschosshöhe.

Es ist anzumerken, dass der Wert des Koeffizienten 0,3 nicht überschreiten sollte. Tabelle 5.11, Tabelle 5.12 und Tabelle 5.13 geben die berechneten Empfindlichkeitsbeiwerte für alle untersuchten Gebäude an.

Tabelle 5.11: Verschiebungsempfindlichkeit für achtstöckiges Gebäude

Stockwerk	Verschieb. [m]	Δ Verschiebung _{real} [m]	d_r / h	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	θ	Kontrolle
1	0,0075	0,030	0,008	346	7205	0,16	< 0,3
2	0,0142	0,057	0,014	336	6294	0,27	< 0,3
3	0,0158	0,063	0,016	316	5383	0,27	< 0,3
4	0,0150	0,060	0,015	287	4473	0,23	< 0,3

5	0,0139	0,056	0,014	248	3564	0,20	< 0,3
6	0,0121	0,048	0,012	199	2653	0,16	< 0,3
7	0,0103	0,041	0,010	139	1742	0,13	< 0,3
8	0,0070	0,028	0,007	71	834	0,08	< 0,3

Tabelle 5.12: Verschiebungsempfindlichkeit für vierstöckiges Gebäude

Stockwerk	Verschieb. [m]	Δ Verschiebung _{real} [m]	d_r / h	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	θ	Kontrolle
1	0,008298	0,033	0,008	230	3531	0,13	< 0,3
2	0,014198	0,057	0,014	206	2631	0,18	< 0,3
3	0,014495	0,058	0,014	158	1731	0,16	< 0,3
4	0,010212	0,041	0,010	87	829	0,10	< 0,3

Tabelle 5.13: Verschiebungsempfindlichkeit für zweistöckiges Gebäude

Stockwerk	Verschieb. [m]	Δ Verschiebung _{real} [m]	d_r / h	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	θ	Kontrolle
1	0,009082	0,036	0,009	152	1722	0,10	< 0,3
2	0,011675	0,047	0,012	117	824	0,08	< 0,3

5.6.3 Nichtlineare statische Analysen

Die Pushover Berechnung ist eine nichtlineare statische Analyse, die unter der Bedingungen konstanter Schwerkraftbelastung unter monoton zunehmender horizontaler Belastung durchgeführt wird. Sie wird zur Verifizierung oder Revision der Überfestigkeitsverhältniswerte (α_u / α_1) und zur Abschätzung der erwarteten plastischen Gelenke und der Schadensverteilung verwendet.

Zu Beginn sollte eine Pushover -Analyse (nichtlineare statische Berechnung) durchgeführt werden, um statistische Daten über die Tragwerksüberfestigkeit "Ω" sowie den duktilitätsabhängigen Faktor "μ" zu erhalten. Diese Daten können dann durch weiterführende nichtlineare Analysen verbessert werden.

5.6.3.1 Auswertung des nichtlinearen Verhaltens der Rahmen

Die numerischen Ergebnisse zeigen, dass die Anzahl an Fließgelenken und deren Verteilung über die Höhe für die verschiedenen herkömmlichen Tragwerke ähnlich sind. Wie bei herkömmlichen Rahmen basierend auf den Bemessungsregeln nach EC8 erwartet, bildeten sich Fließgelenke an den Trägerenden und an den Stützenfußpunkten am Fundament. Während sich die plastische Verformung hauptsächlich auf die Trägerstöße konzentriert, bleiben die Hauptelemente im elastischen Bereich, womit letztere vor jeglicher Art von Schaden geschützt sind. Anzumerken ist, dass für Rahmen mit Trägerstößen die Ausbildung der plastischen Gelenke annähernd gleichzeitig in allen Stockwerken auftritt (siehe Abb. 5.29), sodass die Verhinderung eines weichen Geschossmechanismus gewährleistet ist. Abb. 5.27 zeigt die Pushover-Kurve der untersuchten Gebäude mit geschraubten Trägerstößen.

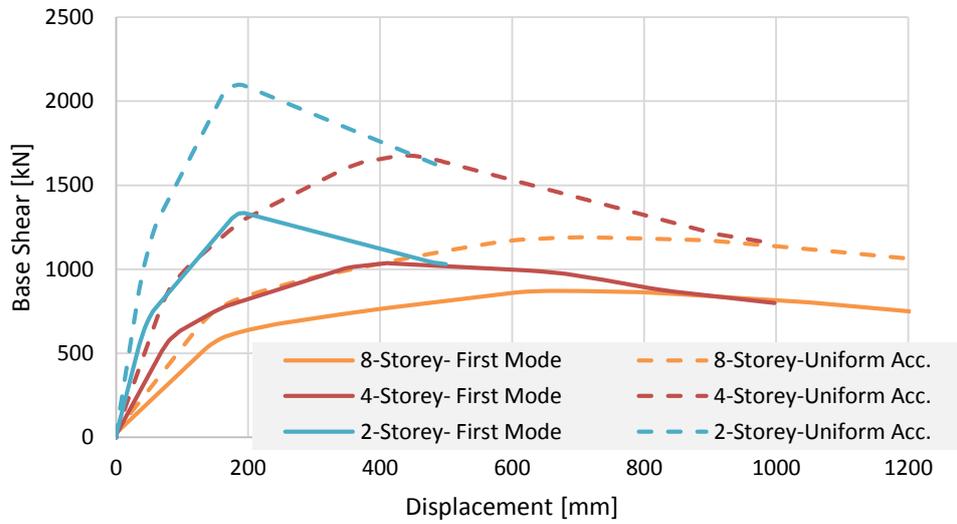


Abb. 5.27: Pushover-Kurve für 2-, 4- und 8-stöckiges Gebäude

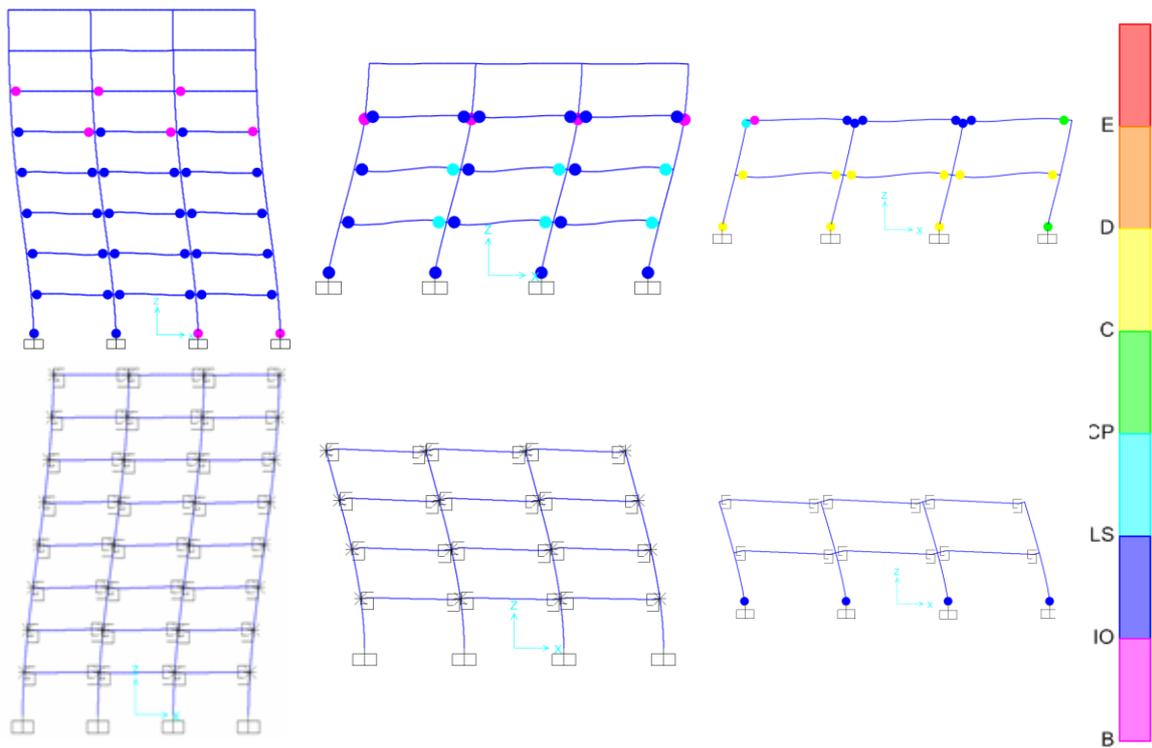


Abb. 5.28: Nichtlineare Pushover Analyse – Bildung von Fließgelenken bei einer Verschiebung von 60 cm ($\delta = 60$ cm), (oben) herkömmliche Tragwerke (unten) Gebäude mit geschraubten Trägerstößen

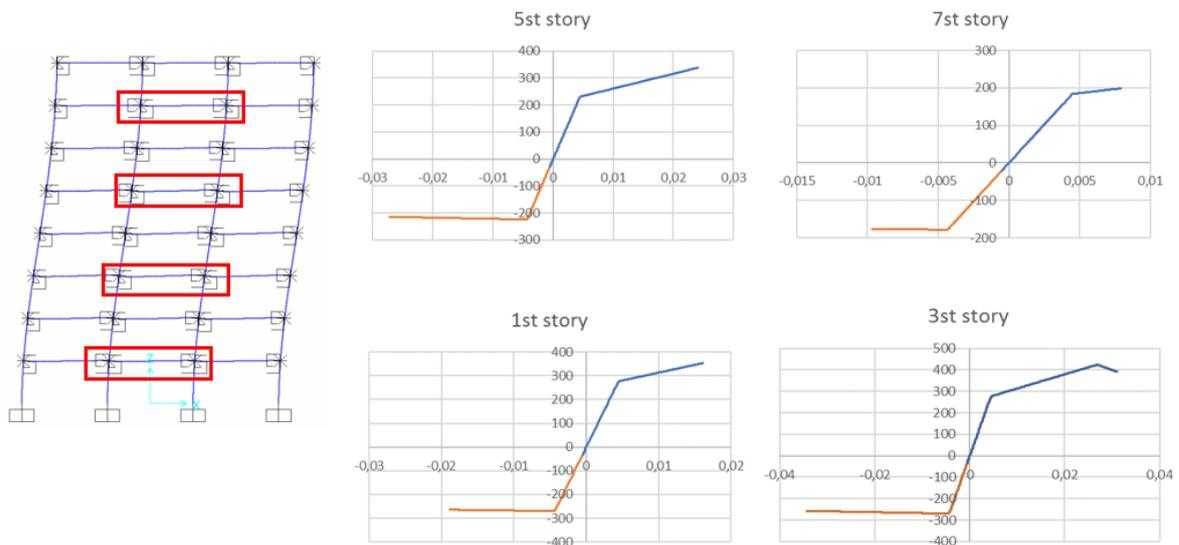


Abb. 5.29: Globaler plastischer Mechanismus bei $\delta = 60$ cm

5.6.3.2 Auswertung des Verhaltensbeiwerts q

Ein vorläufiger Wert des q -Faktors kann aus der Berechnung gewonnen werden, indem die klassische Entkopplung von Überfestigkeit (Ω) und Duktilitätsverhaltensbeiwert (q) verwendet wird: $q_{\text{stat}} = q \cdot \Omega$. Wenn der geschätzte q_{stat} -Faktor mehr als 20% von dem ursprünglich angenommenen Wert für die Bemessung eines der Mustertragwerke abweicht, kann eine erneute Bemessung erforderlich sein.

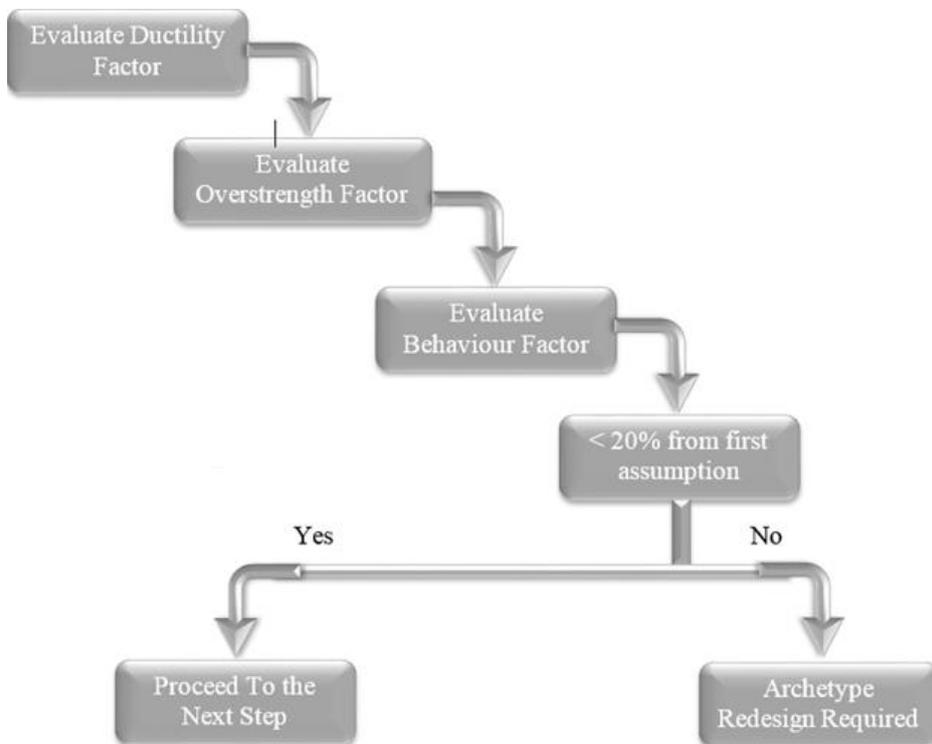


Abb. 5.30: Ablaufschema zur Evaluierung des vorläufig angenommen Verhaltensbeiwerts

Ein Verhaltensbeiwert ist ein Kraftreduktionsfaktor, mit welchem das lineare Spektrum zum äquivalenten nichtlinearen Spektrum abgewandelt wird. Dieser Verhaltensbeiwert, der von einigen Wissenschaftlern auch als Reduktionsbeiwert bezeichnet wird, spielt für die Bestimmung der Bemessungslasten für das Tragwerk eine wichtige Rolle. Der Wert des q -Faktors ist unmittelbar verbunden mit der Duktilität, Redundanz, viskosen Dämpfung und Überfestigkeit aller Tragwerkselemente. Diese Parameter haben einen großen Einfluss auf die Energiedissipationskapazität des Tragwerks.

Der Verhaltensbeiwert kann als Produkt des Duktilitäts- und Überfestigkeitsbeiwerts mittels folgender Gleichung berechnet werden:

$$q = q_{\Omega} \cdot q_{\mu} \cdot q_{\xi} \quad \text{Gl. (5.44)}$$

Mit

q_{Ω} ein überfestigkeitsabhängiger Beiwert, auch Festigkeitsreduktionsbeiwert genannt

q_{μ} ein duktilitätsabhängiger Beiwert, auch als Funktion der Verschiebungsduktilität ausgedrückt

q_{ξ} der zulässige Spannungsbeiwert, auch Dämpfungsreduktionsbeiwert genannt, welcher theoretisch als ein Einheitsfaktor definiert werden kann (unter Annahme der Verwendung desselben Dämpfungsgrades sowohl für die elastische als auch für die inelastische Berechnung).

Aus verschiedenen Methoden aus Literatur und Normen zur Berechnung dieser Beiwerte, wird eine dieser Möglichkeiten dargestellt und erläutert, um die Verhaltensbeiwerte der Fallstudien zu bestimmen.

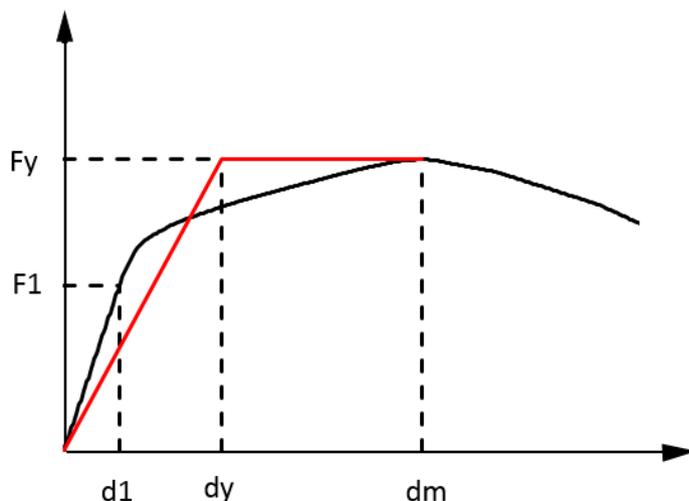


Abb. 5.31: Definition des Verhaltensbeiwerts

Mit Bezug auf Abb. 5.31 kann eine angemessene Abschätzung des Kraftreduktionsbeiwerts wie folgt bestimmt werden:

$$q_{\Omega} = \frac{F_y}{F_1} \quad \text{Gl. (5.45)}$$

Mit

F_y als die Festigkeit entsprechend der idealisierten bilinearen Fließgrenze, welche als der maximale Fundamentalschub angenommen werden kann.

$$F_y = F_m \quad \text{Gl. (5.46)}$$

F_m als die maximale tatsächliche Festigkeit des Tragwerks

F_1 als die Festigkeit korrespondierend zum ersten signifikanten Fließen, wo das erste Element innerhalb des Tragwerks die plastische Zone erreicht.

Der Duktilitätsreduktionsbeiwert q_{μ} nach Newmark und Hall [7] kann als Systemduktilität μ in Bezug zur Grundeigenschwingdauer T ausgedrückt werden, wie in den folgenden Gleichungen vorgeschlagen:

$$\begin{aligned} q_{\mu} &= 1,0 && \text{(für } T < 0,03 \text{ s)} \\ q_{\mu} &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{(für } 0,03 \text{ s} < T < 0,5 \text{ s)} \\ q_{\mu} &= \mu && \text{(für } T > 0,5 \text{ s)} \end{aligned} \quad \text{Gl. (5.47)}$$

Die Systemduktilität μ kann mittels der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \quad \text{Gl. (5.48)}$$

mit

d_m als die maximale Verschiebung korrespondierend zur maximalen tatsächlichen Schubkraft

d_y als die Verschiebung korrespondierend zur idealisierten bilinearen Fließgrenze

$$d_y = 2\left(d_m - \frac{E_m}{F_y}\right) \quad \text{Gl. (5.49)}$$

E_m ist die Fläche unter der Kurve bis zu d_m

Tabelle 5.14: Berechnung der Verhaltensbeiwerte für das zwei-, vier- und achtstöckige Gebäude

	8-stöckig	4-stöckig	2-stöckig	
d_m [mm]	660,55	412,35	193,16	
d_y [mm]	329,06	222,68	131,88	
F_m [kN]	870,73	1037,53	1335,92	
F_y [kN]	870,73	1037,53	1335,92	
F_1 [kN]	525,59	515,636	549,55	
d_1 [mm]	135,15	69,43	35,06	Durchschnitt
μ	2,01	1,85	1,46	1,77
Ω	1,66	2,01	2,43	2,03
q	3,33	3,73	3,56	3,53
			Streuung	4,3%

Tabelle 5.14 stellt die Berechnung der vorläufigen Verhaltensbeiwerte für die drei untersuchten Gebäude mit geschraubten Trägerstößen dar. Der berechnete durchschnittliche Verhaltensbeiwert liegt bei 3,53 mit einer Streuung von 4,3 %. Es ist jedoch hervorzuheben, dass die in Tabelle 5.14 zusammengefasste Auswertung des Verhaltensbeiwerts nur auf einem mehrerer möglicher Verfahren basiert, und zwar auf dem in diesem Kapitel vorgestellten. Im Rahmen des INNOSEIS Forschungsprojekts wurde ein konsistenteres Auswertungsverfahren des q -Beiwerts entwickelt, wobei mehrere Methoden die in Literatur und aktuellen Erdbebennormen aufgeführt werden berücksichtigt wurden, um ein verlässliches Verfahren zur Bestimmung des endgültigen Wertes des Verhaltensfaktors zu definieren.

5.7 ANWENDUNGSFELD

Die innovativen dissipativen Sicherungen können in mehrgeschossigen Stahl-Beton-Verbundtragwerken angewendet werden. Eine optimierte Konfiguration besteht aus einem biegesteifen Stahl-Beton-Verbundrahmen in der einen Richtung (für gewöhnlich entlang der starken Achse der Stützen) und konzentrischen Aussteifungen in der anderen Richtung (für gewöhnlich entlang der schwachen Achse der Stützen). In dieser Richtung ist das Tragwerk im Allgemeinen gelenkig, gekennzeichnet durch gelenkige Träger-Stützen-Anschlüsse. FUSEIS geschraubte Trägerstöße sind im Tragwerk an allen Trägerenden in Richtung des biegesteifen Rahmens angebracht.

5.8 FAZIT

Die entwickelten geschraubten Sicherungen erwiesen sich als sehr leicht zu ersetzen und zeigten gute Leistungsdaten hinsichtlich Duktilität, Steifigkeit, Energiedissipation und Widerstand. Die FUSEIS geschraubten Trägerstöße schützten erfolgreich die Mehrheit der nicht-austauschbaren Elemente, die im Allgemeinen wie vor-

gesehen im elastischen Bereich blieben, was durch die Konzentration des plastischen Verhaltens auf die Sicherungsbleche erreicht wurde. Diese Sicherungen erwiesen sich zudem als leicht herzustellen, einzubauen und zu ersetzen.

Die dissipativen Elemente sind leicht austauschbar, wenn sie nach einem starken Erdbeben beschädigt sind. Das Ein- und Ausbauen nach dem Versuch war aus praktischer Sicht einfach: Die Zeit, die für den Austausch eines FUSEIS geschraubten Trägerstoßes erforderlich ist, beträgt 45 Minuten (aus der Erfahrung aus dem POLIMI Großversuch).

Es wurden normenrelevante Bemessungsregeln für die Erdbebenbemessung von Rahmen mit dissipativen FUSEIS Trägerstoßen aufgestellt. Desweiteren wurden praktische Empfehlungen zur Wahl angemessener Sicherungen in Abhängigkeit der wichtigsten Parameter und Bauteilnachweise formuliert. Zudem wurden konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen festgelegt.

5.9 VERÖFFENTLICHUNGEN

- [1] L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas – Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.
- [2] C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel frames with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile
- [3] I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Gonçalves – Dissipative devices for seismic resistant steel frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.
- [4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert – Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

5.10 BIBLIOGRAPHIE

- [1] E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloading Part 2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.
- [2] E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures – Design of joints. 2005.
- [3] E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.
- [4] D. ENV, "BS EN 1994-1-1:2004; Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings," Eur. Stand., 2004.
- [5] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.
- [6] C. de Normalización, "EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings," 2005.
- [7] N. Newmark and W. Hall, "Earthquake spectra and design," Earth Syst. Dyn., 1982

6 FUSEIS GESCHWEIßTE TRÄGERSTÖßE

6.1 EINLEITUNG

Die Erdbebenwiderstandsfähigkeit von Stahlbauten wird durch Kombination einer Vielzahl üblicher Tragsysteme wie z.B. biegesteifer Rahmen, Schubwände, sowie durch konzentrische und exzentrische Verbände ausgesteifter Rahmen erzeugt. Bei schweren Erdbeben können diese Systeme erheblichen Schaden erleiden und große bleibende Verschiebungen entwickeln, sodass eine weitere Gebäudenutzung unmöglich wird und hohe Reparaturkosten für die Tragwerke anfallen.

In den letzten Jahren wurden mehrere dissipative Verbindungen, Systeme und Vorrichtungen vorgeschlagen, welche Festigkeit, Steifigkeit und Duktilität kombinieren. Sie sind in der Lage, plastische Verformungen auf austauschbare dissipative Elemente zu beschränken, welche nicht nur Versagen vorbeugen, sondern auch strukturelle Schäden begrenzen. Zudem können einige von ihnen aufgrund ihrer rückzentrierenden Eigenschaften bleibende Verschiebungen verhindern. In dieser Hinsicht erlauben sie nach einem Erdbeben eine sofortige Nutzung des Tragwerks, sofern die beschädigten Sicherungen zuvor ersetzt werden.

Dieser Bericht stellt die Ergebnisse von Untersuchungen zum seismischen Verhalten geschweißter FUSEIS Trägerstöße dar, gibt Bemessungsverfahren für Stahl- und Verbundgebäude an, in welchen die Stöße in den erdbebenlastabtragenden Rahmen angewendet werden, und endet schließlich mit einem Bemessungsbeispiel.

Die geschweißten FUSEIS Trägerstöße verwenden zur Gewährleistung der Energiedissipation austauschbare Steg- und Flanschblech-Sicherungen. Das System besteht aus einer Unterbrechung an beiden Verbundträgerenden der biegesteifen Rahmen, welche dann mittels der Deckenbewehrung und der Sicherungsbleche verbunden werden. Während die Bleche so bemessen werden um ihre maximale Festigkeit zu erreichen, werden die Bewehrungsstäbe im elastischen Bereich gehalten. Es werden die Ergebnisse der experimentellen und analytischen Untersuchungen an einzelnen Sicherungen unter monotoner und zyklischer Belastung vorgestellt, welche am IST durchgeführt wurden. Die Versuche lieferten Daten für die nichtlinearen Parameter der dissipativen Elemente, welche in nichtlinearen statischen sowie dynamischen 2D-Analysen repräsentativer 3D-Gebäuderahmen mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen verwendet werden.

Die Verwendung geschweißter FUSEIS Trägerstöße führt zu einer wirtschaftlichen Lösung und kann in mehrstöckigen Stahlgebäuden mit den folgend angegebenen Vorteilen eingesetzt werden:

(a) Plastische Verformungen werden auf die dissipativen Elemente konzentriert;

(b) Sie können leicht hergestellt, ein- sowie ausgebaut werden, wobei Zeit und Kosten reduziert werden, um das Gebäude nach einem Erdbeben wieder nutzbar zu machen.

6.2 BESCHREIBUNG DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE

Das innovative seismische System der geschweißten FUSEIS Trägerstöße besteht aus der Unterbrechung an beiden Verbundträgerenden biegesteifer Rahmen, welche dann über die Betondeckenbewehrung sowie die Steg- und Flanschblech-Sicherungen wiederum verbunden werden (Abb. 6.1). Dieses den seitlichen Lasten standhaltende System ist sehr ähnlich zu herkömmlichen biegesteifen Rahmen. Bei starken Erdbebenbewegungen sind plastische Verformungen jedoch auf die Steg- und Flanschblech-Sicherungen begrenzt, welche eine große Menge der Eingangsenergie dissipieren und somit das restliche Tragwerk elastisch und unbeschädigt belassen. Da die Schäden auf die Sicherungen beschränkt sind, erweisen sich die Reparaturarbeiten verglichen mit einem herkömmlichen erdbebensicheren Gebäude als relativ einfach und kostengünstig.

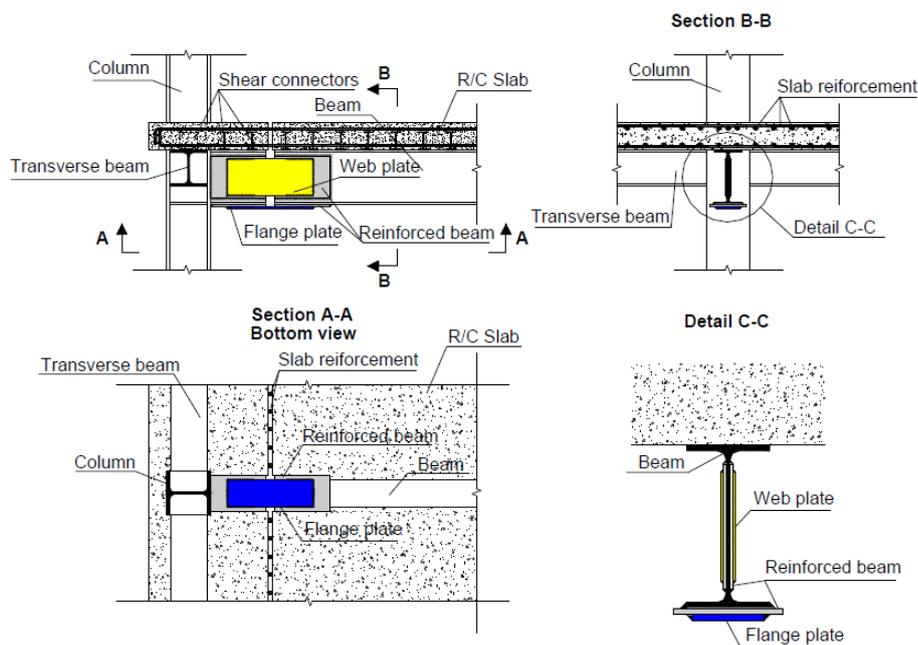


Abb. 6.1: Schematische Darstellung der geschweißten FUSEIS Trägerstöße

Der Spalt in der Decke direkt über der Sicherung dient der Vermeidung erheblicher Beschädigung des Betons, wobei den Sicherungen größere Rotationen ermöglicht werden, ohne dass die Enden der Betondecke in Kontakt geraten. Die Spaltbreite im Stahlbetonteil kann sich von derjenigen der Stahlteile an den dissipativen Elementen unterscheiden. Die empfohlenen Werte für die Spaltbreite im Stahlbeton (Decke) und in den Stahlteilen betragen jeweils 10% der Deckenhöhe bzw. 10% der Gesamthöhe des Verbundquerschnitts.

Die Längsbewehrung ist über den Spalt durchgehend, womit die Übertragung der

Kräfte gewährleistet wird. Unter Berücksichtigung, dass die Bewehrung nicht ersetzbar ist, wird deren Fließen verhindert, indem die Lage der plastischen neutralen Faser zwischen die obere und die untere Bewehrungslage gelegt wird. Um dies zu erreichen, empfiehlt es sich, dass die Gesamtfläche der oberen Bewehrung mehr als das Doppelte der Fläche des Flanschbleches beträgt.

Der verstärkte Trägerbereich ist ein Abschnitt, wo der Träger mit zusätzlichen verschweißten Blechen sowohl am Steg als auch am Flansch verstärkt wird, mit dem Ziel, jegliche Art von Schaden (z.B. Ausbreitung der Plastizierung) am Anschluss und in den angrenzenden nicht-austauschbaren Stahlteilen des Trägers zu vermeiden. Solange die zuvor erläuterten Anforderungen erfüllt werden, gelten keine strikten Bemessungsvorgaben für diese Verstärkungsbleche.

Das System ermöglicht die Wahl verschiedener Steg- und Flanschblech-Sicherungen und bietet dem Tragwerksplaner damit die Möglichkeit, die Abfolge der Plastizierung der geschweißten FUSEIS Trägerstöße zu steuern. Dies kann durch Änderung der Querschnitte oder der Länge der Flanschblech-Sicherungen erzielt werden. Um eine übermäßige Überfestigkeit zu vermeiden, muss der Stahl der dissipativen Sicherung geprüfte Eigenschaften aufweisen. Nach EN 1998-1-1 beträgt der Höchstwert der Streckgrenze:

$$f_{y,max} \leq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \quad \text{Gl. (6.1)}$$

wobei $\gamma_{ov} = 1,25$ der Überfestigkeitsbeiwert und f_y der Nennwert der Streckgrenze ist.

Die Nennstreckgrenze der Flanschsicherungen sollte möglichst gering sein und darf nicht mehr als 235 MPa betragen. Werden die Eigenschaften des Materials der dissipativen Belche überprüft und deren maximale Streckgrenze liegt unterhalb derjenigen nach Gl. (6.1), kann der Überfestigkeitsbeiwert abgemindert und ein noch wirtschaftlicherer Entwurf erzielt werden.

6.3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE

6.3.1 Experimenteller Aufbau, geprüfte Vorrichtungen und Belastungsgeschichte

Der experimentelle Versuchsaufbau wird in Abb. 6.2 schematisch dargestellt. Abgesehen von den in Abb. 6.2 gezeigten oberen Verschiebungs- und Kraftaufnehmern, werden die untersuchten Probekörper mit einer Reihe von 21 weiteren Verschiebungsaufnehmern ausgestattet, wie in Abb. 6.3 dargestellt. Dies geschieht, um die Starrkörperbewegung an den Auflagern, die Verdrehungen und die seitlichen Verschiebungen an verschiedenen Stellen entlang der Trägerlänge und den Träger-Decken-Schlupf zu messen.

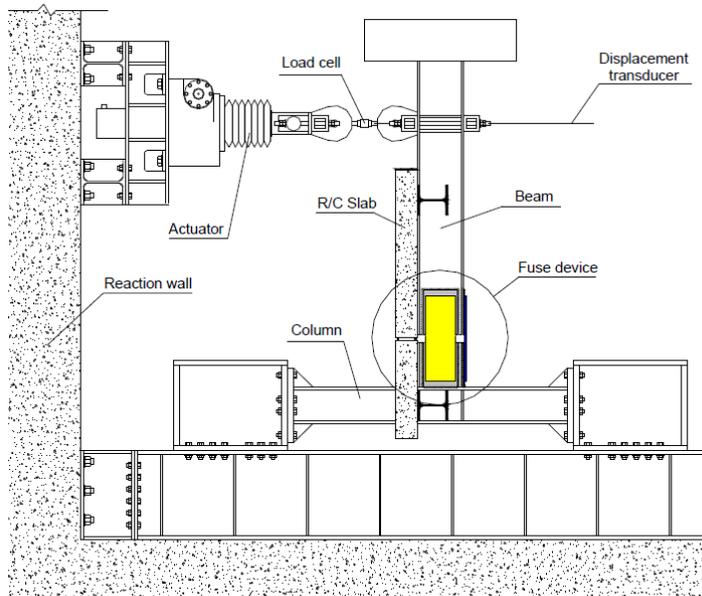


Abb. 6.2: Experimenteller Versuchsaufbau

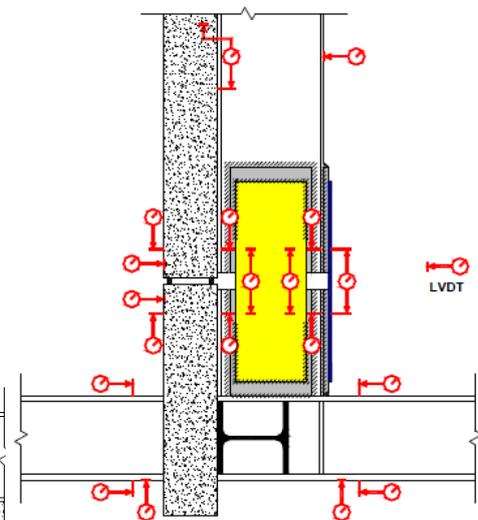


Abb. 6.3: Ort der verbleibenden LVDTs (Detailansicht)

Die Grundversuchsanordnung besteht aus einer typischen Riegel-Stützen-Baugruppe, welche eine Stütze mit HEB240-Profil und einen Verbundträger mit IPE300-Profil umfasst, der eine 150 mm dicke und 1450 mm breite Stahlbetondecke trägt. Die Längsbewehrung der Decke beträgt $\Phi 20//100$ in der oberen Lage und $\Phi 16//100 + \Phi 12//200$ in der unteren Lage (Abmessungen in mm). Obwohl es für das hier untersuchte Konzept der Sicherung nicht zwingend erforderlich ist, werden die untersuchten Probekörper mit flexiblen (auch als duktil bezeichneten) Verbundmitteln für volle Verbundtragfähigkeit hergestellt.

Um das Verhalten der Sicherungsvorrichtung einschätzen zu können, werden insgesamt zehn zyklische und zwei monotone experimentelle Versuche an der einzelnen Baugruppe der Träger-Stützenverbindung mit Sicherungen mit unterschiedlichen geometrischen Parametern durchgeführt. Jeder Versuch wird bis zum vollständigen Versagen des Sicherungsflanschblechs durchgeführt, wonach die Sicherungsbleche durch neue ersetzt werden und ein weiterer Versuch durchgeführt wird. Die Stegbleche werden auf Schubkraftwiderstand bemessen und haben bei allen Versuchen die gleichen Abmessungen ($200 \times 4 \text{ mm}^2$). Die einzigen sich zwischen den Versuchen ändernden Abmessungen sind die Dicke (t_f) und die Breite (b_f) der Flanschbleche, da für alle Prüfkörper die freie Knicklänge der Stahlbleche 170 mm beträgt. Die Knickempfindlichkeit wird mittels der geometrischen Schlankheit λ_G beschrieben, die als das Verhältnis zwischen der freien Länge (L_0) und der Dicke der Flanschplatten berechnet wird. Dabei wird L_0 als konstant festgelegt, sodass die Zugbeanspruchung, welche in den Flanschblechen für die vorgesehenen Verdrehungsamplituden der Sicherung angesetzt wird, hinreichend im plastischen Bereich

festgelegt werden kann, jedoch weit entfernt von Zugversagen bei monotonen Versuchen. Die in Tabelle 6.1 angegebenen Abmessungen werden derart gewählt, damit sich die Sicherungen mit unterschiedlichen Werten für den maßgebenden Bemessungsparameter, dem Kapazitätsverhältnis α , ergeben, wie in Gl. (6.2) definiert.

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}} \quad \text{Gl. (6.2)}$$

wobei $M_{max,fuse}$ das maximale durch die Sicherungsvorrichtung entwickelte Moment ist und $M_{pl,beam}$ das plastische Widerstandsmoment des unverstärkten Abschnitts des Verbundquerschnitts des Trägers ist (entfernt von der Sicherung, ohne die Steg- und Flanschverstärkungsbleche).

Tabelle 6.1: Abmessungen des Flanschbleches der geschweißten FUSEIS Trägerstöße [mm] und entsprechende geometrische Schlankheit

Blech	A	B	C	D	E	F
t_f	10	10	12	8	12	8
b_f	80	130	110	100	150	140
λ_G	17,0	17,0	14,2	21,3	14,2	21,3

Die entsprechenden Werte des Kapazitätsverhältnisses sind in Tabelle 6.2 sowohl für positive (α^+) als auch für negative (α^-) Momente angegeben.

Tabelle 6.2: Kapazitätsverhältnisse der geschweißten FUSEIS Trägerstöße

Blech	A	B	C	D	E	F
α^+	0,45	0,57	0,57	0,47	0,71	0,54
α^-	0,27	0,38	0,39	0,25	0,48	0,30

Der Versuch erfolgt in drei Hauptphasen: Zuerst zyklisch für die Bleche D, A, B und C in dieser Reihenfolge, mit Wiederholungen, und danach zyklisch für die neuen Bleche F und E in dieser Reihenfolge, und schließlich monoton für das Blech C, unter negativer und positiver Momentenbelastung. Die Testsequenz ist so festgelegt, dass Effekte von akkumulierten Schäden aus vorangegangenen Versuchen gering gehalten werden, d.h. in der Reihenfolge steigender Festigkeit (Kapazitätsverhältnis) und, im Falle gleicher Festigkeit, abnehmender geometrischen Schlankheit.

Die zyklischen Verschiebungen werden durch den Zylinder an der Oberseite des Trägers in einem vertikalen Abstand von etwa 1,5 m von der Mitte der Sicherungsvorrichtung angesetzt. Die Belastungsgeschichte basiert auf einem Protokoll, das dem in den ECCS Empfehlungen (1986) vorgeschlagenen ähnelt und von diesem

entsprechend der ungefähren Vorrichtungsverdrehung übertragen wurde (Krawlin-ker, 2009). Das Protokoll der Belastungsgeschichte wird in Tabelle 6.3 hinsichtlich der Schrittzahl n beschrieben. Wenn nach Abschluss der elf Schritte der vorgeschla-genen Belastungsgeschichte kein Versagen erreicht wird, werden Zyklen mit 40 mrad (60 mm) Auslenkung der Vorrichtungsverdrehung bis zum vollständigen Versagen des Flanschbleches durchgeführt.

Tabelle 6.3: Protokoll der Belastungsgeschichte

Schritt n	Aufgezwungene Verschiebung oben [mm]	Ungefähre Vorrichtungs-verdrehung θ [mrad]	Anzahl an Zyklen
1	2,25	1,5	3
$2 \leq n \leq 6$	$3,75(n-1)$	$2,5(n-1)$	3
$6 \leq n \leq 11$	$7,50(n-3)$	$5,0(n-3)$	3
$n > 11$	60	40	3

6.3.2 Versuche zur Materialcharakterisierung

6.3.2.1 Stahlzugversuche

Die Charakterisierung des Widerstands des Stahls wird über Standardzugversuche nach den europäischen Empfehlungen der EN10002-1 erreicht. Versuche an Pro-bekörpern mit unterschiedlicher Dicke bei Baustahl und unterschiedlichem Durch-messer bei Stabstahl wurden in einer Instrom Universalprüfmaschine durchgeführt. Die Durchschnittswerte der Fließ- und Maximalparameter, welche aus diesen Ver-suchen gewonnen wurden, sind in Tabelle 6.4 und Tabelle 6.5 für den Bau- bzw. den Bewehrungsstahl angegeben.

Tabelle 6.4: Durchschnittswerte der Fließ- und Maximalparameter von S275 Baustahl

Dicke [mm]	f_{ym} [MPa]	f_{um} [MPa]	ϵ_{um} [%]
4	271,7	402,2	26,3
8	262,8	417,2	26,7
10	274,6	430,3	24,2
12	276,8	429,5	24,9

Tabelle 6.5: Durchschnittswerte der Fließ- und Maximalparameter von A500 Bewehrungsstahl

ϕ [mm]	f_{sm} [MPa]	f_{um} [MPa]	ϵ_{um} [%]
10	535,1	644,3	13,7
12	549,0	674,6	13,0
16	577,9	694,2	13,2
20	550,5	675,3	14,8

Bei Betrachtung der gewonnen Werte erfüllt der Baustahl die Minimalanforderungen

für den Stahlgütegrad S275 und der Bewehrungsstahl diejenigen für die Klasse A500.

6.3.2.2 Betondruckversuche

Die durchschnittliche Druckfestigkeit des Betons f_{cm} wurde über uniaxiale Druckversuche an sechs Würfelprobekörpern mit Seitenlänge 150 mm zum Zeitpunkt der zyklischen Versuche bestimmt. Die beobachteten Versagensmodi sind angemessen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.6 dargestellt. Aus diesen Ergebnissen und nach den Bestimmungen aus Abschnitt 3.1.2 der EN1992-1-1 kann der charakteristische Wert der Betondruckzylinderfestigkeit f_{ck} annähernd durch folgenden Ausdruck berechnet werden: $f_{ck} = f_{cm} - 8$ [MPa]. Basierend auf diesem Ausdruck kann darauf geschlossen werden, dass der Beton näher an der Betonfestigkeitsklasse C30/37 liegt.

Tabelle 6.6: Ergebnisse der Betondruckversuche

Nr. des Probekörpers	F [kN]	f_c [MPa]
1	910,7	40,5
2	940,1	41,8
3	856,1	38,0
4	951,0	42,3
5	869,7	38,7
6	878,3	39,0

6.3.3 Auswertung der experimentellen Ergebnisse

6.3.3.1 Gesamtes hysteretisches Verhalten

Die Auswertung der Ergebnisse basiert größtenteils auf den Momentenverdrehungs-Diagrammen ($M - \theta$) an der Sicherung der Versuchskörper. Beispielhaft sind $M - \theta$ -Diagramme für beide Versuche an Sicherung D in Abb. 6.4 dargestellt (die Verdrehung θ wird näherungsweise durch Division der Verschiebung oben durch den Abstand zum Mittelpunkt der Sicherung berechnet).

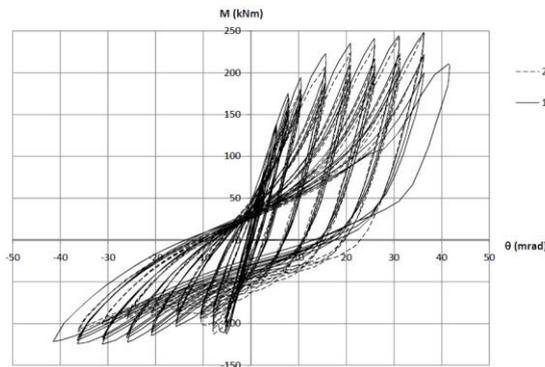
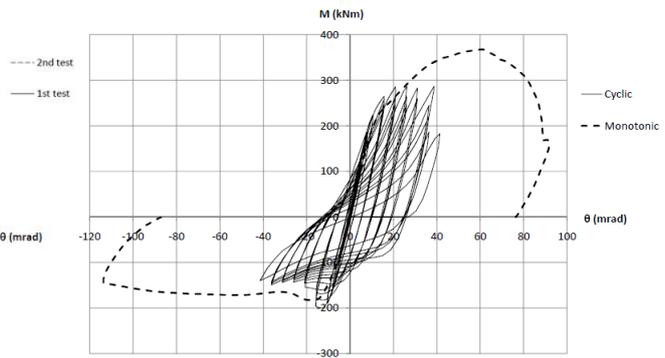
Abb. 6.4: $M - \theta$ -Diagramm von Blech D

Abb. 6.5: Vergleich zwischen monotonen und zyklischen Versuchen an Sicherung C

Die Diagramme zeigen, dass das hysteretische Verhalten der dissipativen Elemente stabil ist und durch ein ausgeprägtes Einschnürungs-Phänomen („Pinching“) aufgrund des Beulens der dissipativen Bleche unter negativer Momentenbelastung gekennzeichnet ist. Dies erklärt auch die Asymmetrie des Diagramms hinsichtlich der Momente. Die Verformungsfähigkeit der Sicherungen wird dadurch bestätigt, dass alle Probekörper ± 35 mrad Verdrehungen aufnehmen konnten, was dem in EN1998-1-1 empfohlenen Mindestwert entspricht.

Der Vergleich der $M - \theta$ -Diagramme des gleichen Sicherungs-Versuchskörpers aus dem ersten und dem zweiten Versuch zeigt eine leichte Verschlechterung der Festigkeit und der Energiedissipation. Diese Verschlechterung ist eine Folge des kumulierten Schadens an den Teilen des Versuchskörpers, die nicht zwischen den Versuchen ersetzt werden. Die Versagensformen aller Probekörper sind ähnlich, einschließlich der Rissentwicklung im Mittelabschnitt des Flanschblechs unter Zug. Zudem zeigen die Messungen, dass sowohl die Stütze als auch der Verbundträger im elastischen Bereich blieben und sich ähnlich wie starre Körper mit nur kleinen elastischen Verformungen bewegten. Die Versuchskörper zeigten ein signifikantes Verbundverhalten, bei welchem sich der Schlupf mit Werten kleiner 0,20 mm an der Decke-Träger-Kontaktfläche für alle Probekörper als relativ klein erwies.

Das monotone Verhalten kann mit dem zyklischen verglichen werden, indem die entsprechenden $M - \theta$ -Diagramme überlagert werden, wie in Abb. 6.5 für die Sicherung mit Blech C gezeigt ist. Die Diagramme sind hinsichtlich der Anfangssteifigkeit und die Fließmomente sehr ähnlich. Für den gleichen Verdrehungsgrad scheint sich das monotone Diagramm gut an das zyklische anzugleichen, mit großer Ähnlichkeit zur zyklischen Hüllkurve. Die Kombination der kinematischen Materialverfestigung (welche die monotone Festigkeit erhöht) mit Kurzzeitermüdung (welche die zyklische Festigkeit verringert) begründet die unter positiver Momentenbelastung beobachteten Festigkeitsunterschiede. Die Festigkeit unter negativer Momentenbelastung wird unabhängig davon, ob es monotone oder zyklische Versuche sind, durch Beulphänomene bestimmt. Die Verformungskapazität der zyklischen Versuche wird

infolge Schadensakkumulationseffekten (z.B. Kurzzeitermüdung des Flanschblechs) erheblich reduziert.

6.3.3.2 *Steifigkeit*

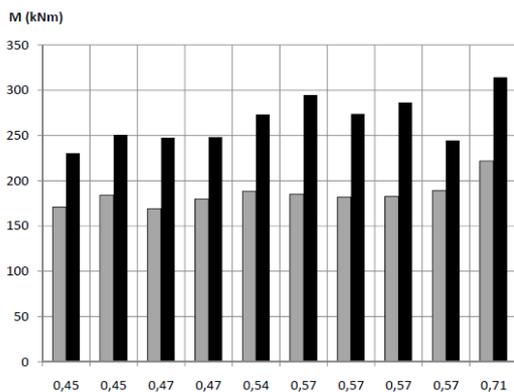
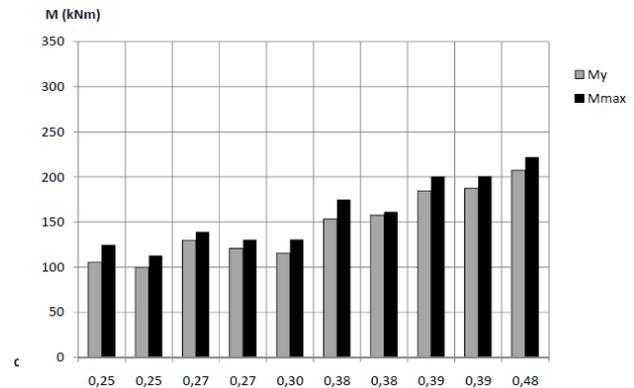
Die aus dem ersten zyklischen Versuch an jedem Sicherungsblech erhaltenen Ergebnisse zeigen, dass der ξ -Parameter unter der wechselnden Belastung stetig abnimmt, was einem kontinuierlichen Steifigkeitsverlust entspricht. Dabei ist ξ in den ECCS-Empfehlungen (1986) als das Verhältnis zwischen der Entlastungssteifigkeit am Ende jedes Zyklus und der elastischen Anfangssteifigkeit des Prüfkörpers definiert. Diese Abnahme ist bei negativer Momentenbelastung stärker ausgeprägt, was dem zyklischen Beulen der Sicherungsbleche zuzuordnen ist. Darüber hinaus haben Probekörper mit niedrigeren Werten für α eine höhere Steifigkeitsabnahmerate, insbesondere bei positiver Momentenbelastung.

6.3.3.3 *Festigkeit*

Um den Vergleich der Versuche zu vereinfachen, wird das dimensionslose Widerstandsverhältnis ε am Ende jedes Zyklus angegeben. Dieses Verhältnis ist in den ECCS-Empfehlungen (1986) definiert als der Quotient des Biegemoments am Ende jedes Zyklus und dem Fließmoment des Prüfkörpers in der entsprechenden Richtung.

Der Verlauf des Widerstandsverhältnisses unter zyklischer Belastung scheint für alle Probekörper bei positiver Momentenbelastung sehr ähnlich zu sein, was eine deutliche Verfestigung anzeigt, welche teilweise einen Wert vom 1,5-fachen des Fließmoments erreicht. Dieses Verhalten ist vor allem auf die Verfestigung des Flanschblechs unter Zug zurückzuführen.

Jedoch werden für negative Momentenbelastung die zuvor erwähnten Materialverfestigungseffekte durch ebenfalls in den Flanschblechen auftretenden Auswirkungen des Beulens ausgeglichen. Infolgedessen ist das Widerstandsverhältnis im Allgemeinen kleiner eins. Der positive und negative Momentenwiderstand der Sicherungen wird direkt durch die Werte der Kapazitätsverhältnisse α^+ - und α^- - gesteuert. Diese Abhängigkeit ist in Abb. 6.6 und Abb. 6.7 dargestellt.


 Abb. 6.6: Positiver Momentenwiderstand über α^+

 Abb. 6.7: Negativer Momentenwiderstand über α^-

Das Diagramm zum positiven Momentenwiderstand zeigt, dass sowohl die nach ECCS-Empfehlungen (1986) bestimmten Fließmomente (M_y) als auch die Momentenhöchstwerte (M_{max}) mit steigendem α^+ zunehmen, was eine angemessene Korrelation anzeigt. Dennoch gibt es einige Ausnahmen, bei denen der gleiche Wert für α^+ verschiedenen Werten des Widerstands entspricht. Dieses scheinbar widersprüchliche Verhalten wurde bei den zuletzt untersuchten Prüfkörpern beobachtet, bei denen die Schadensakkumulationseffekte aus vorherigen Versuchen zu Widerstandsverlusten führen, welche bei der Berechnung von α unberücksichtigt bleiben. Für die negativen Momente zeigt Abb. 6.7, dass die Festigkeit eine konsistentere Zunahme mit dem Kapazitätsverhältnis entwickelt. Dies bedeutet, dass der negative Momentenwiderstand des dissipativen Elements empfindlicher gegenüber einer Geometrieänderung des Flanschbleches und dementsprechend einer Änderung von α^- ist.

6.3.3.4 Energiedissipationskapazität

Die Kapazität zur Energiedissipation spielt eine der wichtigsten Rollen in der Beschreibung des Erdbebenverhaltens der dissipativen Elemente. Die Gesamtmenge der dissipierten Energie W_{total} ist von α abhängig. Dies hebt den starken Einfluss des Schweregrades an Fließen und Beulen in den Sicherungsabschnitten auf die Energiedissipation der Sicherung hervor.

Die Schädigungsentwicklung zwischen den Versuchen kann zudem über energetische Betrachtungen ausgewertet werden. Hierzu wird die Gesamtmenge an dissipierter Energie in verschiedenen Sicherungsblechen am Ende des ersten und zweiten Versuches jeder Sicherung verglichen. Mit Ausnahme von Blech D konnte in den ersten Versuchen jeder Sicherung eine höhere Energiedissipation erreicht werden. Dies deutet darauf hin, dass die Schädigung der nicht austauschbaren Teile, insbesondere die Rissbildung auf der Oberseite der Betondecke, die Kapazität zur Energiedissipation beeinflusst.

Die Entwicklung der Energiedissipation während der Zyklen kann zudem eine Vorstellung vom Fortschreiten des akkumulierten Schadens während der Versuche geben. Um dies zu untersuchen, wird der dimensionslose Parameter η/η_0 berechnet, wobei η das Energieverhältnis am Ende jedes Zyklus und η_0 das gleiche Verhältnis am Ende des ersten plastischen Zyklus ist. Nach den ECCS-Empfehlungen (1986) ist das Energieverhältnis η_i am Ende eines Zyklus i durch folgende Gl. (6.3) gegeben:

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)} \quad \text{Gl. (6.3)}$$

wobei W_i die in Zyklus i dissipierte Energie, ΔM_y der Bereich der Fließmomente, $\Delta \theta_i$ der Bereich der angesetzten Verdrehungen je Zyklus i und $\Delta \theta_y$ der Bereich der Fließverdrehungen ist. Das entsprechende Diagramm für den ersten Versuch an jedem Prüfkörper findet sich in Abb. 6.8.

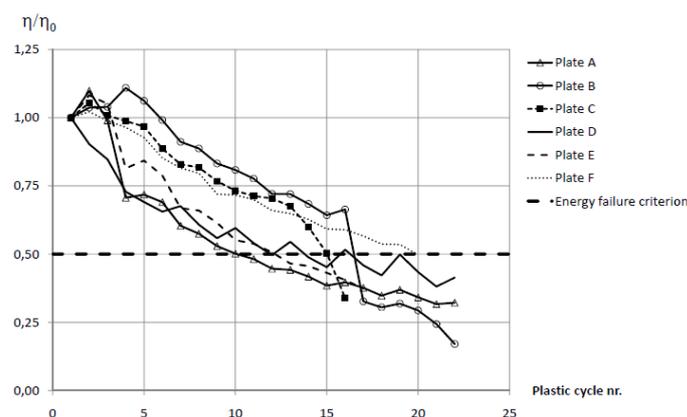


Abb. 6.8: Vergleich zwischen ersten und zweiten Versuchen hinsichtlich der Energiedissipation

Ein mögliches Energieversagenskriterium kann die Festlegung des η/η_0 -Parameter auf einen konstanten Wert sein, unterhalb welchem Versagen auftritt (eventuell abhängig von den Geometrie- und Materialeigenschaften des Prüfkörpers). Dieses Kriterium wird zur Modellierung des Versagens von Stahlteilen von Castiglioni und Pucinotti (2009) und Agatino (1995) verwendet. Wie ursprünglich von Calado und Castiglioni (1996) vorgeschlagen, kann als vereinfachter Ansatz der Parameter auf einen konstanten Wert von 0,5 gesetzt werden. Dieser Grenzwert zeigt sich im Diagramm als gestrichelte Linie, die den experimentellen Ergebnissen ausreichend zu entsprechen scheint, insbesondere bei Sicherheitsblechen mit einem höheren Wert für α . Dasselbe Diagramm zeigt zudem, dass die Kurven der Sicherheitsbleche A und D diesen Grenzwert im Versuch früher überschreiten, in Bezug auf ihren ersten plastischen Zyklus. Die entsprechenden Bleche neigen dabei zu schnellerem Beulen, was sich in einem ausgeprägteren Einschnürungseffekt („Pinching“) zeigt.

Allgemein zeigen die Ergebnisse, dass dissipative Elemente mit höheren Werten für α höhere Leistungsniveaus bezüglich Steifigkeit, Widerstand, dissipierter Energie und Schädigungsentwicklung liefern. Gleichwohl verursachen Sicherungen mit Werten für α nahe eins und die, deren Festigkeit der des Verbundträgers ähnlich sind, mehr Schaden außerhalb der Sicherung, da die Plastizität nicht allein auf den Sicherungsabschnitt begrenzt werden kann. Dieses Verhalten widerspricht einem der grundlegenden Konzepte der Sicherung. Daher sollte zur Verhinderung der Ausweitung der Plastizität auf die nicht austauschbaren Teile, der Wert für α mittels eines oberen Grenzwerts beschränkt werden.

6.4 NUMERISCHE MODELLIERUNG DER GESCHWEIßTEN FUSEIS TRÄGERSTÖßE

6.4.1 Modellierungsannahmen

Mit dem Ziel der Nachbildung der Versuchsergebnisse wird eine Reihe von numerischen Finite-Elemente-Modellen in Abaqus entwickelt. Diese Modelle gehen von der Annahme aus, dass sowohl der Träger als auch die Stütze ausreichend biegesteif sind, um als starr angesehen werden zu können und dass der Verbundträger vollen Verbund aufweist. Da das Verhalten der Sicherung hauptsächlich vom Fließen und Beulen der Stahlbleche abhängt und bei den ersten Versuchen keine stärkere Rissbildung beobachtet wird, wird der Beton mit elastischem Verhalten modelliert, wodurch der Rechenaufwand erheblich reduziert wird (Espinha, 2011). Die angenetzte uniaxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahls basiert auf den Ergebnissen, die durch experimentelle Zugversuche an aus den Stahlprofilen entnommenen Probekörpern gewonnen wurden. Die Eigenschaften des Stahls werden mit linearer Verfestigung und unter Berücksichtigung des Von-Mises-Fließkriteriums nach den Bestimmungen der EN 1993-1-1 und EN 1993-1-5 modelliert.

6.4.2 Ergebnisbeurteilung

Abb. 6.9(a) und (b) veranschaulichen die plastischen Verformungen, die sich an der Sicherung jeweils unter positiven und negativen Momenten entwickelt haben.

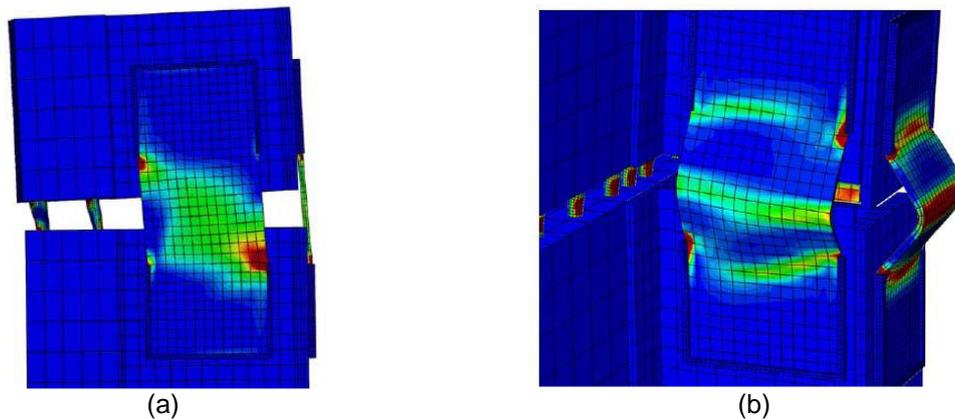


Abb. 6.9: Entwicklung plastischer Dehnungen an der Sicherung bei (a) positiven und (b) negativen Momenten

Die Abbildungen zeigen die plastische Verformung der Sicherung anhand der äquivalenten plastischen Dehnung. Diese Darstellungen veranschaulichen die Fähigkeit des dissipativen Elements, die Plastizität auf dessen Bleche zu begrenzen. Die numerischen Simulationen umfassten einen verschiebungsgesteuerten, zunehmenden Belastungsverlauf (monoton), was den Vergleich mit den experimentellen zyklischen Hüllkurven ermöglicht.

Im Allgemeinen geben die Modelle das experimentelle Verhalten relativ gut wieder, insbesondere im elastischen Bereich. Bezüglich des Momentenhöchstwerts wird im numerischen Modell eine deutlichere Verfestigung beobachtet. Dies liegt daran, dass das Finite-Elemente-Modell vom unverformten und unbeschädigten Zustand aus monoton belastet wird und somit den Festigkeitsverlust aus früheren Zyklen, welcher in experimentellen Versuchen beobachtet wird, nicht nachbilden kann. Bezüglich der Steifigkeit ist das Finite-Elemente-Modell steifer als das experimentell untersuchte. Diese höhere Steifigkeit gilt vor allem für die Bleche C, E und F, die zu den letzten experimentell untersuchten gehören. Dies deutet darauf hin, dass der Unterschied möglicherweise eine Folge des elastischen Steifigkeitsverlusts ist, den die Versuchskörper aufgrund der Schadensakkumulation an den nicht-austauschbaren Teilen, der Rissbildung im Beton und der Kurzzeitermüdungseffekte aufweisen.

Zudem wird durch die numerischen Ergebnisse belegt, dass die Querschnitte nicht eben bleiben, obwohl die plastische neutrale Faser nahe des Schwerpunkts der Bewehrungslagen liegt. Aus diesem Grund ist die Bernoulli-Hypothese nicht vollständig gültig, was die Entwicklung von analytischen Bemessungsmodellen erschwert.

6.5 BEMESSUNGSLEITFÄDEN

Die Schlussfolgerungen aus den analytischen und numerischen Untersuchungen sind nachfolgend in diesem Bemessungsleitfaden für die praktische Anwendung zu-

sammengefasst. Der Bemessungsleitfaden gibt Empfehlungen zur Wahl der richtigen dissipativen Elemente in Abhängigkeit von den wichtigsten Parametern wie der Rahmenkonfiguration, der Erdbebenzone, dem Antwortspektrum und allgemeiner dem Festigkeits- und Verformungsbedarf. Das im Bemessungsleitfaden beschriebene Bemessungsvorgehen basiert auf den Bestimmungen der EN1993-1-1, EN1994-1-1 und EN1998-1-1. Einige Anforderungen der EN1998-1-1 werden entsprechend angepasst, um die Verwendung der Vorrichtungen nach den üblichen Normbestimmungen abzudecken. Der Bemessungsleitfaden enthält zudem konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen.

6.5.1 Vorläufige Bemessung

6.5.1.1 Vorgeschlagenes Vorgehen

Elemente gegen Erdbebeneinwirkungen auszulegen ist eine komplexe Aufgabe. Deren Auswirkungen hinsichtlich der Schnittkräfte sind im Vorhinein schwierig abzuschätzen, weil der Schweregrad der Einwirkung von den mechanischen Eigenschaften der Elemente abhängt. Die Bemessung der Trägerstöße erfolgt daher mit einem eher iterativen Verfahren. Aus diesem Grund soll dieser Abschnitt dem Tragwerksplaner einige Empfehlungen zur vorläufigen Bestimmung der Abmessungen der Trägerstöße geben.

Als erstes sollte unter der Annahme, dass es sich um einen Rahmen ohne Sicherungen handelt, der Querschnitt des Verbundträgers basierend auf der maßgebenden Lasteinwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt werden, da die dissipativen Elemente hauptsächlich für den Widerstand gegen seitliche Lasten zuständig sind (weshalb ihre Lage für die maßgebende Lasteinwirkungskombination nahe des Nulldurchgangs des Momentenverlaufs sein sollte).

Als zweites sollte eine Erdbebenbemessung des herkömmlichen Tragwerks (ohne die geschweißten FUSEIS Trägerstöße) mit einem geeigneten q -Faktor durchgeführt werden. Die daraus resultierenden Schnittmomente an der Stelle, an der die Trägerstöße angebracht werden sollen, können darauf als Bemessungsmomente für die Stöße angesehen werden. Mit diesen Werten können zudem die vorläufigen Werte von α^+ berechnet werden, um zu überprüfen, ob diese akzeptabel sind oder nicht. Die Bemessung der Trägerstöße sollte derart erfolgen, dass die Abfolge der Fließgelenkbildung ungefähr mit der durch die seismische Einwirkung bedingten Tragwerksverformung einhergeht.

Als drittes kann mit dem Bemessungsmoment der Trägerstöße und unter Annahme der Lage der plastischen Nulllinie nahe dem Schwerpunkt der oberen und unteren Bewehrungslage, der Querschnitt der Flanschblech-Sicherung berechnet werden.

Als viertes werden zur Ermöglichung der Entwicklung der gewünschten Verdrehung der Spaltabstand und die freie Länge L_0 bestimmt. Dabei muss eine duktile Verbindung sichergestellt werden, ohne dass in den Sicherungsblechen oder der Bewehrung zu starkes Beulen bzw. Knicken auftritt.

Als fünftes wird die obere und untere Bewehrungslage sowie gleichzeitig der maximale positive und negative Momentenwiderstand der Trägerstöße unter der Voraussetzung, dass die plastische neutrale Faser ungefähr auf der betrachteten Höhe verbleibt, durch das in 5.1.2 beschriebene Widerstandsmodell berechnet. Die berechnete Bewehrungsfläche sollte als unterer Grenzwert angesehen werden. Für eine konservativere Bemessung können größere Bewehrungsmengen verwendet werden, wobei gewährleistet sein muss, dass die Bewehrung elastisch bleibt, sobald die Verformung in der Flanschplatte größer ist als ihre Fließdehnung. Danach können die tatsächlichen Werte für α^+ und α^- berechnet werden. Hohe Abweichungen von diesen beiden Werten sind aufgrund des negativen Einflusses auf das Tragwerksverhalten nicht zu empfehlen, da das Momentenverdrehungs-Diagramm möglichst symmetrisch sein sollte.

Als sechstes können mittels der Momentenhöchstwerte der Sicherungen verschiedene Aspekte bestimmt werden: (a) Die maximale Schubkraft kann auf Grundlage von Gleichgewichtsüberlegungen und der Annahme einer konstanten Schubkraft über den Träger während des Erdbebenzustands berechnet werden. Die Schubkraft ermöglicht die Bemessung der Stegbleche, sodass sie der Gesamtschubkraft standhalten. (b) Die Länge und notwendige Fläche der Steg- und Flanschverstärkungsbleche, die an den verstärkten Trägerzonen angeordnet sind, können bestimmt werden, um einerseits ihren Widerstand gegen die angesetzten Einwirkungen und andererseits das Verbleiben der unverstärkten Abschnitte des Trägers im elastischen Bereich zu gewährleisten.

Schließlich kann das Fließmoment und die dazugehörige Rotation (folglich die Steifigkeit der Sicherung) mit dem in 6.5.1.3 beschriebenen Verfahren berechnet werden. Die hysteretische konstitutive Beziehung der Sicherung wird final bestimmt und sowohl in linearen als auch nichtlinearen Berechnungen des endgültigen Tragwerks verwendet, um zu überprüfen, ob es die Sicherheitsanforderungen erfüllt.

6.5.1.2 Widerstandsmodell

Das maximale positive Moment kann auf der Grundlage der in Abb. 6.10 dargestellten Skizze berechnet werden. Hierbei werden zwei Annahmen getroffen: (a) Die Vernachlässigung der Stegbleche und (b) das Ebenbleiben der Querschnitte entsprechend der Bernoulli-Hypothese.

Die Erkenntnisse aus dem numerischen Modell zeigen jedoch, dass die Verformung über die Höhe des Sicherungsquerschnitts an keiner Stelle annäherungsweise linear ist. Dies verringert und ändert sogar das Vorzeichen im Normalspannungs-Diagramm, wodurch sich das aktivierte Widerstandsmoment verringert.

Andererseits widerspricht die Berücksichtigung einer nichtlinearen Dehnungsverteilung dem Ansatz einer praktisch-orientierten Bemessung, da sie die Berechnung des Widerstands der Sicherung erheblich erschwert.

Deshalb und unter Berücksichtigung, dass die Verringerung des aktivierten Widerstandsmomentes zum Teil die Vernachlässigung des Stegblechwiderstands kompensiert, kann das vorgeschlagene Modell als gute Näherung zur Berechnung der maximalen und minimalen Momente der Sicherung angesehen werden. Dabei ist zu beachten, dass Abb. 6.10 nur für positive Momente gültig ist. Für negative Momente muss die Richtung der Kräfte und des Momentes umgekehrt werden.

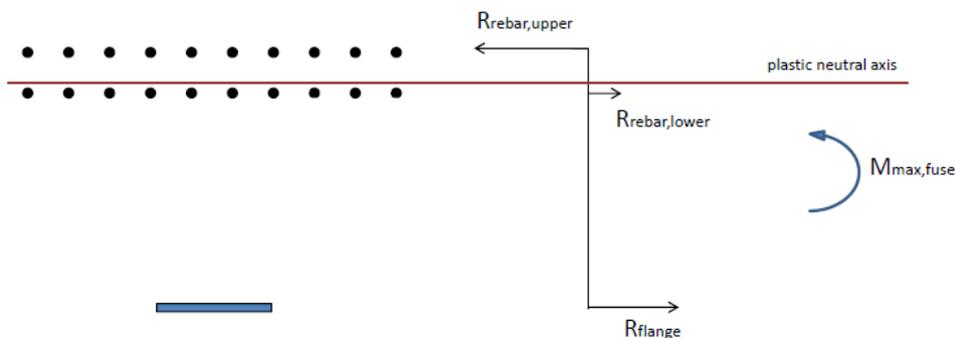


Abb. 6.10: Modell zur Berechnung des maximalen positiven Moments an der Sicherung

Für positive Momente:

Als erstes wird mit Festlegung der Lage der plastischen neutralen Faser die maximale Krümmung des Stoßes berechnet, wobei die maximale Dehnung des Stahls am Flanschblech angesetzt wird. Die maximale, vom Flanschblech aufgenommene Normalkraft ist $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot A$, wobei A die Querschnittsfläche des Elements und $f_{u,flange}$ die maximale Zugspannung des Flanschblechstahls sind.

Als zweites kann die Dehnung in der oberen und unteren Bewehrungslage über das lineare Dehnungsdiagramm bestimmt werden. Unter der Annahme, dass die Bewehrung im elastischen Bereich bleibt, können die Bewehrungsspannungen mittels Multiplikation ihrer Dehnungen mit dem Elastizitätsmodul E bestimmt werden.

Als drittes wird nun die Fläche der oberen und unteren Bewehrungslage derart gewählt, dass sie die Gleichgewichtsbedingungen aus Gl. (6.4) erfüllt. Zudem wird die Annahme über die Lage der plastischen Nulllinie implizit durch die Erfüllung von Gl. (6.4) validiert. Als Ausgangspunkt sollte für die Fläche der oberen Bewehrungslage die doppelte Fläche des Flanschblechs angenommen werden. Danach wird die Fläche der unteren Bewehrungslage so bestimmt, dass Gleichgewicht erreicht wird.

$$\sum_i R_i = 0 \quad \text{Gl. (6.4)}$$

mit R_i als der aufgenommenen Kraft in jedem Element i .

Als viertes berechnet sich Gl. (6.5) folgend das maximale Moment der Sicherung unter Kenntnis der Kräfte jeder Komponente zu:

$$M_{max,fuse} = \sum_i R_i \cdot z_i \quad \text{Gl. (6.5)}$$

mit z_i als der Hebelarm von jedem Element i .

Schließlich kann die maximale Rotation unter positiver Momentenbelastung durch die Multiplikation der maximalen Krümmung des Stoßes mit der freien Länge der Sicherungsbleche berechnet werden.

Für negative Momente:

Zusätzliche Aufmerksamkeit muss aufgrund von Knickeffekten der Schätzung der maximalen Druckspannung des Flansches gewidmet werden. Die Herleitung dieses Wertes kann mithilfe des von Gomes und Appleton (1992) vorgeschlagenen Modells erfolgen, welches in Abb. 6.11 dargestellt ist. Der resultierende Ausdruck findet sich in Gl. (6.6).

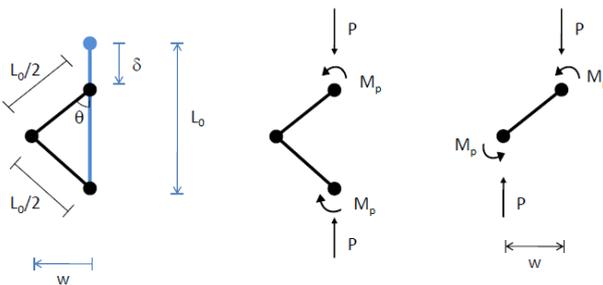


Abb. 6.11: Plastischer Mechanismus

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} \quad \text{Gl. (6.6)}$$

wobei A die Querschnittsfläche des Sicherungsblechs, σ die maximale Druckspannung, L_0 die freie Knicklänge, M_p das plastische Moment des Flanschblechs und ε die Dehnung ist. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Flanschstahls unter Druck wird somit erhalten und ist in Abb. 6.12 veranschaulicht.

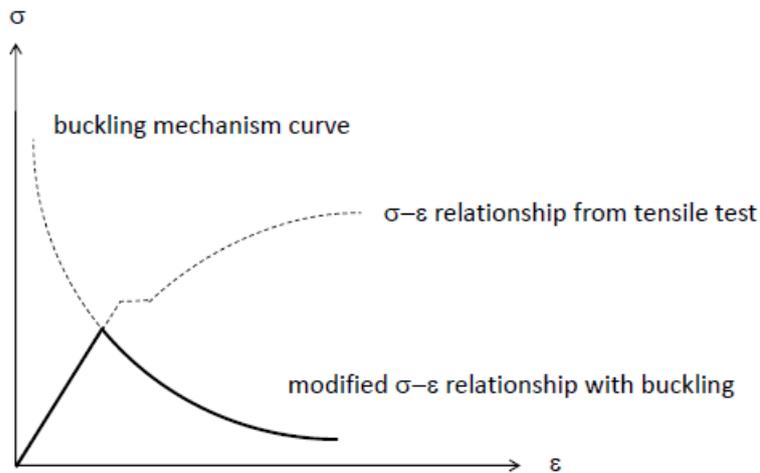


Abb. 6.12: Definition der abgewandelten $\sigma - \varepsilon$ -Kurve mit Beulen

Um die Abschätzung des negativen Zweiges der Hysteresekurve des Stoßes zu vereinfachen, wird die maximal mögliche Druckspannung des Flanschblechs gleich der Streckgrenze des Stahls gesetzt. Dies impliziert, dass die maximale Druckspannung dem kleineren folgender Werte entspricht: Entweder der Spannung, die sich aus der Knickkurve ergibt, oder der Fließspannung des Stahls.

Die aktivierte Druckkraft bestimmt sich anschließend durch Multiplikation der resultierenden Druckspannung mit der Fläche des Flanschblechs. Schließlich lässt sich das negative Moment als das Produkt der Kraft und des Abstandes zwischen den Schwerpunkten des Blechs und der Bewehrung ungefähr bestimmen.

Schubkraft:

Für die Stegbleche, welche ausschließlich Schub standhalten müssen, sollte deren Schubwiderstand die Auswirkungen des Schubbeulens nach 5.2 der EN1993-1-5 berücksichtigen:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}} \quad \text{Gl. (6.7)}$$

wobei h_w die Höhe des Stegblechquerschnitts, t_w die Dicke des Stegblechquerschnitts, $f_{y,w}$ die Fließspannung des Stegstahls und χ_w der Reduktionsbeiwert für Schubbeulen sind.

Solange die folgende Bedingung gilt, wird der Wert von χ_w zu 1,0 festgelegt:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}} \quad \text{Gl. (6.8)}$$

wobei η ein Parameter ist, der der Norm folgend zu 1,2 angenommen werden sollte. Anzumerken ist, dass die Gleichung nur für unausgesteifte Bleche gilt.

6.5.1.3 *Steifigkeitsmodell*

Die Methode zur Berechnung der Steifigkeit des geschweißten Trägerstoßes basiert auch auf dem Widerstandsmodelschema. Das Fließmoment, die Krümmung und die erste Abschätzung der Fließverdrehung können, sobald der Schwerpunkt bekannt ist, unter Annahme der Fließdehnung des Flanschblechstahls berechnet werden.

Die Fließverdrehung wird darauf mit einem Beiwert angepasst, um die durch Schubverformungen verursachte Steifigkeitsverringerung zu berücksichtigen. Der resultierende Wert für den Beiwert, der auf der Grundlage der in Kapitel 3 dargestellten Untersuchungsergebnisse bestimmt wurde, beträgt 6,26. Dieser Wert wurde aus einer Reihe von Blechabmessungen ermittelt, die von 10x80 mm² bis 12x150 mm² variierten. Zu beachten ist, dass bei der Bemessung von Trägerstößen, welche von den angegebenen Größenordnungen abweichen, besondere Vorsicht geboten ist. Desweiteren wurde auch eine Empfindlichkeitsstudie durchgeführt, um zu untersuchen, wie sich die Variabilität des kalibrierten Wertes auf das globale Tragwerksverhalten auswirkt. Die beobachteten Auswirkungen einer solchen Variabilität auf das globale Tragwerksverhalten waren sehr gering und können daher vernachlässigt werden.

6.5.2 *Bemessung mit linear-elastische Berechnungen*

Die Bemessungsregeln sollen gewährleisten, dass Fließen erst in den Sicherungselementen auftritt, bevor es zu jeglichem Fließen oder Versagen an anderer Stelle kommt. Deshalb basiert die Bemessung von Gebäuden mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen auf der Annahme, dass die Sicherungen in der Lage sind Energie durch die Bildung von Fließgelenken zu dissipieren.

6.5.2.1 *Simulation und vorläufiger Wert des Verhaltensbeiwerts*

Ein Gebäude mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen kann mit einem linear-elastischen Modell durch Einführung entsprechender Drehfedern an beiden Enden des Trägers des MRF abgebildet werden. Die Steifigkeit der Federn sollte dabei gleich der in 5.1.3 geschätzten sein. Die resultierenden Schnittkräfte der Berechnung werden anschließend durch den Verhaltensbeiwert q dividiert. Da nur für die dissipativen Elemente plastisches Verhalten erwartet wird, hängt der q -Faktor hauptsächlich von den Duktilitätsreserven der Sicherungen und vom Typ sowie der Regelmäßigkeit des Tragwerks ab. Nachfolgend werden einige vorläufige Hinweise zum Verhaltensbeiwert angegeben. Es sollten jedoch weitere Untersuchungen mittels nichtlinearer Berechnungen durchgeführt werden, um dessen Wert richtig abzuschätzen. Im allgemeinen Fall, in welchem die Riegel-Stützenverbindungen eine ausreichende Stabilität aufweisen, sodass keine schwerwiegenden Effekte aus Theorie zweiter Ordnung auftreten, kann der Wert für q für die mittlere Duktilitätsklasse zu 4,0 und

für die hohe Duktilitätsklasse zu 5,0 angenommen werden. In Fällen, in denen die Gesamtsteifigkeit des Tragwerkes zur Aufnahme der angesetzten Verschiebungen sehr niedrig ist, sollte das Tragwerk als ein umgekehrtes Pendel-System mit einem Verhaltensbeiwert von 2,0 betrachtet werden.

6.5.2.2 Berechnung und Sicherheitsnachweis

Die statische lineare Berechnung wird unter Eigen- und Verkehrslast durchgeführt, wobei die Elemente des Hauptrahmens nach den Vorgaben der EN1993-1-1 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) und der Gebrauchstauglichkeit (GdG) bemessen werden. Das herkömmliche Berechnungsverfahren für Schnittkräfte unter Erdbebenbelastung ist die Durchführung des multimodalen Antwortspektrenverfahrens, wobei die Anzahl der betrachteten Schwingungsformen in jeder Richtung derart gewählt sein sollte, dass die Summe der effektiven Masse mindestens 90% der Gesamtmasse entspricht.

6.5.2.2.1 Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie 2. Ordnung sollte über die Begrenzung des Empfindlichkeitsbeiwerts θ der gegenseitigen Stockwerksverschiebung kleiner als die Grenzwerte nach Norm gesteuert werden. Der Koeffizient θ bestimmt sich für jedes Stockwerk sowohl in x- als auch in y-Richtung des Gebäudes mittels Gl. (6.9).

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{storey}} \quad \text{Gl. (6.9)}$$

wobei P_{tot} die gesamte Schwerkraft auf und über dem betrachteten Stockwerk im Bemessungserdbebenzustand, V_{tot} der seismische Stockwerksschub, d_r die gegenseitige Stockwerksverschiebung und h_{storey} die Höhe des entsprechenden Stockwerks ist.

Die entsprechenden Normvorgaben begrenzen für Gebäude den Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung auf $\theta \leq 0,1$, falls Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt werden. Im Falle von $0,1 < \theta < 0,2$ sollten Effekte nach Theorie zweiter Ordnung annäherungsweise durch die Multiplikation der entsprechenden Auswirkungen der seismischen Belastung mit einem Beiwert von $1/(1 - \theta)$ berücksichtigt werden. Für $0,2 < \theta < 0,3$ muss eine genauere Berechnung nach Theorie zweiter Ordnung durchgeführt werden. In jedem Fall sollte der Wert kleiner als 0,3 sein.

6.5.2.2.2 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

In linear-elastischen Berechnungen sollten die wahren, durch die seismische Einwirkung hervorgerufenen Verschiebungen d_s auf Basis der elastischen Verformungen d_e des Tragsystems mittels des folgenden Ausdruckes berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (6.10)}$$

Die gegenseitige Stockwerksverschiebung d_r ist als die Differenz der durchschnittlichen seitlichen Verschiebungen oben und unten am betrachteten Stockwerk definiert. Abhängig vom Typ der nicht-tragenden Elemente (spröde Materialien, duktil oder nicht verbunden) und der Bedeutungskategorie des Gebäudes wird die gegenseitige Stockwerksverschiebung d_r mit den entsprechenden Normwerten verglichen.

6.5.2.2.3 Verifikationen dissipativer Elemente

Die geschweißten FUSEIS Trägerstöße sollten verifiziert werden, dass sie den Schnittkräften und -momenten der nachteiligsten seismischen Einwirkungskombination standhalten sowie die nachfolgenden Anforderungen erfüllen: Normalkraftkapazität, Schubwiderstand und Momentenkapazität.

Als erstes muss über Gl. (6.11) verifiziert werden, dass das volle plastische Widerstandsmoment und der Schubwiderstand nicht durch Druckkräfte gemindert werden:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0,15 \quad \text{Gl. (6.11)}$$

wobei N_{Ed} die Bemessungsnormalkraft und $N_{pl,fuse,Rd}$ der Bemessungsnormalkraftwiderstand der geschweißten FUSEIS Trägerstöße ist.

Der Schubwiderstand sollte mittels Kapazitätsbemessungskriterien unter Berücksichtigung, dass sich an beiden Enden des Trägers des MRF gleichzeitig Fließgelenke bilden, verifiziert werden. Dabei gilt die Annahme, dass der Schubwiderstand der geschweißten FUSEIS Trägerstöße lediglich durch die Stegbleche gegeben ist.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (6.12)}$$

wobei $V_{CD,Ed} = 2 M_{max,fuse} / L_{fuses,ij}$ die Schubkraft aus Kapazitätsbemessung, $M_{max,fuse}$ der durch die Sicherungen entwickelte Momentenhöchstwert, $L_{fuses,ij}$ der Abstand zwischen den Sicherungen desselben Trägers und $V_{pl,fuse,Rd}$ der durch die Stegbleche gewährleistete Widerstand ist.

Die Momentenkapazität sollte wie folgt verifiziert werden:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1,0 \quad \text{Gl. (6.13)}$$

wobei M_{Ed} das Bemessungsmoment, $M_{max,fuse}$ das maximale Moment der Sicherung und Ω der Überfestigkeitsfaktor ist.

6.5.2.2.4 Globales dissipatives Verhalten

Um das globale dissipative Tragwerksverhalten zu erreichen, muss überprüft werden, dass die Maximalwerte von Ω über das gesamte Tragwerk um nicht mehr als 25% vom Minimalwert von Ω abweichen.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25 \quad \text{Gl. (6.14)}$$

6.5.2.2.5 Rotation der Sicherung

Um zu gewährleisten, dass die Verdrehung der dissipativen Elemente nicht den über die Versuchsergebnisse gewonnenen Maximalwert überschreiten, wurde die Begrenzung der Verdrehung der Sicherung auf 3% festgelegt. Da deren Verdrehung unmittelbar aus der gegenseitigen Stockwerksverschiebung ausgewertet werden kann, ergibt sich die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung auf 3%.

6.5.2.2.6 Nachweise der nicht-dissipative Elemente

Die nicht-dissipativen Elemente (Stützen, reguläre und verstärkte Verbundträger) sollen mit im Vergleich zu den Schnittkräften, die aus Berechnungen mit der ungünstigsten seismischen Einwirkungskombination erhaltenen wurden, erhöhten Werten kapazitätsbemessen werden. Dies gewährleistet, dass Versagen als erstes in den geschweißten FUSEIS Trägerstößen auftritt.

Alle Elemente sollten den folgenden Kapazitätsbemessungseinwirkungen standhalten:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (6.15)}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Gl. (6.16)}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{Gl. (6.17)}$$

wobei $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ und $V_{Ed,G}$ jeweils die Normalkräfte, Schubkräfte und Biegemomente infolge nichtseismischer Einwirkungen, die in der Kombination für die Erdbeben-Bemessungssituation enthalten sind. $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ und $V_{Ed,E}$ sind jeweils die Normalkräfte, Schubkräfte und Biegemomente infolge seismischer Bemessungseinwirkungen. $\Omega = \min \Omega_i = \min \{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ ist der minimale Überfestigkeitsbeiwert für alle geschweißten FUSEIS Trägerstöße im Gebäude, siehe Gl. (6.14). $\gamma_{ov} = 1,25$ ist der Materialüberfestigkeitsbeiwert, siehe Gl. (6.1).

6.5.3 Bemessung mit nichtlinearen (Pushover) Berechnungen

Das für elastische Berechnungen verwendete Strukturmodell sollte erweitert werden, damit es die Reaktion von Bauelementen über den elastischen Zustand hinaus und eine Schätzung der erwarteten plastischen Mechanismen und der Schadensverteilung berücksichtigt.

Die Gelenkeigenschaften der nicht-dissipativen Elemente sollten nach Vorgaben entsprechender Normen (z.B. FEMA 356) berechnet werden. Die Fließgelenkeigenschaften für die regulären Träger sollten dem Biegetyp (M3 Gelenk) entsprechen, während in Stützen die Interaktion zwischen Biegemomenten und Normalkräften (P-M3 Gelenke) zu berücksichtigen ist.

6.6 BERECHNUNGEN AN EINEM 3D GEBÄUDE

In diesem Kapitel werden die im Bemessungsleitfaden enthaltenen Gleichungen, Elementeigenschaften, Bemessungsempfehlungen, kritische Nachweise und vorgeschlagene Verhaltensbeiwerte mittels numerischer Analysen an 3D Gebäuderahmen mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen verifiziert, wobei die Software *SAP2000* verwendet wird.

6.6.1 Beschreibung der untersuchten Gebäuderahmen

6.6.1.1 Geometrie

Die nachfolgend vorgestellte Fallstudie basiert auf einem achtstöckigen Verbundgebäude, dessen Seitenansichten in Abb. 6.13(a) und (b) und dessen Grundriss in Abb. 6.14 dargestellt sind. Das Tragwerk wird mittels eines 3D Modells simuliert, jedoch mit Y ebenen Freiheitsgraden.

Dieses besteht aus einem volleingespannten biegesteifen Momentenrahmen mit drei 8 m langen Feldern sowohl in X- als auch in Y-Richtung. Die Höhe jedes Stockwerks beträgt 4 m und an das Fundament sind eingespannte Anschlüsse vorgesehen. Abb. 6.15 stellt die Abmessungen der angesetzten Verbunddecke dar, wobei die Modellierung ihrer Verbundwirkung mit den Stahlträgern in 6.6.1.4 erläutert ist. Die verwendeten Elemente und Materialien sind folgende:

In Y-Richtung – biegesteifer Rahmen:

- IPE450 Verbundträger (S275 Stahlgüte und C25/30, A500 NR Beton)
- HEA200 Verbundträger (S355 Stahlgüte und C25/30, A500 NR Beton) – hält nur vertikaler Belastung stand
- Stützen mit S355 Stahlgüte (starke Achse)

In X-Richtung (nicht untersucht) – Aussteifungen:

- IPE500 Träger (S355 Stahlgüte)
- Stützen mit S355 Stahlgüte (schwache Achse)
- 2UPN120 und 140/15 Aussteifungen mit S355 Stahlgüte

Die geschweißten Sicherungen sind 0,75 m von den Träger-Stützeknotenpunkten entfernt angebracht, während die verstärkten Träger bis zu 1,5 m von denselben Knotenpunkten aus reichen. Die dissipativen Vorrichtungen haben eine niedrigere Stahlgüte (S235) als der Rest der Tragwerkselemente. Tabelle 6.7 fasst die Abmessungen der eingesetzten Sicherungen zusammen.

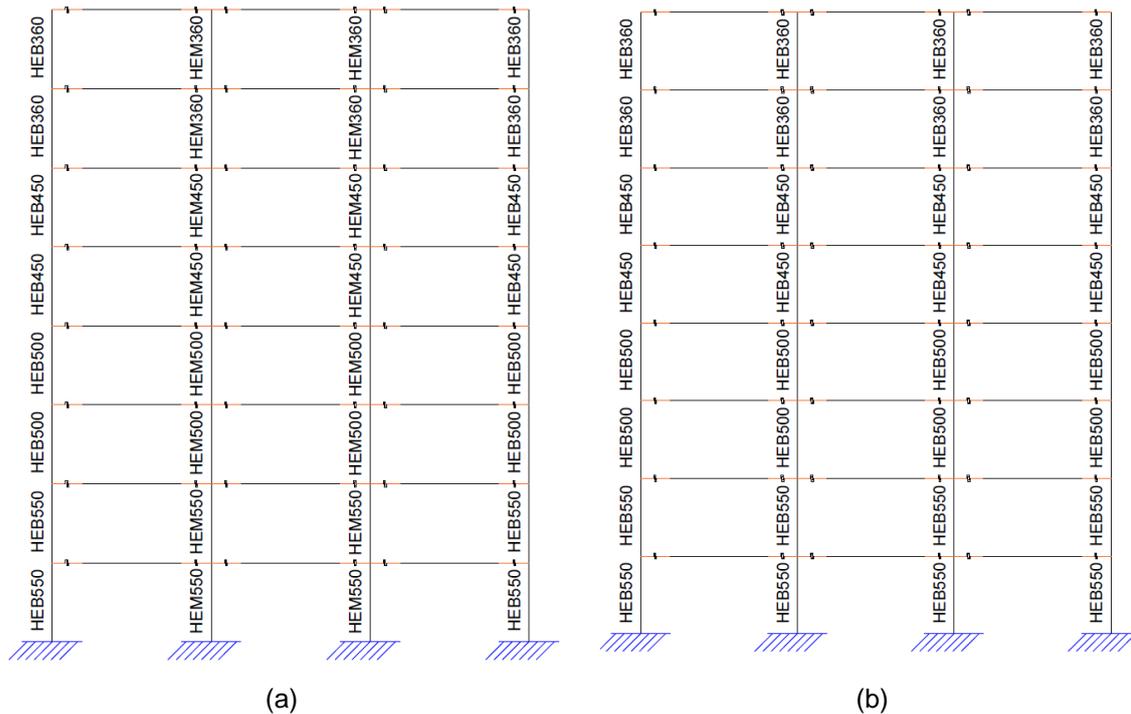


Abb. 6.13: Seitenansicht des modellierten Gebäudes: (a) innere Rahmen und (b) äußere Rahmen. Die verstärkten Trägerzonen sind in orange hervorgehoben, in deren Bereich Markierungen zu sehen sind, welche die geschweißten FUSEIS Trägerstöße darstellen.

Tabelle 6.7: Abmessungen der Sicherungsbleche und Bewehrung

Stockwerk	Sicherungsflanschblechabmessungen		Obere Bewehrung	Untere Bewehrung	Sicherungsstegblechabmessungen	
	b_f [mm]	t_f [mm]	[mm]	[mm]	h_w [mm]	t_w [mm]
1 bis 4	170	12	12Φ16	8Φ10	170	8
5 bis 6	170	10	12Φ16	8Φ12	170	8
7 bis 8	170	8	12Φ16	12Φ12	170	8

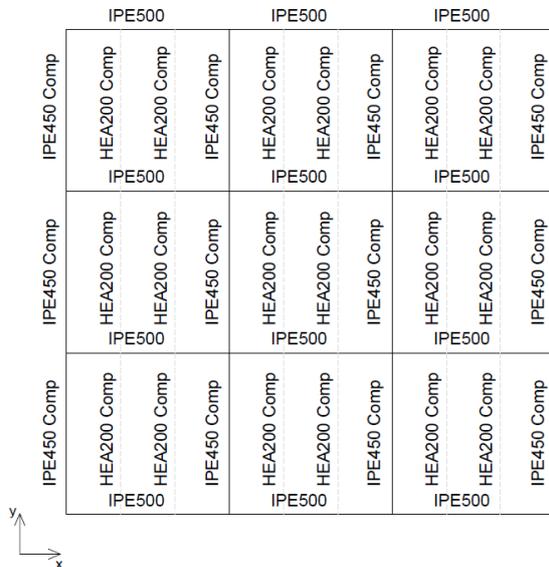


Abb. 6.14: Grundriss des modellierten Gebäudes (die bewehrten Trägerzonen und geschweißte FUSEIS Trägerstöße sind nicht dargestellt)

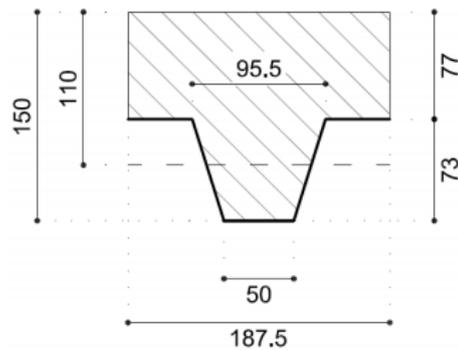


Abb. 6.15: Schematische Darstellung der Verbunddecke

6.6.1.2 Belastung

Die Belastung wird nach EN1991-1-1, EN1993-1-1 und EN1994-1-1 bestimmt, wobei die Eigenlast des Tragwerks, die Auflast, die Verkehrslast, sowie bewegliche Trennwände und Außenwände berücksichtigt sind.

Tabelle 6.8: Werte der angesetzten Schwerkraftbelastung

Belastungsklasse	Belastungstyp	Wert
Eigenlast	Verbunddecke mit Profilblech	2,75 kN/m
Auflasten	Gebäudetechnik, Decke und Zwischenböden	0,70/1,00 kN/m ² ¹
	Außenwände	4,00 kN/m
Verkehrslasten	Büro (Klasse B)	3,00 kN/m ² ²
	Bewegliche Trennwände	0,80 kN/m ²

Die seismischen Einwirkungen können entsprechend der EN1998-1-1 mit den in Tabelle 6.9 angegebenen Parametern bestimmt werden.

Tabelle 6.9: Werte der seismischen Einwirkung

Bedeutungsbeiwert (Klasse II)	$\gamma_I = 1,00$
Bodenbeschleunigung	$a_{gr} = 0,30g$
Bodenkategorie	C

¹ 0,70 kN/m² für Zwischenstockwerke und 1,00 kN/m² für das Dach

² Das Dach wird als begehrbar angesehen und nach Paragraph 6.3.4.1(2) der EN1991-1-1 hat es die selben Verkehrslastwert wie die Zwischenstockwerke.

S_{\max}	1,15
T_B	0,20 s
T_C	0,60 s
T_D	2,00 s

6.6.1.3 Lastkombinationen

Der EN1990-1-1 zufolge muss der Sicherheitsnachweis eines Gebäudes im Grenzzustand der Tragfähigkeit sowohl für die ständige Grundkombination als auch für die Erdbebenkombination durchgeführt werden, welche jeweils in den Gleichungen 6.10 und 6.12b der EN1990-1-1 angegeben sind. Zusätzlich sollte die Gesamtmasse des Tragwerks über Gleichung 3.17 der EN1998-1-1 bestimmt werden, um die seismische Einwirkung zu bestimmen. Tabelle 6.10 enthält alle für die Lastkombinationen verwendeten Koeffizienten.

Tabelle 6.10: Verwendete Koeffizienten für die Lasteinwirkungskombinationen

Beiwert	Wert
γ_G	1,35
γ_Q	1,50
Ψ_2 Büro (Kategorie B)	0,30
Ψ_2 Dach	0,00
φ Korrelierte Stockwerke	0,80
φ Dach	1,00

6.6.1.4 Simulation

Das Tragwerk wird mittels Rahmenelementen modelliert, wobei die verteilte Masse von jedem Stockwerk in dessen Schwerpunkt konzentriert angesetzt wird. Dieser Ansatz vereinfacht die Modellberechnungen und wird infolge verschiedener Einflüsse als annehmbare Annäherung angesehen: (a) das Tragwerk besitzt eine sehr gleichmäßige Geometrie (doppelt symmetrisch im Grundriss und ohne Veränderungen über die Höhe) (b) das Gewicht jedes Stockwerks ist gut verteilt, sodass die Notwendigkeit der Verifikation vertikaler Erdbebenlastfälle entfällt, (c) die Starrheit der Verbunddecke in ihrer Ebene ist groß genug um eine starre Scheibenwirkung für jedes Stockwerk anzunehmen.

Das Programm *SAP2000* bietet eine große Vielfalt an kommerziellen Stahlprofilen, die für die Rahmenelemente verwendet werden können. Zur Modellierung der Verbundwirkung zwischen der Decke und den IPE500- oder HEA200-Trägern war es jedoch notwendig, deren Querschnitt mittels des im Programm verfügbaren *Cross-Section Designers* zu definieren. Zwei Querschnittstypen wurden hiermit definiert, um die in negativen sowie positiven Momentenzonen befindlichen Träger darzustellen.

len. In den positiven Momentenzonen, in welchen der Beton als ungerissen angesehen werden kann, wird lediglich der Beton über der Profilstahlverkleidung mit einer effektiven Breite nach Paragraph 5.4.1.2(5) der EN1994-1-1 berücksichtigt. Demgegenüber kann in den negativen Momentenzonen Rissbildung im Beton angenommen werden und somit wird stattdessen allein die Bewehrung berücksichtigt. Mit der Einführung der geschweißten FUSEIS Trägerstöße werden die Träger in den negativen Momentenzonen mit zusätzlichen Steg- und Flanschstahlblechen verstärkt. Eine schematische Darstellung der modellierten Querschnitte der positiven sowie der negativen Momentenzone sind in Abb. 6.16 (a) und (b) dargestellt.

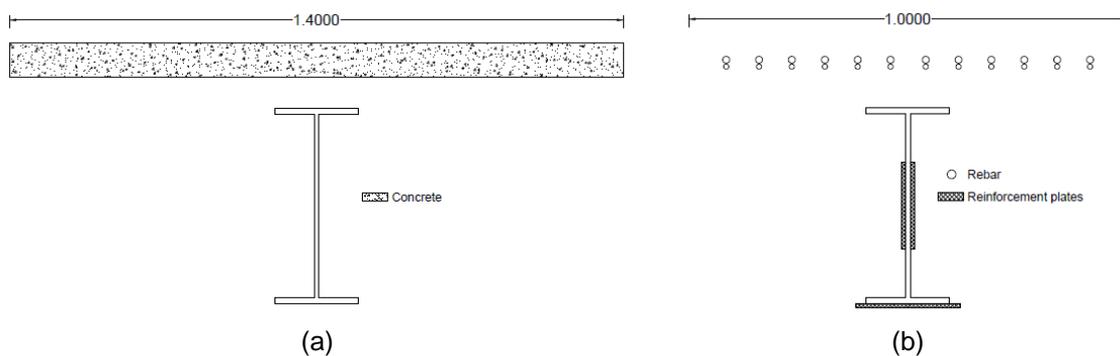


Abb. 6.16: Schematische Querschnittsdarstellung von (a) in positivem und (b) in negativem Momentenbereich befindlichen Trägern der MRF

Für die linear-elastische Berechnung werden die geschweißten Sicherungen mittels Verbinder-elementen simuliert, wobei die Möglichkeit der Zuordnung einer Rotationssteifigkeit besteht. Die Rotationssteifigkeit bestimmt sich durch Anwendung des in 5.1.3 beschriebenen Verfahrens mit den in Abb. 6.17 dargestellten Komponenten.



Abb. 6.17: Schematische Querschnittsdarstellung der geschweißten FUSEIS Trägerstöße zur Berechnung von deren Widerstand und Steifigkeit

6.6.2 Linear-elastische Berechnung

6.6.2.1 Antwortspektrenverfahren

Das multimodale Antwortspektrenverfahren wird durchgeführt, wobei die Ergebnisse in Tabelle 6.11 zusammengefasst sind. Die ersten drei Moden, welche eine Auslenkung in Y-Richtung darstellen, aktivieren mehr als 90% der Masse.

Tabelle 6.11: Eigenperioden und Verhältnisse der mitwirkenden Massen

Eigenform	Periode [s]	Massenverhältnis	Kumuliertes Massenverhältnis
1	1,942	0,775	0,775
2	0,629	0,108	0,883
3	0,344	0,046	0,929

Nach EN1998-1-1 muss für eine Periode länger als T_D der untere Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum mit Gl. (6.18) überprüft werden:

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad \text{Gl. (6.18)}$$

wobei $S_d(T)$ die Beschleunigung des Bemessungsspektrums ist, q der auf 4 festgelegte Verhaltensbeiwert ist und die anderen Parameter in Tabelle 6.9 aufgelistet sind. Da infolge der langen Eigenperiode des Tragwerks der resultierende Beschleunigungswert des Bemessungsspektrums kleiner als der über den β -Koeffizienten definierte untere Grenzwert ist, wird dieser als unterer Grenzwert angenommen, so dass die nachfolgenden IFM durch den selben Wert bestimmt werden. Die Gesamtschubkraft V_{tot} , die vertikale Belastung P_{tot} , deren Verhältnis und der untere Grenzwert sind in Tabelle 6.12 gegeben.

Tabelle 6.12: Überprüfung des unteren Grenzwerts für das horizontale Bemessungsspektrum

V [kN]	P [kN]	V/P	Unterer Grenzwert
1463,36	25256,26	0,058	0,060

6.6.2.2 Erdbebenbemessung

6.6.2.2.1 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter Berücksichtigung, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Bauteile enthält, sollte die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung mittels folgender Gleichung überprüft werden:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 4 = 0,03 \text{ m} \quad \text{Gl. (6.19)}$$

wobei $v = 0,5$ ein Reduktionsbeiwert für Bemessungsverschiebungen infolge der Bedeutungskategorie des Gebäudes (in diesem Fall gewöhnliche Gebäude) und h die Stockwerkshöhe ist. Tabelle 6.13 gibt die Ergebnisse der Berechnung an, in welcher der Nachweis aller Stockwerke geprüft wird. Die maximale, in der Berechnung verifizierte Verschiebung, die durch Entfernen des v -Koeffizienten vom $d_r \cdot v$ -Wert

des 3. Stockwerks und anschließender Division des Ergebnisses durch die Stockwerkshöhe bestimmt werden kann, liegt bei 1,45% und somit unter der festgelegten maximalen Sicherungsrotation.

Tabelle 6.13: Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Stockwerk	$d_r \cdot v$	$0,0075 \cdot h$	Verifizierung
0	0,0000	0,03	WAHR
1	0,0138	0,03	WAHR
2	0,0260	0,03	WAHR
3	0,0289	0,03	WAHR
4	0,0271	0,03	WAHR
5	0,0245	0,03	WAHR
6	0,0204	0,03	WAHR
7	0,0167	0,03	WAHR
8	0,0100	0,03	WAHR

6.6.2.2.2 Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Die Begrenzung der Effekte nach Theorie 2. Ordnung wird als grundlegend für die nachfolgende Bemessung für die Stützen und Träger angenommen. Die Verifizierung erfolgt über Gl. (6.9). Obwohl der Empfindlichkeitsbeiwert im 3. Stockwerk größer als 0,2 ist, überschreitet der Wert nicht den in der Norm vorgegebenen Höchstwert (0,3). Dennoch müssen weitere Untersuchungen mit nichtlinearen Pushover-Analysen durchgeführt werden.

Tabelle 6.14: Verifizierung der Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Stockwerk	Θ_y	$\Theta_y < 0,1$	$\Theta_x < 0,2$
1	0,115	FALSCH	WAHR
2	0,199	FALSCH	WAHR
3	0,208	FALSCH	FALSCH
4	0,181	FALSCH	WAHR
5	0,144	FALSCH	WAHR
6	0,101	FALSCH	WAHR
7	0,066	WAHR	WAHR
8	0,030	WAHR	WAHR

6.6.2.2.3 Verifizierung der geschweißten FUSEIS Trägerstöße

Die geschweißten FUSEIS Trägerstöße werden für die angreifenden Momente des regulären Verbundträgers des Tragwerks sowie unter Beachtung der Werte von α^+ und α^- bemessen. Tabelle 6.15 enthält die Verifikation der Sicherungen in jedem

Stockwerk und deren jeweiligen Überfestigkeitswert $\Omega = M_{max}/M_{ed}$. Tabelle 6.16 zeigt die Werte für α^+ und α^- für jeden Sicherungstyp und Tabelle 6.17 die Verifikation der Schubkräfte.

Tabelle 6.15: Nachweis der Biegemomente

Stockwerk	M_{Ed}	M_{Rd} negativ	M_{Rd} positiv	Ausnutzung negativ	Ausnutzung positiv	Ω negativ	Ω positiv
1	173,65	272,77	423,38	0,64	0,41	1,57	2,44
2	217,32	272,77	423,38	0,80	0,51	1,26	1,95
3	219,41	272,77	423,38	0,80	0,52	1,24	1,93
4	207,02	272,77	423,38	0,76	0,49	1,32	2,05
5	182,59	226,91	365,06	0,80	0,50	1,24	2,00
6	161,81	226,92	365,06	0,71	0,44	1,40	2,26
7	117,99	162,73	292,83	0,73	0,40	1,38	2,48
8	72,99	162,73	292,83	0,45	0,25	2,23	4,01

Tabelle 6.16: Werte von α^+ und α^-

Stockwerk	α^- (Träger $M_{pl} = 511 \text{ kNm}$)	α^+ (Träger $M_{pl} = 841 \text{ Nm}$)
170 x 12	0,5338	0,5034
170 x 10	0,4441	0,4341
170 x 8	0,3185	0,3482

Tabelle 6.17: Nachweis der Schubkräfte

Stockwerk	V_{Ed} Kapazität	V_{Ed} Schwerkraft	V_{Ed} Bemessung	V_{Rd}	Ausnutzung
1	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
2	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
3	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
4	107,10	42,30	149,40	184,52	0,81
5	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
6	91,07	42,30	133,37	184,52	0,72
7	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61
8	70,09	42,30	112,39	184,52	0,61

6.6.2.2.4 Globales dissipatives Verhalten

Unter Ausschluss des letzten Stockwerks erreicht das Verhältnis $\max \Omega / \min \Omega$ einen Wert von 1,26 für negative Momente. Obwohl dies geringfügig über dem erwarteten Wert liegt, kann für das Tragwerk auf ein gutes dissipatives Verhalten geschlossen werden.

6.6.2.2.5 Verifikation der nicht-dissipativen Elemente

Die verstärkten Träger und deren Länge werden derart bemessen, dass sie den voll entwickelten Fließgelenken der dissipativen Elemente standhalten und demzufolge den Sicherheitsnachweis für die angesetzte Erdbebeneinwirkung erfüllen. Da die Stützen aus dem Nachweis des herkömmlichen Tragwerks folgen, sollte sie mit der Sicherheitsüberprüfung kontrolliert werden (Tabelle 6.18). Die angesetzten Stützeinwirkungen werden über Gl. (6.15) bis Gl. (6.17) abgeschätzt. Es wird keine Interaktion von Biegung und Schub berücksichtigt, da das Verhältnis der angesetzten Schubkraft zum plastischen Schubwiderstand der Stützen kleiner als 0,5 ist.

Tabelle 6.18: Nachweise der nicht-dissipativen Elemente

Stütze	P_{ed} [kN]	$V_{z,ed}$ [kN]	$V_{y,ed}$ [kN]	$M_{x,ed}$ [kNm]	$M_{y,ed}$ [kNm]	$M_{ny,rd}$ [kNm]	$M_{nx,rd}$ [kNm]	Ausnutzung
HEM360	315,60	144,81	27,45	54,92	344,82	1771,10	689,41	0,12
HEM450	687,35	195,19	29,38	58,97	439,36	2247,51	688,35	0,12
HEM500	1059,66	238,04	29,44	59,27	490,85	2518,37	685,86	0,12
HEM550	1431,29	267,31	16,15	44,35	1089,44	2816,22	687,64	0,21

6.6.3 Nichtlineare statische (Pushover) Berechnung

6.6.3.1 Auswertung des nichtlinearen Verhaltens des Tragwerks

Die nichtlineare statische (Pushover-) Analyse wird zur Verifizierung der Versagensmechanismen und zur Überprüfung des in der linearen Berechnung verwendeten Verhaltensbeiwerts durchgeführt. Die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse stimmen mit der Eigenform-affinen und der gleichmäßigen Beschleunigungskraftverteilung über ein, beide einschließlich der P-Delta-Effekte.

Die Zuweisung von Fließgelenken für die nicht-dissipativen Vorrichtungen wurde bereits in 5.3 erläutert. Für die geschweißten FUSEIS Trägerstöße werden nichtlineare Fließgelenke vom Biegetyp M3 angesetzt, wobei deren Eigenschaften aus der Kalibrierung experimenteller Ergebnisse und analytischer Untersuchungen (ebenfalls in diesem Dokument erklärt) bestimmt werden. Ein Momentenverdrehungs-Diagramm ist für einen der geschweißten FUSEIS Trägerstöße in Abb. 6.18 dargestellt. Zu beachten ist, dass für die Fließgelenke eine „Pivot“-Hystereseurve gewählt wurde.

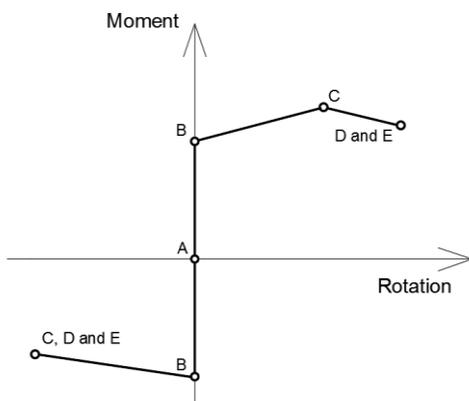


Abb. 6.18: Schematische Darstellung eines geschweißten FUSEIS Trägerstoß Gelenks: Momentenverdrehnungs-Diagramm

Tabelle 6.19: Eigenschaften eines 170 x 10 Flanschblechsicherungsgelenks; SF – Skalierungsfaktor

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
C	-0.750	-10.453
B	-1.000	-1.000
A	0.000	0.000
B	1.000	1.000
C	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hogging and sagging	
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hogging and sagging	

Diese Gelenke zeigen eine maximale Verdrehung von 38 bis 40 mrad, was über der minimal geforderten Verdrehungskapazität der Norm liegt. Die Sicherheitskriterien zur Bestimmung des Leistungspunktes werden in Tabelle 6.20 festgelegt und entsprechen ungefähr 10, 60 und 80 Prozent der maximalen Verdrehung des Trägerstoßes.

Tabelle 6.20: Werte für Sicherheitskriterien

Sicherheitsniveau	Sofortige Nutzung (IO)	Schutz von Menschenleben (LS)	Einsturzvermeidung (CP)
Gelenkverdrehung Skalierungsfaktor	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8

Zusätzlich wird eine Pushover-Berechnung unter Verwendung von Verbinderelementen durchgeführt, um die über die Fließgelenk-Methode gewonnene Pushover-Kurve weiter zu beurteilen. Die Verbindereigenschaften, die äquivalent zu den für den Gelenkansatz vorgestellten sind, werden in Abb. 6.19 und Tabelle 6.21 angegeben. Anzumerken ist, dass der abfallende Ast im positiven Bereich entscheidend für die Abbildung des Kraftabfalls nach dem Versagen der Sicherung ist, während derjenige im negativen Bereich den Kraftabfall infolge von Knickeffekten zum Teil nachahmen kann.

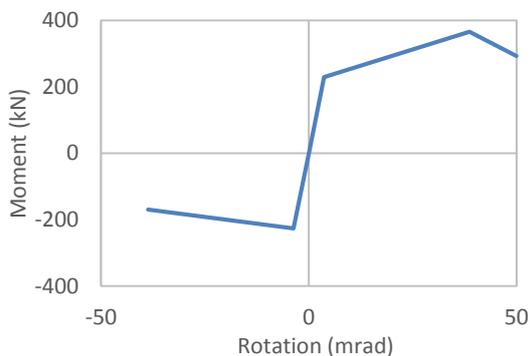


Abb. 6.19: Schematische Darstellung eines geschweißten FUSEIS Verbinder Momentenrotations-Diagramms

Tabelle 6.21: Eigenschaften eines 170 x 10 Flanschblechsicherungsverbinders

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)
1	-0.0387	-170.187
2	-0.0037	-226.916
3	0.0000	0.0000
4	0.0037	228.9388
5	0.0387	365.0577
6	0.0500	292.0461
Stiffness for linear analysis cases		61816 kNm/rad

Die resultierenden Pushover-Kurven basierend auf dem Verbinderelementeansatz sind in Abb. 6.20 dargestellt.

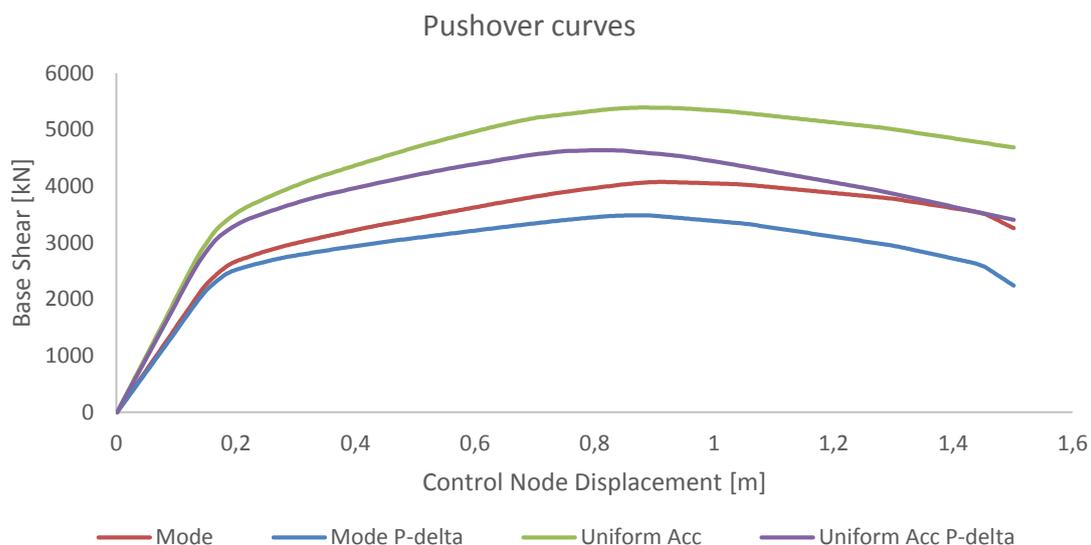


Abb. 6.20: Pushover-Kurven des Verbinder-Annährungsverfahrens

Die Kurve, welche die erste Eigenform-affine Kraftverteilung mit P-Delta-Effekten darstellt, wird nachfolgend untersucht. Der zugehörige Leistungspunkt und die entsprechende Abfolge der Fließgelenkbildung werden dargestellt. Anschließend werden diese Erkenntnisse mit den in der linear-elastischen Analyse gewonnenen Ergebnissen verglichen.

Der Leistungs-Punkt wird mittels der N2 Methode nach Eurocode 8 berechnet. Die resultierende Verschiebung und Periode sowie der aktivierte Verhaltensbeiwert (abgeschätzt mit dem Verfahren, wie es durch POLIMI³ vorgeschlagen wurde) sind in Tabelle 6.22 wiedergegeben. Die nicht-idealisierten und die idealisierten Pushover-

³ Verfahren wird in Anhang A vorgestellt

Kurven (1. Iteration und am Leistungs-Punkt) des äquivalenten Einmassenschwingers sind hingegen in Abb. 6.21 dargestellt.

Tabelle 6.22: Merkmale des Leistungs-Punktes

Leistungspunkt Verschiebung [m]	Entsprechende Periode T^* [s]	Aktivierter Verhaltensbeiwert q am Leistungspunkt
0,345	2,048	2,155

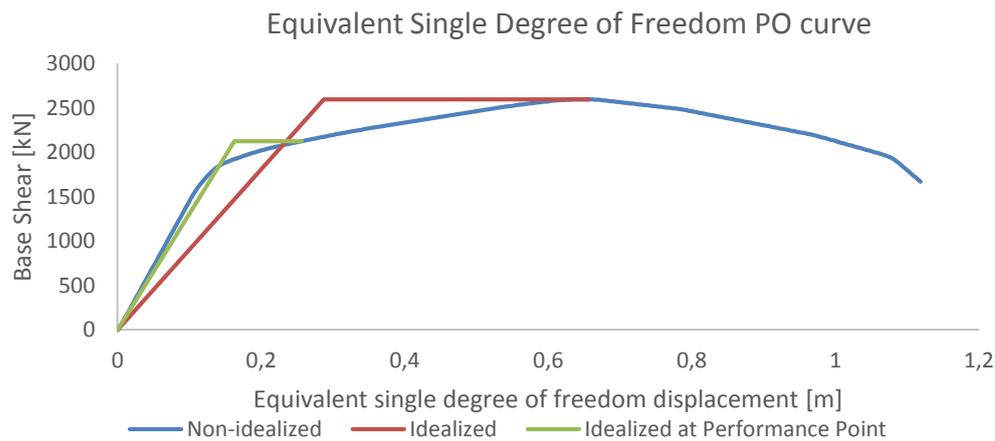


Abb. 6.21: Pushover-Kurven des äquivalenten Einmassenschwingers

Abb. 6.22 zeigt die nahezu perfekte Übereinstimmung der Pushover-Kurven, die über die beiden Berechnungen (Verbinder und Gelenk) gewonnen wurden. Somit kann die Abfolge der Fließgelenkbildung, insbesondere am Leistungspunkt, unmittelbar basierend auf der Fließgelenk-Pushover-Kurve gewonnen werden.

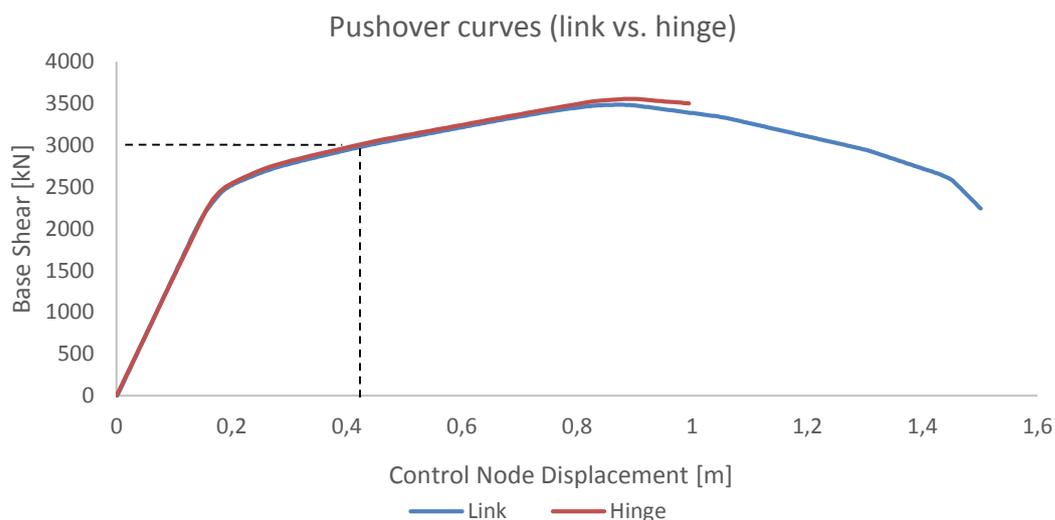


Abb. 6.22: Vergleich zwischen den aus zwei Ansätzen gewonnenen Pushover-Kurven

Die Fließgelenkverteilung der Pushover-Berechnung bei erstem Fließen, am Leistungspunkt und bei erstem Gelenkversagen sind in Abb. 6.23(a) bis (c) dargestellt.

Erstes Fließen fand an einem geschweißten FUSEIS Trägerstoß im inneren Rahmen statt, aufgrund der Aktivierung größerer Momente. Es kann beobachtet werden, dass die Trägerstöße die nicht-dissipativen Elemente während des gesamten Belastungsverlaufs effektiv vor Fließen schützten.

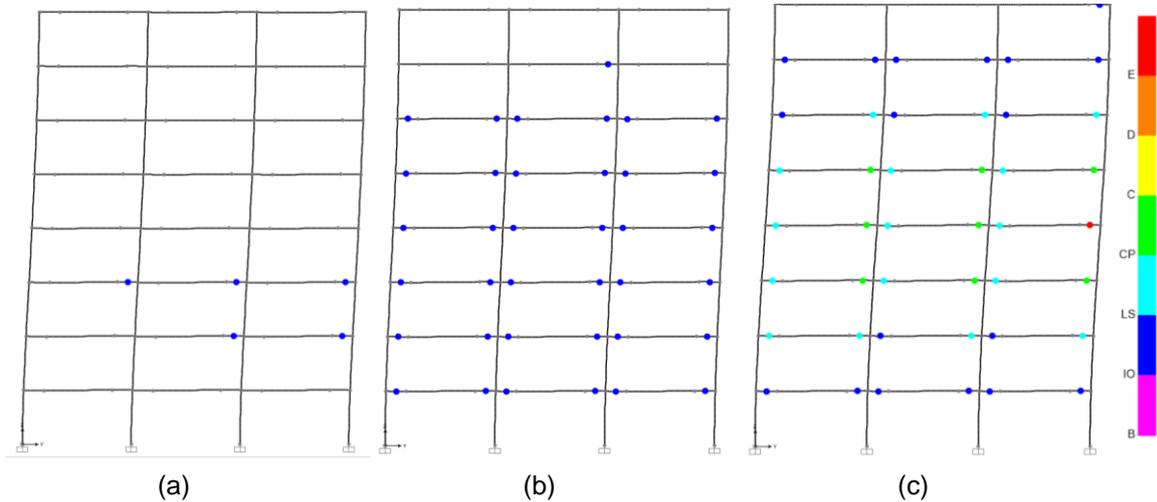


Abb. 6.23: Entwicklung plastischer Gelenke (a) erstes Gelenkfließen, (b) am Leistungs-Punkt und (c) erstes Gelenkversagen

Abb. 6.24 zeigt, dass der Leistungs-Punkt sich im Bereich zwischen den Zuständen Sofortige Nutzung (Immediate Occupance, IO) und Schutz von Menschenleben (Life Safety, LS) befindet. Dies deutet die Möglichkeit einer erneuten Nutzung des Gebäudes nach einem Erdbeben an, indem die erforderlichen Reparaturen (in diesem Fall lediglich der Ersatz der Trägerstöße) durchgeführt werden.

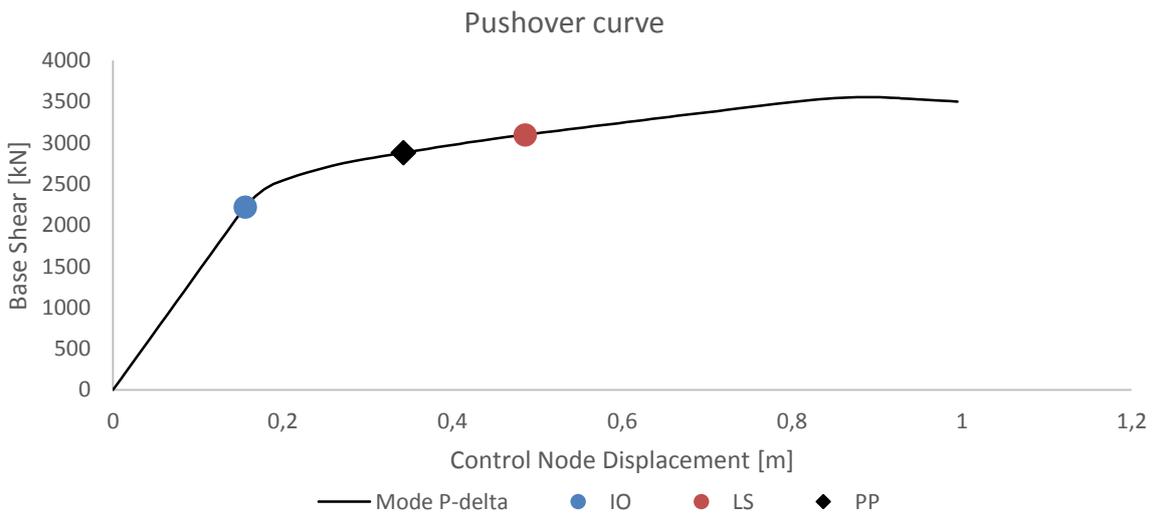


Abb. 6.24: Bewertung des Leistungspunktes

6.6.3.2 Gegenseitige Stockwerksverschiebung am Leistungspunkt

Die gegenseitige Stockwerksverschiebung am Leistungspunkt für jedes Stockwerk ist in Tabelle 6.23 angegeben. Die Werte zeigen, dass der Verschiebungshöchstwert bei 2,15% und damit unter dem in 6.5.2.2.5 festgelegten Maximum liegt.

Tabelle 6.23: Gegenseitige Stockwerksverschiebung am Leistungspunkt

Stockwerk	d [m]	d _r [m]	h [m]	Verschiebung [%]
1	0,025	0,025	4,000	0,625
2	0,084	0,059	4,000	1,470
3	0,164	0,080	4,000	1,993
4	0,249	0,086	4,000	2,148
5	0,329	0,080	4,000	2,000
6	0,392	0,063	4,000	1,575
7	0,432	0,040	4,000	0,998
8	0,450	0,018	4,000	0,440

6.6.3.3 Auswertung des Verhaltensbeiwerts

Der durch POLIMI⁴ vorgeschlagene Ansatz zur Auswertung des Verhaltensbeiwerts basiert auf den Informationen der Pushover-Kurve des Tragwerks. Er berücksichtigt über zwanzig verschiedene Vorgehensweisen zur Definition der zwei zur Berechnung des Verhaltensbeiwerts notwendigen Variablen vor: Der Überfestigkeits- (Ω) und der Duktilitätsbeiwert (μ) (siehe Gl. (6.20)).

$$q = \mu \cdot \Omega \quad \text{Gl. (6.20)}$$

Nachfolgend werden zur Überprüfung, ob der in der linear-elastischen Analyse angewendete Verhaltensbeiwert zulässig ist, fünf der mehr als zwanzig Verfahren ausgewählt. Diese fünf Ansätze wurden als die für das vorgeschlagene Tragwerk am geeignetsten angesehen. Tabelle 6.24 gibt den aus jedem der fünf Verfahren abgeleiteten Verhaltensbeiwert an.

Tabelle 6.24: Auswertung des Verhaltensbeiwerts

Verfahren	q
1	3,81
4	4,63
5	4,40
6	3,43
7	3,26
Mittelwert	3,91

⁴ Verfahren wird in Anhang A vorgestellt

Die Werte variieren zwischen 3,26 und 4,63 mit einem Mittelwert von 3,91. Der verwendete Wert des Verhaltensbeiwerts ist zulässig, da dieser sich innerhalb des errechneten Intervalls befindet. Trotzdem sollte beachtet werden, dass es sich bei dem vorgestellten Intervall nur um eine grobe Schätzung des Verhaltensfaktors handelt, da lediglich die fünf geeignetsten Verfahren verwendet wurden. Es sollte eine genauere, alle Verfahren umfassende Untersuchung durchgeführt werden. Dennoch kann unter Verwendung eines kleineren Verhaltensbeiwertes immer eine konservative Bemessung durchgeführt werden.

6.7 ABSCHLIEßENDE ANMERKUNGEN

Die vorangegangene Untersuchung führt die innovativen, seitlicher Belastung standhaltenden, biegesteifen Rahmen (MRF) mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen ein und stellt deren erfolgreiche Anwendung in Stahl- und Verbundgebäuden in Erdbebengebieten dar. Es wurde eine Vielzahl experimenteller und numerischer Untersuchungen durchgeführt, um das Verhalten zu beurteilen und für die Bemessung kritische Parameter zu bestimmen. Ein besonderer Schwerpunkt lag auf dem Erdbebenbemessungsprozess, der mittels einer nichtlinearen statischen Finite-Elemente-Analyse eines repräsentativen Rahmentragwerkes unterstützt wurde. In Hinblick auf das globale Verhalten wurden einige der wichtigen Tragwerkseigenschaften, wie Materialien, Bauteile, Verbindungen, globale und lokale Stabilität und dynamische P-Delta-Effekte, berücksichtigt. Die Untersuchung deckte einige wichtige globale Verhaltensmerkmale des Systems auf, wobei die nachfolgenden Beobachtungen hervorzuheben sind:

- a) Das System entwickelt unter Erdbebenbelastung ein sehr gutes Verhalten: relativ stark und steif mit einer großen Kapazität zur Energieabsorption.
- b) Da es das Hauptziel ist, dass sich die Sicherungen im plastischen Bereich befinden, sind diese in niedrigeren Gebäuden sinnvoller. Für hohe Gebäude mit einer großen Flexibilität sind die maßgebenden Parameter bei deren Bemessung der Empfindlichkeitsbeiwert oder der Wert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung. Dies kann hinsichtlich des Widerstands zu einer überdimensionierten Lösung führen. In diesem Fall und durch die Gewährleistung, dass der α -Parameter nicht unter einem bestimmten Grenzwert liegt, könnten die Trägerstöße zu widerstandsfähig sein und somit deren Fließen verhindert werden.
- c) Plastische Verformungen sind streng auf die dissipativen Sicherungen beschränkt, wodurch eine Schadensausbreitung auf die restlichen Bauteile verhindert wird. Die Sicherungen sind einfach herzustellen sowie ein- und auszubauen, da sie klein und konstruktiv einfach sind. Durch geeignete Wahl ihrer Querschnitte ist eine sequentielle und kontrollierbare Plastizierung der Sicherungen möglich.

d) Der Norm entsprechende Bemessungsregeln für die Erdbebenbemessung von Rahmen mit geschweißten FUSEIS Trägerstößen, einschließlich praktisch orientierter Empfehlungen zur Wahl geeigneter Sicherungen und Bauteilnachweisen, wurden in einem Bemessungsleitfaden festgehalten. Zudem wurden konstruktive Einzelheiten und konstruktionstechnische Maßnahmen definiert.

Abschließend ist anzumerken, dass diese Forschungsarbeit in Übereinstimmung mit der internationalen Entwicklung im Erdbebeningenieurwesen „intelligente“ Systeme einführt, die in der Lage sind die seismische Eingangsenergie zu dissipieren und, falls notwendig, einfach ausgetauscht sowie repariert werden können. Die Anwendung von geschweißten FUSEIS MRF-Systemen erweitert die bekannten Vorteile von Stahl unter Erdbebenbedingungen und bietet bessere Lösungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Sicherheit.

Die innovativen Sicherungen können in mehrgeschossigen Stahlgebäuden angewendet werden und ersetzen herkömmliche, weltweit verwendete Systeme (wie mit konzentrischen und exzentrischen Verbänden ausgesteifte Rahmen, usw.) durch die Kombination von Duktilität und architektonischer Transparenz mit Steifigkeit. Die Verwendung des Systems bietet eine genauere und weniger kostenintensive Auslegung eines Gebäudes. Die Stahlgüte der dissipativen Sicherungen kann kontrolliert und somit deren Widerstand zur Vermeidung überhöhter Überfestigkeit angepasst werden. Zusätzlich vermeidet deren einfacher Austausch nach dem Erdbeben den Austausch ganzer Tragwerksbauteile.

6.8 BIBLIOGRAPHIE

- [1] Agatino, M.R. (1995), "Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturali in acciaio soggetti a carichi ciclici", MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in Italian)
- [2] BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Method of test at ambient temperature
- [3] Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research", Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.
- [4] Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. "Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
- [5] Calado L, Proença JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.
- [6] Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), "Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading", *J. Constr. Steel Res.*, 65(4), 751-765.
- [7] ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
- [8] EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2002.

- [9] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.
- [10] EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [11] EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.
- [12] EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
- [13] EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
- [14] EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- [15] Espinha, M. (2011), “Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel frames”, MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
- [16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), “Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling”, *Eng. Struct.*, 19(10), 822-826.
- [17] Krawinkler, H. (2009), “Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components”, *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, US, October.

6.9 ANHANG A

Durch POLIMI vorgeschlagene Abschätzung des Verhaltensbeiwerts

Verfahren 1

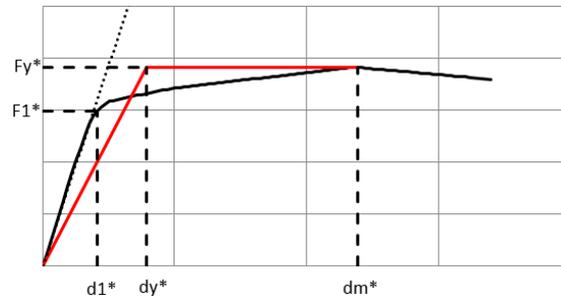


Abb. A.1: Durch POLIMI vorgeschlagene Abschätzung des q-Faktors - Verfahren 1

Verfahren 4 und 5

Verfahren 4: $\Omega = \frac{F_y^*}{F_1^*}$ Verfahren 5: $\Omega = \frac{0,95F_y^*}{F_1^*}$

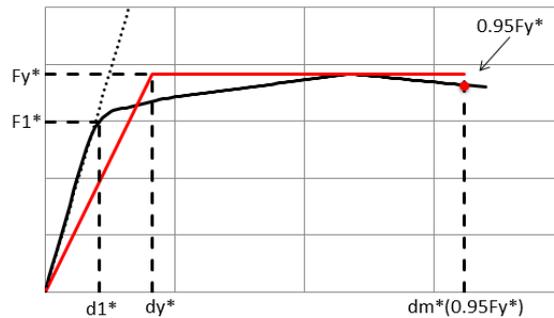


Abb. A.2: Durch POLIMI vorgeschlagene Abschätzung des q-Faktors - Verfahren 4 und 5

Verfahren 6 und 7

Verfahren 6: $\Omega = \frac{F_y^*}{F_1^*}$ Verfahren 7: $\Omega = \frac{0,95F_y^*}{F_1^*}$

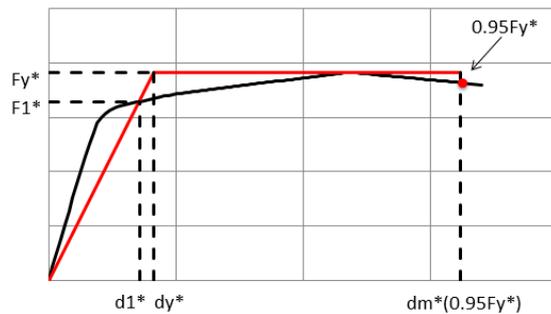


Abb. A.3: Durch POLIMI vorgeschlagene Abschätzung des q-Faktors - Verfahren 6 und 7

7 AUSTAUSCHBARER GESCHRAUBTER VERBINDER

7.1 EINLEITUNG

Die herkömmliche Erdbebenbemessungsphilosophie basiert auf dissipativem Verhalten, wodurch während eines Bemessungserdbebens implizit die Schädigung des Tragwerks akzeptiert wird und somit zu signifikanten wirtschaftlichen Verlusten führt. Die Reparatur des Tragwerkes wird häufig durch die dauerhafte (verbleibende) Schiefstellung des Tragwerkes erschwert. Zur Reduktion der Reparaturkosten und Ausfallzeit des von einem Erdbeben beanspruchten Tragwerkes wurde das Konzept austauschbarer dissipativer Elemente und der Fähigkeit der Rückzentrierung des Tragwerkes angewendet. Damit kann bezüglich der Nachhaltigkeit ein rationalerer Bemessungsansatz erreicht werden. Diese Prinzipien werden in einem dualen Tragwerk umgesetzt, welches durch die Verbindung von mit exzentrischen Verbänden ausgesteiften Stahlrahmen (EBF) mit austauschbaren geschraubten Verbindern mit biegesteifen Rahmen (MRF) gewonnen wird. Die geschraubten Verbinder sollen die Kapazität zur Energiedissipation bereitstellen und einfach auszutauschen sein, während die weniger steifen MRF die notwendige Fähigkeit zur Rückzentrierung des Tragwerkes aufbringen. Im Vorfeld wurden rückzentrierende zweifach mit exzentrischen Verbänden ausgesteifte Rahmen (D-EBF) mit austauschbaren geschraubten Verbindern untersucht und durch die Polytechnische Universität Timisoara (UPT) im Rahmen verschiedener Forschungsprojekte entwickelt.

7.2 BESCHREIBUNG DES AUSTAUSCHBAREN GESCHRAUBTEN VERBINDERSYSTEMS

7.2.1 *Prinzipien von rückzentrierenden Dualsystemen*

Die meisten nach aktuellen Normen bemessenen Tragwerke würden selbst unter mittelschweren Erdbebeneinwirkungen plastische Verformungen mit dauerhaften (verbleibenden) Verschiebungen nach einem Erdbeben erfahren. In solchen Fällen ist eine Reparatur schwierig. Lösungen zu rückzentrierenden Tragwerken existieren, sind jedoch technisch anspruchsvoll (nachträglich gespannte Stahlseile, Vorrichtungen mit Formgedächtnislegierungen, usw.). Eine alternative Lösung bietet diejenige mit der Fähigkeit zur Rückzentrierung (im Gegensatz zur Selbstzentrierung) durch austauschbare dissipative Elemente und einem zweifachen (starr-flexiblen) konstruktiven Aufbau.

Tragsysteme mit dem Ziel der Reduktion des Gebäudeschadens durch Eingrenzung der plastischen Verformungen auf austauschbare oder „reparierbare“ Dissipations-elemente, und welche die Fähigkeit besitzen, nach einem Erdbeben in den unverformten Ausgangszustand zurückzukehren, haben viel Aufmerksamkeit erhalten.

Damit ein Tragwerk mit durch exzentrische Verbände ausgesteiften Rahmen mit austauschbaren dissipativen Elementen die Fähigkeit zur Rückzentrierung hat,

wurde wie von Stratan und Dubina [1-2] vorgeschlagen, die Verwendung von zweifachen konstruktiven Aufbauten empfohlen, gewonnen durch die Verbindung von EBFs und MRFs. Wenn die flexibleren MRFs elastisch gehalten werden (wobei ein möglicher Weg dies zu gewährleisten die Ausführung einiger Elemente in hochfestem Stahl ist), würden sie die zur Rückzentrierung des Tragwerkes erforderliche Rückstellkraft nach Entfernung der beschädigten austauschbaren Verbinder aufbringen.

Ein idealisiertes Dualsystem, das aus zwei parallel verbundenen inelastischen Federn besteht, ist in Abb. 7.1a dargestellt. Um die Fähigkeit zur Rückzentrierung zu besitzen, sollte das flexible Teilsystem bis zu den Verschiebungen, bei welchen das starre Teilsystem seine maximale plastische Verformungskapazität erreicht, im elastischen Bereich gehalten werden. Ein herkömmliches, die Bedingungen erfüllendes Dualsystem kehrt jedoch nach Verformungen im inelastischen Bereich nicht in den Ausgangszustand zurück. Dies geschieht auch dann nicht, wenn die dauerhaften Verschiebungen δ_{pD} im Dualsystem kleiner sind als die Verschiebungen δ_{pr} , die allein in einem starren System erzielt würden (Abb. 7.1b). Wenn das starre Teilsystem austauschbar ausgebildet wird, können dauerhafte Verformungen vermieden werden. Nach Entlasten des Dualsystems existieren eine dauerhafte Verschiebung δ_{pD} und entsprechende Restkräfte in den flexiblen (F_{pf}) und starren (F_{pr}) Teilsystemen. Sobald die austauschbaren dissipativen Elemente demontiert sind, wird die Steifigkeit und Festigkeit des Systems allein durch das flexible Teilsystem gestellt ($F_{pr} = 0$). Befindet sich das flexible Teilsystem noch im elastischen Bereich, führt es das System in den Ausgangszustand zurück, sodass keine bleibenden Verformungen zurückbleiben (Abb. 7.1c).

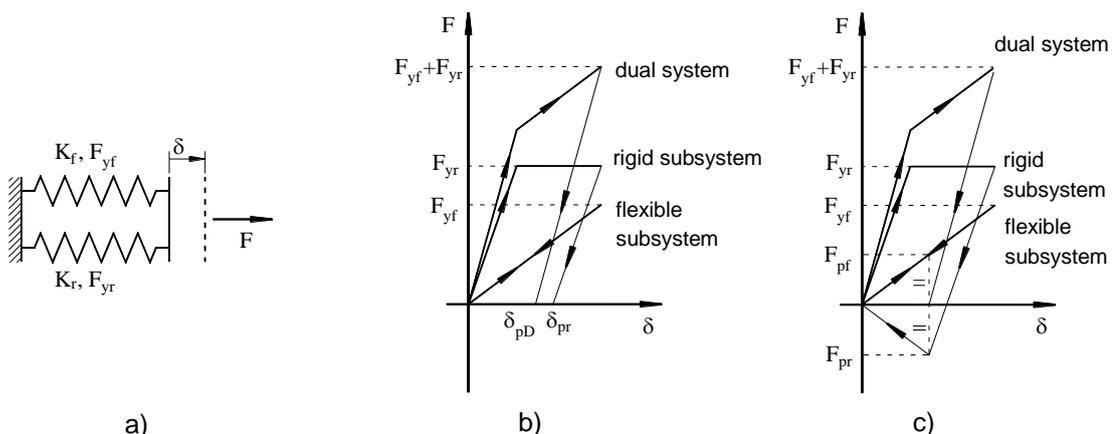


Abb. 7.1: Vereinfachtes Modell eines allgemeinen dualen Systems (a), und ständiger Verformungen in einem herkömmlichen dualen System (b) und in einem dualen System mit austauschbaren dissipativen Elementen (c)

7.2.2 Beschreibung des D-EBF Systems

Die Anwendung des Konzeptes der austauschbaren dissipativen Elemente an EBFs, wobei Verbinder als dissipative Zonen fungieren, ist in Abb. 7.2 dargestellt.

Die Verbinder-Trägerverbindung wird mittels einer bündigen Kopfplatte und hochfesten vorgespannten Schrauben umgesetzt. Der Hauptvorteil gegenüber anderen dissipativen Vorrichtungen ist, dass die austauschbaren Verbinder unter Verwendung von bereits für Tragwerksplaner verfügbaren Methoden bemessen sowie mit als Standard geltenden Verfahren hergestellt und montiert werden können.

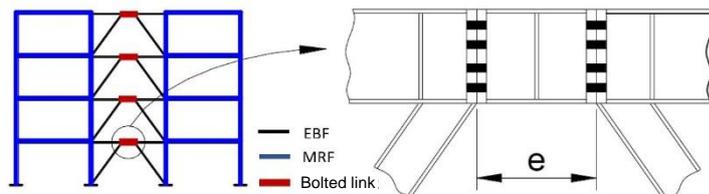


Abb. 7.2: Konzept des austauschbaren Verbinders

Die Rückzentrierung des Systems wird durch Gestaltung des Tragwerkes als Dualrahmen durch Kombination von EBFs und MRFs erreicht. Die elastische Reaktion des flexiblen Teilsystems (MRFs) sorgt, sobald die während eines Erdbebens beschädigten Verbindungen entfernt wurden, für die Rückstellkräfte. Damit dieses Vorgehen effizient ist, sollte das flexible Teilsystem im elastischen Bereich verbleiben. Das Lösungskonzept wurde mithilfe von Komponenten- und Systemversuchen experimentell validiert. Im CEMSIG Forschungszentrum der UPT wurde ein experimentelles Programm durchgeführt, um das zyklische Verhalten von einzelnen geschraubten Verbindern [1] [2] zu bestimmen. Ein anderes wurde am *European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)* des Gemeinsamen Forschungszentrums (Joint Research Centre, JRC) in Ispra, Italien, durchgeführt, um die Umsetzbarkeit der vorgeschlagenen Lösung mittels einer pseudo-dynamischen Versuchsreihe eines Modells eines dualen EBF-Tragwerkes in Originalgröße zu validieren [3].

7.3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN AUSTAUSCHBAREN GESCHRAUBTEN VERBINDERSYSTEMEN

7.3.1 Experimentelle Untersuchungen an einzelnen Verbindern

7.3.1.1 Versuchsaufbau und untersuchte geschraubte Verbinder

An der UPT, im CEMSIG Forschungszentrum, wurde ein experimentelles Programm zur Bestimmung des zyklischen Verhaltens von geschraubten Verbindern [1-2] durchgeführt, für welches der Versuchsaufbau nur eines einzelnen Verbinders in Abb. 7.3 dargestellt ist.

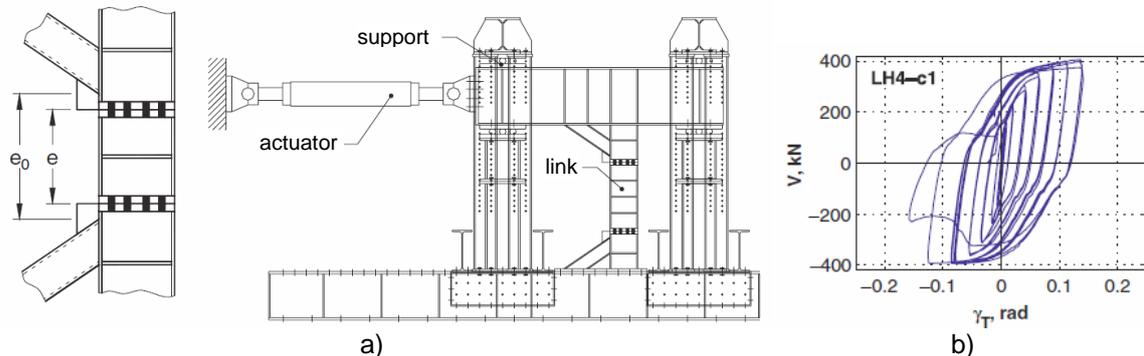


Abb. 7.3: a) Versuchsaufbau und b) Kraft-Gesamtverformungs-Beziehung $V-\gamma_T$ für Prüfkörper LH4-c1 [1].

Der austauschbare Verbinder wurde aus einem IPE240-Profil mit Stahlgüte S235 hergestellt, während das restliche Tragwerk Stahlgüte S355 hat. Es wurden vier verschiedene Verbinderlängen betrachtet: $e_0 = 400$ (bezeichnet mit 4), 500 (bezeichnet mit 5), 600 (bezeichnet mit 6) und 700 (bezeichnet mit 7) mm, mit „weitem“ (L) und „geringem“ (H) Abstand der Aussteifungselemente. Alle Verbinder wurden nach AISC [4] und EN1998-1-1 [5] als kurz klassifiziert. Während dieses experimentellen Programms wurden Verbinder mit niedriger Querschnittshöhe untersucht, die gleichen wie im DUAREM Projekt (240 mm Querschnittshöhe). Danach wurde das vollständige ECCS 1985 [6] Belastungsprotokoll angewendet, welche aus einem monotonen (m) und zwei zyklischen (c1 und c2) Versuchen für jeden Prüfkörper bestand. Zwischenzeitlich entwickelte AISC [4] ein zugehöriges Belastungskonzept, welches für zukünftige Untersuchungen an Verbindern empfohlen wird.

Die für die Bemessung der bündigen Kopfplattenverbindungen übernommene Strategie bestand darin, die hinreichende Überfestigkeit der Verbindung über den Schubwiderstand des Verbinders zu erreichen. Es wurde eine Reduktion der gesamten Anfangssteifigkeit des geschraubten Verbinders im Vergleich zu der konventionellen Lösung beobachtet, welche sowohl aus der halbsteifen Kopfplatte als auch des Schlupfes in der Verbindung resultierte. Aus diesem Grund wurde gefolgert, dass für die globale Analyse von Rahmen mit geschraubten Verbindern entweder die explizite Modellierung des Verhaltens der halbsteifen Verbindung oder die Betrachtung einer äquivalenten Verbindersteifigkeit notwendig ist.

7.3.1.2 Verhalten der Prüfkörper

Tabelle 7.1 zeigt, dass die zyklische Belastung die Rotationskapazität um 40 % bis 70 % verringert, mit der maximalen Reduktion für kurze Verbinder. Die Verdrehungskapazität steigt mit Ausnahme der LL4 und LH4 Proben geringfügig für kürzere Verbinder.

Tabelle 7.1: Maximale Verformung γ_{Tu} [rad]

Prüfkörper	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0,155	0,273	0,360	0,395	0,235	0,278	0,345	0,420
c1	0,097	0,129	0,106	0,101	0,114	0,143	0,170	0,126
c2	0,092	0,133	0,156	0,112	0,109	0,136	0,182	0,125

Das Verhalten von langen Prüfkörpern wurde stark durch die Reaktion der geschraubten Verbindung beeinflusst (siehe Abb. 7.4a), gekennzeichnet durch eine sukzessive Reduktion der Festigkeit infolge Abtragens des Schraubgewindes und zyklischem Einschnüren. Letzterer Effekt reduzierte die in der Gruppe der Zyklen mit konstanten Amplituden dissipierte Energie. Volle Schraubenvorspannung minderte diesen Effekt zum Teil. Die Reaktion von kurzen Prüfkörpern wurde von der Schubkraft im Steg des Verbinders beeinflusst (siehe Abb. 7.4b). Diese ist durch eine deutliche Verfestigungs- und Energiedissipationskapazität, jedoch auch durch einen schnellen Festigkeitsverlust nach Rissbildung im Steg charakterisiert. Von der größten Bedeutung war für kurze Verbinder der Abstand der Aussteifungselemente. Deren Wirkweise war es, das plastische lokale Beulen des Steges zu begrenzen, die Maximalkraft- und Verformungskapazität zu erhöhen und eine stabilere zyklische Reaktion zu erzielen. Nach Erreichen der endgültigen Verformung erfolgte jedoch das Versagen von LH4 verglichen mit LL4Prüfkörpern schneller.

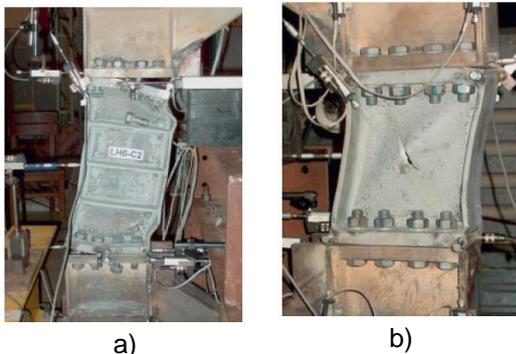


Abb. 7.4: Versagen durch Verbindungsschädigung am Prüfkörper LH6-c2 (a) und plastisches Stegbeulen am Prüfkörper LL4-c1 (b) [1].

Aus diesem Grund ist die Wahl der Verbinderlänge von großer Bedeutung, da bei größeren Längen ($e < 1,6M_{p,link}/V_{p,link}$, wobei $M_{p,link}$ der Momenten- und $V_{p,link}$ der Schubwiderstand des Verbinders ist) es schwierig ist, die eine bündige Kopfplattenverbindung elastisch zu bemessen. Im Gegensatz zur Verwendung von sehr kurzen Verbindern ($e < 0,8M_{p,link}/V_{p,link}$), wie im Falle der JRC und UPT Versuche, können die langen Verbindungen beschädigt werden und somit den Austauschprozess problematischer machen.

Den verfügbaren Versuchen nach zeigten geschraubte Verbinderproben mit weiten Aussteifungselementen eine stabile Verformungskapazität von mindestens 0,09 rad, während diejenigen mit Aussteifungselementen mit geringem Abstand eine

stabile Verformungskapazität von mindestens 0,11 rad aufwiesen. Im Fall von LH5-Prüfkörpern mit einer Länge $e = 0,8M_{p,link}/V_{p,link}$ erreichte die endgültige Verformungskapazität mindestens einen Wert von 0,17 rad.

7.3.2 Experimentelle Untersuchungen an Dualrahmen mit austauschbaren geschraubten Verbindern

7.3.2.1 Experimentelles Programm, Versuchsaufbau und Prüfkörper

Die Validierung des vorgeschlagenen Lösungskonzeptes wurde mittels einer pseudo-dynamischen Versuchsreihe eines Modells in Originalgröße eines dualen EBF-Tragwerkes im *European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)* des Gemeinsamen Forschungszentrums (JRC) in Ispra, Italien, im Rahmen des FP7 SERIES DUAREM Projektes (Titel: „Maßstäbliche experimentelle Validierung eines zweifach durch exzentrische Verbände ausgesteiften Rahmens mit austauschbaren Verbindern“; englisch: „Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links“) umgesetzt.

Die Prüfkörper sind in Abb. 7.5 dargestellt. In Versuchsrichtung gibt es 2 zentrale EBFs und 4 MRFs, die das seitliche Lasten abtragende System darstellen.



Abb. 7.5: Die Prüfkörper: a) 3D-Ansicht; b) Grundriss [3].

Die Bauelemente aus Stahl wurden abgesehen von zwei Ausnahmen mit einer Stahlgüte von S355 bemessen. Für die Stützen wurde S460 verwendet und Verbindern wurden mit einer Stahlgüte von S235 bemessen.

Die Prüfabfolge am Versuchskörper in der Reaktionswandinrichtung der ELSA bestand aus pseudo-dynamischen (PsD) Versuchen, zusammen mit einigen monotonen und Verbinderaustausch-Versuchen [3].

Es wurde ein Beschleunigungszeitverlauf (aus sieben durch Übereinstimmung mit dem in der Bemessung verwendeten elastischen Antwortspektrum vorgegebenen) zur Verwendung in den pseudo-dynamischen Versuchen ausgewählt, um das Tragwerksverhalten des Versuchstragwerks auszuwerten, wobei verschiedene Belastungsniveaus angewendet wurden (siehe Tabelle 7.2, mit a_{gr} als der Referenzwert

der maximalen Bodenbeschleunigung und a_g als die maximale Bodenbeschleunigung für ein spezifisches Erdbebenniveau):

Tabelle 7.2: Grenzzustände und entsprechende Skalierungsfaktoren für seismische Eingangseinwirkung.

Grenz-zustand	Durchge-führte PsD Versuche	Wiederkehr-periode [Jahren]	Überschrei-tenswahr-scheinlichkeit	a_g/a_{gr}	a_g/g	Zusätzliche monotone Versuche
Volllast-betrieb	FO1, FO2, FO3 (full operation)	-	-	0,062	0,020	
Schadens-begrenzung	DL (damage limitation)	95	10% / 10 Jahren	0,59	0,191	
Signifikanter Schaden	SD (significant damage)	475	10% / 50 Jahren	1,00	0,324	PO1
Nahe Versagen	NC (near collapse)	2475	2% / 50 Jahren	1,72	0,557	PO2, PO3

Die Versuchsprogramme wurden mit zwei Verbinderaustausch-Versuchen vervollständigt:

- Erster Verbinderaustausch (LR1) – nach dem DL-Versuch, bei welchem Verbinder aus dem Tragwerk mittels Lösen der Schrauben entfernt wurden;
- Zweiter Verbinderaustausch (LR2) – nach dem PO1-Versuch, bei welchem Verbinder mittels Brennschneiden mit einem Schweißbrenner entfernt wurden;

7.3.2.2 Versuchsergebnisse

Um die elastische Reaktion des Tragwerkes mit jedem neuen Verbinderaufbau vor den DL-, SD- und NC-PsD-Hauptversuchen zu beurteilen, wurden FO-Versuche durchgeführt, wobei die gewählte Erdbebenaufzeichnung auf eine maximale Bodenbeschleunigung (PGA) von 0,02g skaliert wird. Während dieser Versuche wies das Tragwerk eine elastische Reaktion auf.

Der DL-Versuch wurde zur Simulation eines moderaten Erdbebens durchgeführt, welches mittelschwere Gebäudeschäden hervorruft, wobei die ausgewählte Erdbebenaufzeichnung auf eine PGA von 0,191g skaliert wurde. Der SD-Versuch wurde zur Simulation eines stärkeren Erdbebens durchgeführt, welches größere Gebäudeschäden verursacht, wobei die gewählte Erdbebenaufzeichnung auf eine PGA von 0,324g skaliert wurde. Während dieser Versuche wurde kein Fließen in den Elementen außerhalb der Verbinder beobachtet und in den Verbindern zeigten sich im Maximum kleine bis mittlere plastische Verformungen. In der Betondecke wurden geringfügige bis mittelschwere Risse beobachtet (siehe Abb. 7.6). Das Tragwerk entwickelte geringe Restverschiebungen. Zudem wurden geringe verbleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen beobachtet.

Es war notwendig den PO1-Versuch (ein monotoner Pushover-Versuch bis eine zusätzliche Verschiebung von 55 mm erreicht ist) im Anschluss an die SD-Versuchs-Position durchzuführen. Dies geschah, um größere Restverschiebungen zu erzielen, welche notwendig waren für die Validierung der Durchführbarkeit des Verbindentfernungsprozesses und der Rückzentrierung des Tragwerkes. Während dieses Versuches wurde weder in den Elementen noch außerhalb der Verbindungen Fließen beobachtet. An den Verbindungen traten größere plastische Maximalverformungen auf (siehe Abb. 7.6). In der Betonplatte wurden mehr sichtbare Risse beobachtet (siehe Abb. 7.6). Nach diesem Versuch zeigte das Tragwerk eine signifikant größere Restverschiebung. Größere auftretende gegenseitige bleibende Stockwerksverschiebungen wurden beobachtet.

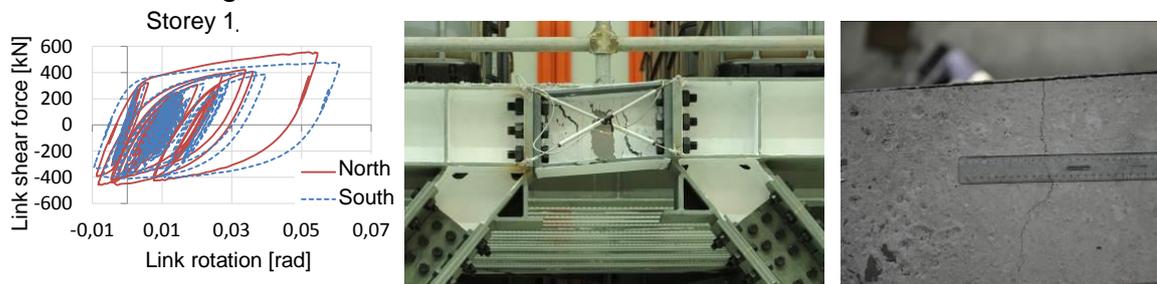


Abb. 7.6: PO1 Versuchsergebnisse [3]

Weil festgestellt wurde, dass das Tragwerk nach dem DL-Versuch eine geringe bleibende Verschiebung oben und geringe bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen entwickelte, wurde entschieden die erste Gruppe beschädigter Verbinder zu ersetzen. Dies geschah durch Entfernen der Schrauben, von Stockwerk zu Stockwerk, beginnend mit dem niedrigsten. Nach dem Entfernen der Verbinder sank die verbleibende obere Verschiebung vom Ende des DL-Versuches. Danach wurde eine neue Gruppe unbenutzter Verbinder in das Tragwerk eingebaut.

Weil festgestellt wurde, dass das Tragwerk nach dem PO1-Versuch eine signifikant größere verbleibende Verschiebung oben und größere bleibende Stockwerksverschiebungen entwickelte, wurde entschieden die zweite Gruppe beschädigter Verbinder durch Schneidbrennen sowohl des Steges als auch der Flansche der Verbinder vom obersten Geschoss abwärts zu entfernen. Nach Entfernen der beschädigten Verbinder sank der Wert der verbleibenden Verschiebung oben vom Ende des PO1-Versuches. Danach wurden neue unbenutzter Verbinder in das Tragwerk eingebaut.

Der NC-Versuch war zur Simulation eines deutlich stärkeren Erdbebens vorgesehen, um über das gesamte Tragwerk umfangreichen Schaden zu erzielen und die Fähigkeit zur Rückzentrierung infolge des Fließens anderer Elemente als der Verbinder zu verlieren. Dazu wurde auf die ausgewählte Erdbebenaufzeichnung ein

Skalierungsfaktor von 0,557 angewendet. Dieser Versuch wurde vorzeitig abgebrochen, da die verfügbare Zylinderkapazität (1000 kN pro Rahmen je Stockwerk) nicht ausreichte.

Nach Kraftentlastung der Zylinder des NC-Versuches wurde ein weiterer zyklischer Pushover-Versuch (PO2) mit weiteren maximalen Verschiebungsauslenkungen von 150 mm und anschließend einem letzter zyklischen Pushover-Versuch (PO3) mit maximaler Verschiebungsamplitude von 400 mm durchgeführt. Die letzten drei Versuche führten zu einem umfangreichen plastischen Verhalten über das gesamte Tragwerk (siehe Abb. 7.7).



Abb. 7.7: Zustand des Prüfkörpers nach dem letzten Versuch [3]

Die maximale Beanspruchung des Verbinders nach dem PO1-Versuch beträgt 0,075 rad (siehe Tabelle 7.3), was kleiner ist als das durch FEMA 356 angenommene akzeptable Kriterium für diesen Grenzzustand [7], das 0,11 rad beträgt.

Tabelle 7.3: Verformungsanforderungen für Verbinder [rad]

Versuch	DL	SD	PO1
Maximale Verbinderverdrehung [rad]	0,032	0,061	0,075
Verbleibende Verbinderverdrehung [rad]	0,014	0,022	0,066

Nach dem DL-Versuch entwickelte das Tragwerk eine geringe bleibende Verschiebung oben von 5 mm (0,05%), wobei die maximale Verschiebung oben 32 mm betrug. Zudem wurde eine geringfügige bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebung, die ein Maximum von 3 mm (weniger als 0,1 %) entwickelte, beobachtet. Am Ende des LR1-Verfahrens wurde eine sehr kleine bleibende Abweichung (H/525 für beide Rahmen) festgestellt, die geringer als die Montage-Toleranz (H/300) ist, wobei das Tragwerk nahezu rückzentriert ist.

Nach Beendigung des PO1-Versuches entwickelte das Tragwerk eine signifikant größere Verschiebung oben von 45 mm (0,43 %), wobei die maximale Verschiebung oben bei 68 mm lag. Es wurden größere bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen beobachtet, die ein Maximum von 18 mm (0,5 %) entwickelten. Am Ende des LR2-Verfahrens wurde eine kleine bleibende Abweichung (H/5250 für den südlichen Rahmen und H/1750 für den nördlichen Rahmen) festgestellt, welche geringer war als die Montage-Toleranz.

7.4 BEMESSUNGSREGELN

7.4.1 Bemessungsverfahren

Die Tragwerksbemessung von dualen Tragwerken, die durch Kombination von durch exzentrische Verbände ausgesteifte Stahlrahmen mit austauschbaren geschraubten Verbindern mit biegesteifen Rahmen gewonnen werden, kann durch Verwendung allgemeiner normbasierter Ansätze (siehe Kapitel 7.4.1.1) durchgeführt werden, wobei jedoch einige zusätzliche Kriterien (siehe Kapitel 7.4.1.2 bis 7.4.1.6) beachtet werden müssen.

Ein die Bemessung von D-EBFs darstellendes Ablaufschema ist in Abb. 7.8 dargestellt.

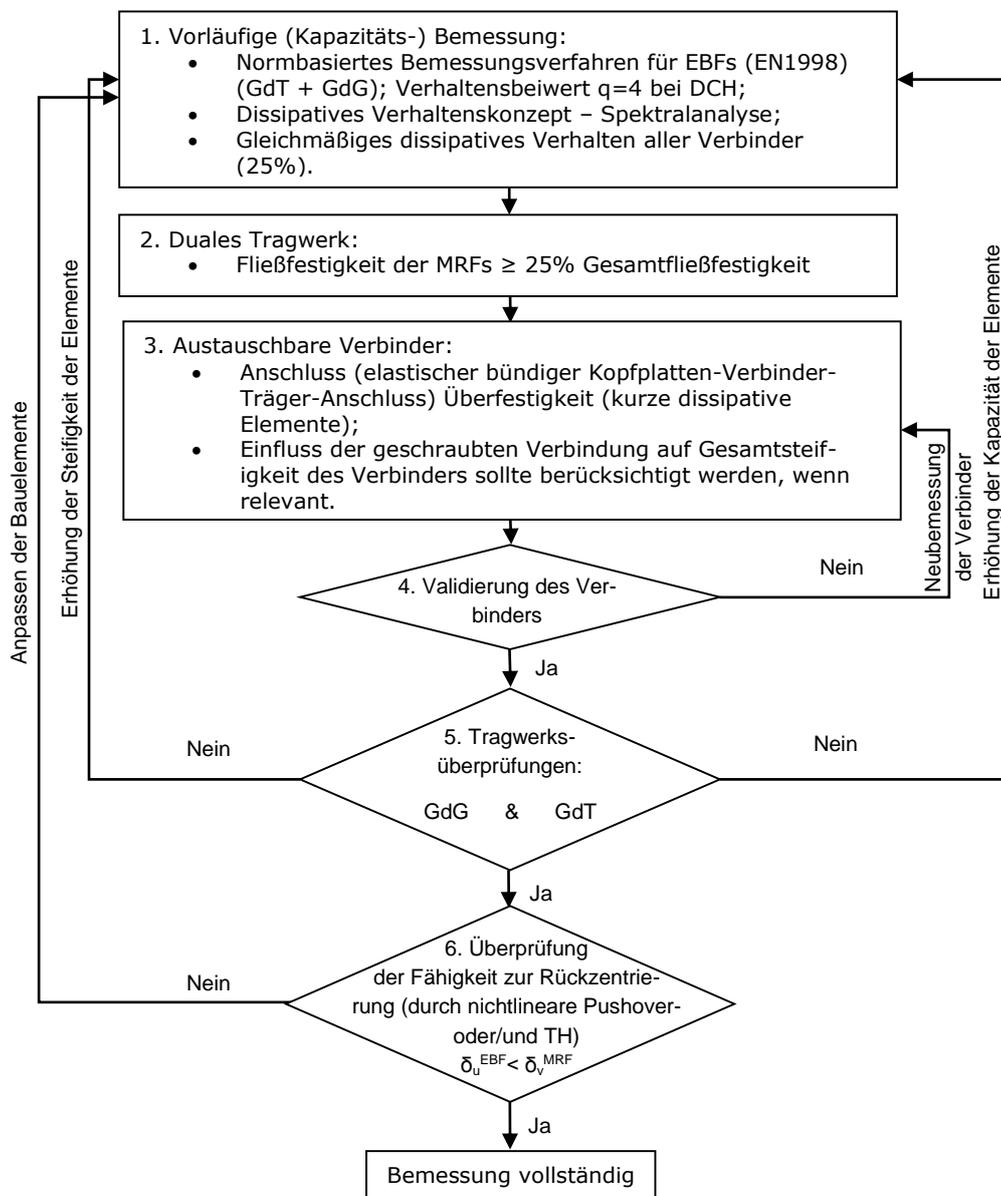


Abb. 7.8: Ablaufschema zur Bemessung von EBFs mit austauschbaren Verbindern und der Fähigkeit zur Rückzentrierung [3]

7.4.1.1 Allgemeine Bemessungsregeln

Schwerkraftbelastung und seismische Einwirkungen müssen berücksichtigt werden. Massen müssen mit der Einwirkungskombination 1,0·Eigen- + 0,3·Verkehrslast berechnet werden. Die Kapazität der Bauelemente sollte nach EN1993-1 [8] im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) bestimmt und die Durchbiegungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GdG) unter Verwendung des ständigen Zustandes überprüft werden.

Eine Kapazitätsbemessung kann nach EN1998-1 [5] zur Bemessung biegesteifer Rahmen (wobei Träger als dissipative Elemente wirken, die durch Biegung Energie dissipieren) und mit exzentrischen Verbänden ausgesteifter Rahmen (wobei kurze Verbinder als dissipative Elemente wirken, die durch Schub Energie dissipieren) durchgeführt werden. Das dissipative Verhaltenskonzept wird empfohlen. Globales dissipatives Verhalten des Tragwerkes sollte erreicht werden, wobei geprüft werden sollte, ob die einzelnen Werte der Verhältnisse Ω_i für jeden kurzen Verbinder den Minimalwert Ω nicht um mehr als 25% überschreiten [5].

Die Schnittkräfte unter seismischer Belastung werden unter Verwendung des Antwortspektrumverfahrens bestimmt, wobei die Anzahl der Eigenformen in jeder Richtung derart berücksichtigt wird, dass die Summe der effektiven Massen mindestens 90% der Gesamtmasse entspricht. Unter Verwendung der seismischen Lasteinwirkungskombinationen sollte die Kapazität der Bauelemente im GdT sowie die Verschiebungen im GdG überprüft werden.

Globale und lokale Imperfektionen sollten berücksichtigt und die Bedeutung von Effekten nach Theorie II. Ordnung geprüft werden.

7.4.1.2 Duale Konfiguration

Das schwächere, weniger steife Teilsystem (MRF) muss eine minimale Tragwerksfestigkeit aufweisen. Dazu sollte die Dualität des Tragwerkes mittels der Verifizierung, dass die biegesteifen Rahmen mindestens in der Lage sind 25 % der gesamten Erdbebenkraft standzuhalten, überprüft werden [9-11].

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 (F_y^{MRF} + F_y^{EBF}) \quad \text{Gl. (7.1)}$$

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link} \quad \text{Gl. (7.2)}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \quad \text{Gl. (7.3)}$$

wobei gilt: F_y^{MRF} ist die Fließgrenze des MRF, F_y^{EBF} die Fließgrenze des EBF, L die Rahmenstützweite, H die Stockwerkshöhe des Rahmens, $V_{p,link}$ die Schubfestigkeit des Verbinders und $M_{pl,b}$ ist das plastische Trägermoment.

maximale Verschiebung (δ_u^{EBF}) der EBFs im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) (entsprechend der plastischen Verformungskapazität des Verbinders) kleiner sein als die Fließverschiebung der MRFs (δ_y^{MRF}). Dies bedeutet, dass bis zum Erreichen der maximalen Verformungskapazität in den EBFs mit austauschbaren Verbindern Fließen in den MRFs verhindert wird. Dies kann unter Verwendung der folgenden Formeln analytisch erfolgen [11]:

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L} \frac{H}{e} \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \quad \text{Gl. (7.6)}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \quad \text{Gl. (7.7)}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} (L - e) \frac{G A_s}{e} \quad \text{Gl. (7.8)}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \frac{E A}{I_{br}} \cos^2 \alpha \quad \text{Gl. (7.9)}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 E I_b} + \frac{H}{12 E I_c} \right)} \quad \text{Gl. (7.10)}$$

wobei δ_y^{EBF} die Fließverschiebung, δ_{pl}^{EBF} die plastische Verschiebung und K^{EBF} die Steifigkeit des EBF ist. e , L und H sind in Abb. 7.9 dargestellt und $\gamma_{pl,u}$ ist die plastische Verformungskapazität des Verbinders. K^{MRF} ist die Steifigkeit des MRF, K_{link}^{EBF} die des Verbinders und K_{br}^{EBF} die der Diagonalstreben. G ist der Schubmodul, A_s die Schubfläche des Verbinders und E der Elastizitätsmodul. A ist die Querschnittsfläche, I_{br} die Länge und α der Winkel der Diagonalstrebe.

Das analytische Verfahren wird zur Vorbemessung unter Berücksichtigung der Fähigkeit zur Rückzentrierung genutzt und ist für niedrige Tragwerke zu empfehlen, wobei die seitliche Verformung des Tragwerkes schubähnlich erfolgt. Zudem kann es zur Vorbemessung für mittlere und hohe Gebäude verwendet werden (bei welchen ein globales Biegeverhalten auftreten kann), wobei jedoch sehr empfohlen ist, die Rückzentrierung mittels Pushover- und/oder Zeitverlaufsanalysen zu überprüfen.

Da die Verwendung von Formeln einen annähernden und vereinfachten Ansatz darstellt, werden für alle Tragwerke zur Überprüfung der Fähigkeit zur Rückzentrierung nichtlineare und/oder dynamische Analysen empfohlen. Die Modellierung für diese Berechnungsverfahren wird in den Kapiteln 7.4.2 und 7.4.3 erläutert.

7.4.1.5 Angemessener Verhaltensbeiwert

Die Notwendigkeit der Nutzung sehr kurzer Verbinder (entsprechend kurz wie $e = 0,8M_{p,link}/V_{p,link}$) aufgrund der Verwendung einer geschraubten Verbindung mit nicht-dissipativer bündiger Endplatte (siehe Kapitel 7.4.1.3) führt unter der seismischen Bemessungsbeanspruchung zu einer größeren Verformungsanforderung in den Verbindern. Daraus folgt, dass die EBF-Rahmen mit sehr kurzen Verbindern nicht die Leistungsanforderungen im GdT erfüllen, wenn sie mit einem Verhaltensbeiwert $q = 6$ bei DCH bemessen wurden. Um diese Anforderungen zu verringern und ein akzeptables Verhalten zu erzielen, ist es notwendig den Verhaltensbeiwert q bei DCH auf 4 zu begrenzen. Im Falle einer mittleren Duktilitätsklasse (DCM) wird ein Verhaltensfaktor von 2,5 empfohlen.

7.4.1.6 Validierung des Verbinders

Alle zusätzlichen zuvor angegebenen Bemessungsanforderungen führen zur Notwendigkeit einer Eignungsprüfung (Validierung) der kurzen austauschbaren Verbinders [12]. Da es nur eine begrenzte Anzahl von experimentellen Versuchen an kurzen geschraubten Verbindern gibt, bei denen dieser Verbindungstyp (bündige Kopfplatte) und dieser Verbinderquerschnitt (I-Profil mit 240 mm Höhe) verwendet wird, ist es empfehlenswert das Verhalten der Verbinder mittels experimenteller Validierung und/oder numerischer Versuche zu bestätigen, falls eine Verwendung von anderen Querschnitts- und Verbindungstypen erfolgt.

7.4.2 Modellierung für statisch nichtlineare (Pushover-) Analysen

Um eine Pushover-Analyse durchzuführen, muss sowohl für die verwendeten Materialien als auch für die Bauelemente nichtlineares Verhalten definiert werden.

Für die dissipativen Elemente müssen die (auf γ_{ov} basierenden) erwarteten Materialeigenschaften und für die nicht-dissipativen die Sollwerte der Materialeigenschaften verwendet werden.

An den Enden der Träger des MRF sollen nichtlineare Fließgelenke von Biegetyp M3 und an den Enden der Stützen und der Träger des EBF sollen Fließgelenke vom Biegung-mit-Normalkraft-Typ P-M3 angesetzt werden. Für die Diagonalstreben können nichtlineare Fließgelenke vom axialen Typ P verwendet werden, wobei diese in der Mitte der Stäbe angesetzt werden. Diese Eigenschaften können nach ASCE41-13 berechnet werden [13].

Es wurde die Kalibrierung der numerischen Modelle der D-EBFs mit austauschbaren Verbindern durchgeführt, welche auf Versuchsergebnissen aus dem DUAREM-Programm basiert, wobei eine gute Übereinstimmung hinsichtlich des globalen und des Stockwerksverhaltens erzielt wurde (siehe Abb. 7.10).

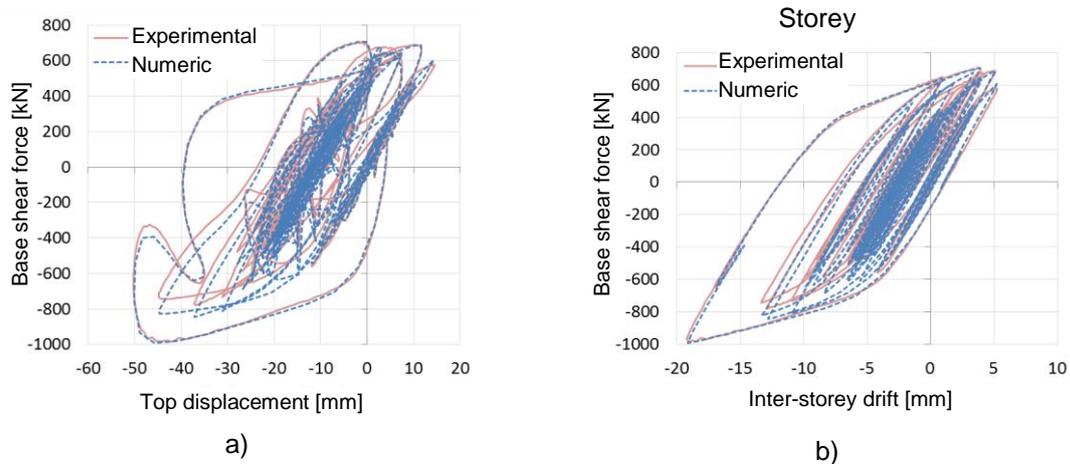


Abb. 7.10: Globales a) und Stockwerksverhalten b).

Um für die kurzen Verbinder unter Schub nichtlineares Verhalten zu berücksichtigen (V2), müssen multi-lineare plastische Verbinder-elemente mit nichtlinearem Schubverhalten definiert werden, welches durch die folgende Hysterese-Umhüllende beschrieben wird (Abb. 7.11):

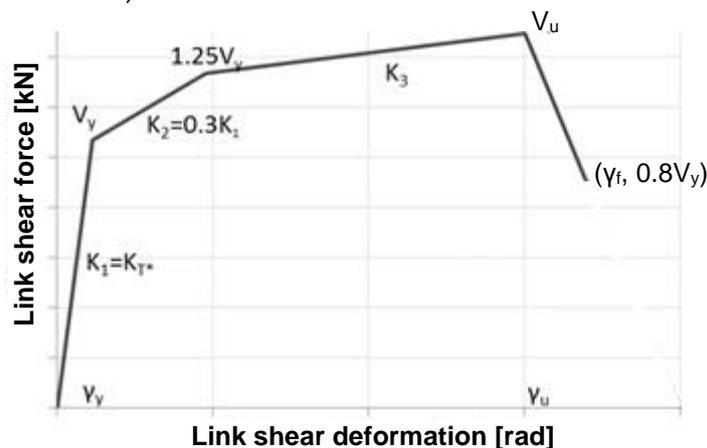


Abb. 7.11: Nichtlineares Verhalten der Verbinder unter Schub.

mit: K_1 ist die (elastische) Anfangssteifigkeit des Verbinders (unter Berücksichtigung von Schub- und Biegesteifigkeit), V_y ist der Schubwiderstand der Verbinder ($V_{p,link}$), V_u entspricht $1,8V_y$ für DCH und $1,5V_y$ für DCM, γ_u ist die maximale Schubverdrehung, welche für DCH zu $0,15$ rad und für DCM zu $0,1$ rad festgelegt wird und γ_f entspricht für DCH $0,17$ rad und für DCM $0,11$ rad.

Die Verbinder-elemente mit den zuvor beschriebenen Eigenschaften sollen zwischen den Endpunkten jedes geschraubten Verbinders angeordnet und die kurzen Verbinderstäbe sind gelenkig anzuschließen.

Die Pushover-Analyse sollte verschiebungsbasiert durchgeführt werden, bis eine beobachtete Verschiebung oben an den Tragwerken erreicht wird. Zuerst sollte die

Schwerkraftbelastung (aus der Lastkombination 1,0-Eigen- + 0,3-Verkehrslast) unter Kraftkontrolle angesetzt werden. Darauf sollten die seitlichen Lasten entsprechend einer modalen Verteilung unter Verschiebungskontrolle aufgebracht werden.

7.4.3 Modellierung für dynamische nichtlineare (Zeitverlaufs-) Berechnungen

Wie im Falle der Pushover-Analysen muss sowohl für die verwendeten Materialien als auch für Bauelemente nichtlineares Verhalten definiert werden, wenn dynamische nichtlineare (Zeitverlaufs-) Analysen durchgeführt werden.

Multi-lineare plastische Verbindererelemente, welche unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens unter Schub der kurzen Verbinder definiert wurden, sollen entsprechend verändert werden, damit sie hysteretisches Verhalten aufweisen.

Eine „weiche“ Hystereseschleife, wie sie durch Sivaselvan and Reinhorn [14,15] beschrieben wurde, wurde erfolgreich bei Zeitverlaufsanalysen verwendet, welche mit Versuchsergebnissen aus dem DUAREM-Projekt kalibriert wurden (siehe Abb. 7.12). Diese wurde mit Regeln für Steifigkeits- und Festigkeitsschädigung sowie Einschnürung aufgestellt. Zur vollständigen Charakterisierung dieser Antwortkurve müssen 22 Parameter definiert werden. Dabei gibt es zwei Gruppen von Parametern: allgemeine Parameter mit Bezug zur Hysterese-Umhüllenden und spezifische Parameter für die hysteretischen Regeln. Die Reihe an Parametern für hysteretische Regeln wurde im Falle der zuvor erwähnten Anpassung verwendet und ist nachfolgend dargestellt.

Tabelle 7.4: Beispielhafte Parameter für hysteretisches Verhalten der „weichen“ Hystereseschleife

Spezifischer Parameter	Wert
Parameter der Steifigkeitsminderung	20
Parameter des duktilitätsbasierten Festigkeitsabfalles	0,001
Parameter des hysteretischen energiebasierten Festigkeitsabfalles	0,001
Parameter der Weichheit des elastischen Fließ-Überganges	0,5
Parameter für die Entlastungsform	0,2
Schlupflängenparameter	0
Schlupfschärfeparameter	100
Parameter für das mittlere Momentenniveau bei Schlupf	0
Exponent der Kontaktfeder	10
Parameter der Kontaktkrümmung	1000
Koeffizient der Kontaktsteifigkeit	1

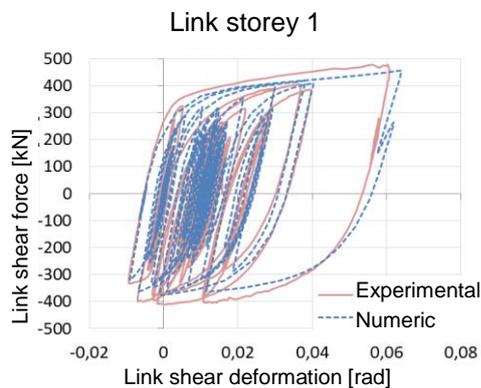


Abb. 7.12: Numerische Kalibrierung eines Verbinders unter Schub.

7.5 ANALYSE VON 2D-GEBÄUDERAHMEN

Die Anwendung des in Kapitel 7.4 beschriebenen Bemessungsverfahrens wird im Folgenden anhand einer Fallstudie beschrieben. Ursprünglich wurden die Rahmen über eine elastische Analyse im GdT und GdG bemessen. Es folgten nichtlineare Analysen zur Untersuchung von deren Verhalten über den elastischen Bereich hinaus.

7.5.1 Beschreibung der untersuchten Gebäuderahmen

7.5.1.1 Geometrie und Annahmen

Die nachfolgend vorgestellte Fallstudie besteht aus der Bemessung und Analyse von jeweils zwei vierstöckigen und achtstöckigen Gebäuden. Die Allgemeine Draufsicht für die Gebäude ist in Abb. 7.13a dargestellt. Die Anzahl der Felder in beide Richtungen beträgt 3 mit einer Spannweite von 8 m. Die Höhe jedes Stockwerkes ist 4 m. Das die seitlichen Kräfte aufnehmende Hauptssystem besteht aus vier biegesteifen Rahmen (MRF) und zwei mit exzentrischen Verbänden ausgesteifte Rahmen (EBF) in Quer- und zwei MRFs und zwei EBFs in Längsrichtung. Die am Rand befindlichen Rahmen in Querrichtung bestehen aus dualen Stahlrahmen, welche zwei MRFs (welche die notwendige Fähigkeit der Rückzentrierung des Tragwerkes aufweisen, wozu sie nach einem Erdbeben die Rückstellkräfte gewährleisten) mit einem EBF mit austauschbaren geschraubten Verbindern (welche die Energiedissipationskapazität aufweisen sollen und leicht auszutauschen sind) kombinieren (Abb. 7.13b-c). Dies sind die ebenen Rahmen, welche weitergehend bemessen und analysiert werden. Alle anderen Rahmen gehören zu den Schwerkraftlasten abtragenden Systemen (mit gelenkig angeschlossenen HEA200 Stahlbetonverbundträgern). Die Hauptträger, Stützen und Diagonalstreben bestehen aus europäischen I-Profilen (vom Typ IPE, HEA, HEB und HEM), während die austauschbaren Verbindern aus geschweißten I-Profilen gefertigt sind. Das verwendete Material für die Bauelemente ist Baustahl S355.

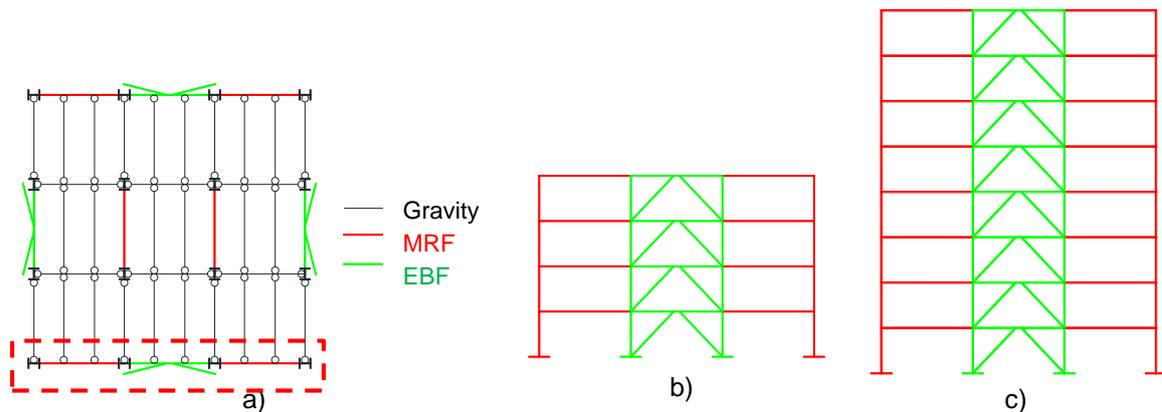


Abb. 7.13: Beschreibung der Tragwerke: a) Draufsicht, b) Ansicht eines vierstöckigen Rahmens und c) Ansicht eines achtstöckigen Rahmens.

Tabelle 7.5 enthält die Annahmen für die Schwerkraft- und seismische Belastung. Die Schwerkraftbelastung wurde als gleichmäßig verteilte Belastung auf die Nebenträger angesetzt und zu Einzellasten auf die Hauptträger umgerechnet. Die Eigenlast berücksichtigt die Verbunddecke und Stahlverkleidung und ergibt sich zu $2,75 \text{ kN/m}^2$. Aufgrund der Gebäudetechnik, der Decke und den Zwischenböden wurden Auflasten von $0,7 \text{ kN/m}^2$ in Zwischenstockwerken und von $1,0 \text{ kN/m}^2$ im letzten Stockwerk berücksichtigt. Für die Außenwände wurde eine ständige Last von $4,0 \text{ kN/m}^2$ einberechnet. Die Verkehrslast berücksichtigt die Nutzung der Gebäude (Büros – Klasse B) und verschiebliche Trennwände, wobei sich ein Wert von $3,8 \text{ kN/m}^2$ ergibt. Alle an den untersuchten Rahmen angesetzten Schwerkraftlasten entsprechen der halben Feldlänge (4m). Es werden zwei verschiedene Bemessungsfälle berücksichtigt: moderate (bei DCM) und schwere (bei DCH) Erdbebenfälle. Für eine Bemessung unter Berücksichtigung zweier maximaler Bodenbeschleunigungen wurde ein Typ 1-C Spektrum gewählt: $0,3g$ für den schweren und $0,15g$ für den moderaten Erdbebenfall (Abb. 7.14).

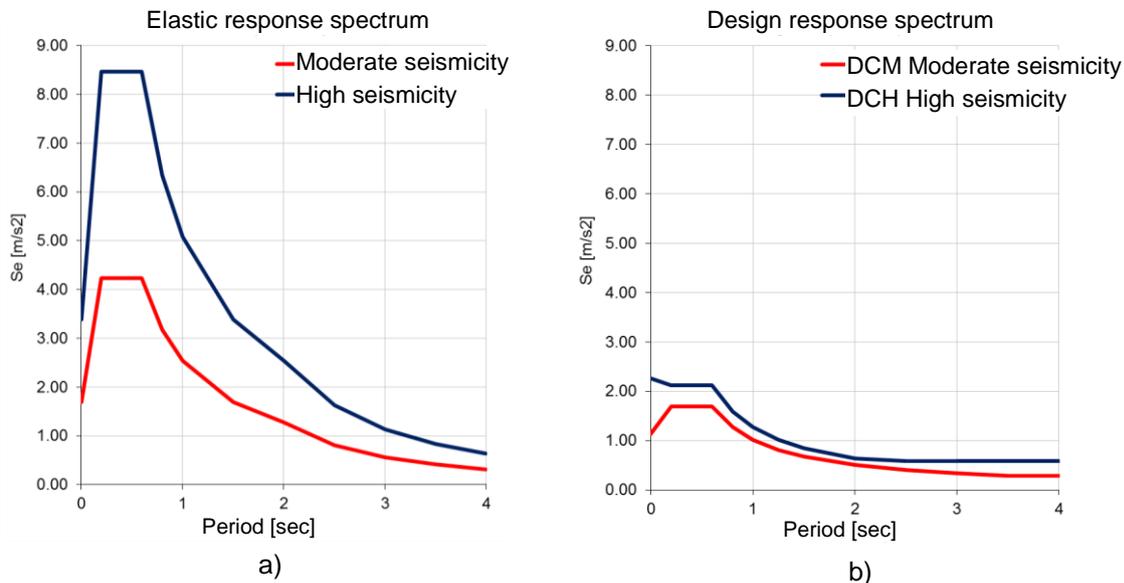


Abb. 7.14: Antwortspektren für zwei Erdbebenfälle: a) elastisches und b) Bemessungsspektrum.

Für DCH wurde ein Verhaltensbeiwert $q = 4$ (siehe Kapitel 7.4.1.5) angewendet. Im Falle von DCM wurde ein Verhaltensbeiwert von 2,5 berücksichtigt.

Tabelle 7.5: Belastungsdetails

Vertikale Belastung	
Eigenlast (Verbunddecke + Stahlverkleidung)	2,75 kN/m ²
Auflasten (Gebäudetechnik, Decke, Zwischenboden)	0,7 kN/m ² – Zwischengeschosse 1,0 kN/m ² – Letztes Stockwerk
Außenwände	4,0 kN/m ²
Verkehrslasten – (Büro-Klasse B + bewegliche Trennwände)	3,0 + 0,8 = 3,8 kN/m ²
• DCH Bemessung:	
Elastisches Antwortspektrum	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	$a_{gR} = 0,3g$
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	C ($T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,6$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q (DCH)	4
Dämpfungsgrad	5 %
Seismischer Kombinationskoeffizient für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$
• DCM Bemessung:	
Elastisches Antwortspektrum	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	$a_{gR} = 0,15g$
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	C ($T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,6$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q (DCM)	2,5
Dämpfungsgrad	5 %
Seismischer Kombinationskoeffizient für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$

7.5.1.2 Modellierung für linear-elastische Analysen

Die Modellierung, Analyse und Bemessung des Gebäudes wurde mit dem Finite-Elemente-Programm SAP2000 durchgeführt [16]. Das Strukturmodell war ein linear-elastisches 2D-Modell. In jeder Etage wurden starre Deckenscheiben zur Berücksichtigung des Effektes der bewehrten Betondecken angesetzt.

Die Massen (in Tonnen), welche die Hälfte des ganzen Feldes des Tragwerkes (12m) berücksichtigen, wurden in den Knotenpunkten des Rahmens angesetzt, da nur die am Rand befindlichen Rahmen den Querkräften standhalten (Abb. 7.15).

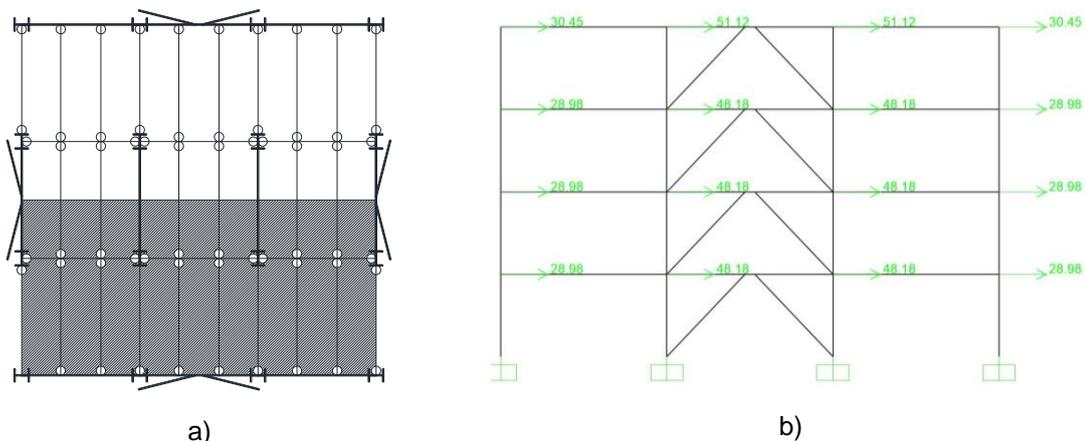


Abb. 7.15: Tragwerksmassen: a) Betrachtung des halben Tragwerkes b) angesetzt in den Strukturknoten des 2D-Modells.

7.5.2 Ständige Bemessungssituation

7.5.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

MRFs wurden über die grundlegende Lastkombination $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) bemessen, wobei G die ständigen Lasten (Eigenlast) und Q die veränderlichen Lasten (Verkehrslast) sind. Für die Träger ergaben sich IPE330-Profile, für Stützen von vierstöckigen Gebäuden HEB160-Profile und für Stützen von achtstöckigen Gebäuden HEB200-Profile.

7.5.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Mittels der grundlegenden Lastkombination $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot Q$ wurden die Durchbiegungen der Träger überprüft. Die Profile der Träger mussten auf IPE360 erhöht werden, um Durchbiegungen geringer als $L/350$ (22,86 mm) zu erhalten.

7.5.3 Antwortspektrumanalyse

Das multimodale Antwortspektrumverfahren wurde angewandt und die Ergebnisse in Tabelle 7.6 zusammengefasst. Für vierstöckige Gebäude aktivierten die ersten zwei Fälle und für achtstöckige die ersten drei Fälle mehr als 90 % der Masse.

Die Bemessungsschubkraft der analysierten Rahmen ist in Tabelle 7.6 dargestellt. Es ist zu beobachten, dass das achtstöckige Tragwerk eine ähnliche Bemessungsschubkraft wie das vierstöckige hat. Auch wenn das achtstöckige Tragwerk ungefähr

die doppelte Masse des vierstöckigen besitzt, führt die größere Eigenperiode des ersteren zu einer geringeren Bemessungsspektralbeschleunigung.

Tabelle 7.6: Ergebnisse der Antwortspektrumanalyse

Rahmen	a_g	Bemessungsschubkraft, V_b [kN]	Eigenform	Periode [s]	Einwirkendes Massenverhältnis [%]	Gesamt [%]
4-st.	0,30g	2935,45	1	0,517	78,89	95,09
			2	0,193	16,2	
	0,15g	1754,12	1	0,576	79,32	94,89
			2	0,213	15,57	
8-st.	0,30g	3082,59	1	1,126	71,58	94,85
			2	0,385	17,76	
			3	0,221	5,51	
	0,15g	2064,79	1	1,246	72,56	94,91
			2	0,437	17,25	
			3	0,253	5,1	

7.5.4 Globale Imperfektionen und Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

In der Strukturanalyse wurden globale Imperfektionen nach EN1993-1-1 über die äquivalenten seitlichen Kräfte H_i entsprechend der Kombination 1,35-Eigen- + 1.5-Verkehrslast berücksichtigt. Diese Kräfte wurden basierend auf der gesamten Schwerkraftbelastung und der globalen Anfangsimperfektion ϕ , Ebene für Ebene berechnet und in jeder Lastkombination weitergehend berücksichtigt. Es ergaben sich kleine seitliche äquivalente Kräfte; 8,7 kN für gewöhnliche Geschossebenen und 8,9 kN für das Dachgeschoss..

Effekte nach Theorie zweiter Ordnung wurden in der Bemessung nicht berücksichtigt, da der Empfindlichkeitskoeffizient der gegenseitigen Stockwerksverschiebung θ nach EN1998-1-1 berechnet und als kleiner 0,1 bestimmt wurde.

7.5.5 Erdbebenbemessung

7.5.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit – Dissipative Elemente

Schubverbinder sind die dissipativen Elemente des Systems. Sie werden als geschweißte ($h \times b \times t_f \times t_w$) Klasse 1 I-Profile bemessen.

Zur Erzielung der Überfestigkeit der Anschlüsse wurden sehr kurze dissipative Elemente eingesetzt (siehe Kapitel 7.4.1.3). Dazu besitzen die Verbinder bei vierstöckigen Gebäuden eine Länge von 0,5 m und bei achtstöckigen Gebäuden 0,9 m.

Aus der nachfolgenden vorherrschenden seismischen Lastkombination werden die Verbinderquerschnitte gewonnen: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + 1,0 \cdot A_{Ed}$ (wobei A_{Ed} die seismische Einwirkung darstellt). Die resultierenden Querschnittsabmessungen sind in den folgenden Tabellen angegeben.

Tabelle 7.7: Dissipative Elemente eines vierstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Verbinderquerschnitt	Ω_i	Min Ω_i	Ω
4-stöckig	0,3g	1	350x190x18x9	2,28	2,13	2,67
		2	350x190x18x9	2,42		
		3	290x190x16x8	2,23		
		4	230x140x16x6	2,16		
	0,15g	1	350x130x18x6	1,59	1,59	2,00
		2	350x130x18x6	1,70		
		3	290x140x16x6	1,77		
		4	230x120x16x5	1,92		

Tabelle 7.8: Dissipative Elemente eines achtstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Verbinderquerschnitt	Ω_i	Min Ω_i	Ω
8-stöckig	0,3g	1	490x260x20x8	2,44	1,96	2,45
		2	490x260x20x8	2,41		
		3	440x230x20x7	2,09		
		4	440x230x20x7	2,31		
		5	390x200x20x6	1,96		
		6	390x200x20x6	2,29		
		7	330x210x16x5	2,25		
		8	250x190x14x4	1,97		
	0,15g	1	440x230x20x7	2,34	1,93	2,41
		2	440x230x20x7	2,27		
		3	390x220x18x6	1,93		
		4	390x220x18x6	2,19		
		5	350x220x18x6	2,24		
		6	330x210x16x5	2,08		
		7	290x210x16x5	2,23		
		8	210x190x14x4	2,15		

Für jedes Gebäude wurde unter den Verbindern ein gleichmäßiges dissipatives Verhalten gewährleistet (25 %). Die Strukturüberfestigkeit wurde wie folgt berechnet [5]:

$$\Omega = \gamma_{ov} \Omega_i \quad \text{Gl. (7.11)}$$

$$\Omega_i = \gamma_{sh} \frac{V_{p,linkj}}{V_{Edj}} \quad \text{Gl. (7.12)}$$

mit: γ_{ov} beträgt 1,25 und γ_{sh} wurde zu 1,8 für DCH und zu 1,5 für DCM angenommen (in Übereinstimmung mit Ergebnissen des DUAREM-Projektes [1]).

7.5.5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit – Nicht-dissipative Elemente

Die Stützen, Diagonalstreben und Träger der EBF bilden die nicht-dissipativen Elemente des Systems und wurden mittels der seismischen Lastkombination bemessen, welche für diese Elemente im Hinblick auf die dissipativen eine Überfestigkeit (Ω) gewährleistet: $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + \Omega \cdot A_{Ed}$. Die Querschnitte sind nachfolgend angegeben:

Tabelle 7.9: Nicht-dissipative Elemente eines vierstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Diagonalstreben	Träger	Stützen
4-stöckig	0,3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
		3	HE240B	HE300A	HE300B
		4	HE200B	HE240A	HE300B
	0,15g	1	HE240B	HE360A	HE260B
		2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B
		4	HE180B	HE240A	HE240B

Tabelle 7.10: Nicht-dissipative Elemente eines achtstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Diagonalstreben	Träger	Stützen
8-stöckig	0,3g	1	HE320B	HE500A	HE340M
		2	HE320B	HE500A	HE340M
		3	HE300B	HE450A	HE300M
		4	HE280B	HE450A	HE300M
		5	HE280B	HE400A	HE300B
		6	HE260B	HE400A	HE300B
		7	HE240B	HE340A	HE280B
		8	HE200B	HE260A	HE280B
	0,15g	1	HE260B	HE450A	HE300M
		2	HE260B	HE450A	HE300M
		3	HE260B	HE400A	HE280M
		4	HE240B	HE400A	HE280M
		5	HE220B	HE360A	HE280B
		6	HE220B	HE340A	HE280B
		7	HE200B	HE300A	HE260B
		8	HE180B	HE220A	HE260B

7.5.5.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung)

Unter Berücksichtigung duktiler nicht-tragender Elemente der Gebäude wird die folgende Gl. (7.13) überprüft:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4000 = 30 \text{ mm} \quad \text{Gl. (7.13)}$$

Dabei ist d_r die gegenseitige Bemessungsstockwerksverschiebung, $v = 0,5$ ist ein Reduktionsbeiwert der Bemessungsverschiebungen infolge der Bedeutungsklasse des Gebäudes (gewöhnliche Gebäude) und h ist die Stockwerkshöhe. Tabelle 7.11 umfasst die Ergebnisse der Analyse; die Überprüfung ist für alle Stockwerke mit Werten kleiner dem Grenzwert von 30 mm verifiziert.

Tabelle 7.11: Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Rahmen	a_g	Verschiebung [mm]
4-st.	0,3g	11,26
	0,15g	14,62
8-st.	0,3g	15,3
	0,15g	7,83

7.5.5.4 Duale Konfigurationen

Die Dualität der Tragwerke wurde mittels der Verifizierung überprüft, dass die MRFs in der Lage sein müssen mindestens 25 % der Gesamterdbebenkraft standzuhalten (siehe Kapitel 7.4.1.2). Um Dualrahmen zu erhalten, werden die Träger des MRF wie folgt vergrößert:

Tabelle 7.12: Träger der MRF eines vierstöckigen Rahmens

Rahmen	Stockwerk	Profil
4-stöckig	1	IPE400
	2	IPE400
	3	IPE360
	4	IPE360

Tabelle 7.13: Träger der MRFs eines achtstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Profil
8-stöckig	0,3g	1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
		4	IPE400
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360
	0,15g	1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
		4	IPE360
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

7.5.5.5 Schwacher Träger – starke Stütze

Die Stützen aller Gebäude wurden zur Erfüllung der „schwacher Träger – starke Stütze“-Bedingung vergrößert:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad \text{Gl. (7.14)}$$

mit: $\sum M_{Rc}$ ist die Summe der Momentenwiderstände der oberen und unteren Stützen und $\sum M_{Rb}$ ist der Momentenwiderstand des Trägers des MRF.

Die endgültigen Profile der Stützen des MRF aus der elastischen Bemessung sind die folgenden:

Tabelle 7.14: Stützen der MRFs eines vierstöckigen Rahmens

Rahmen	Stockwerk	Profile
4-stöckig	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

Tabelle 7.15: Stützen der MRFs eines achtstöckigen Rahmens

Rahmen	a_g	Stockwerk	Profile
8-stöckig	0,3g	1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
		4	HE240B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B
	0,15g	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

Die Rahmenquerschnitte nach elastischer Bemessung sind die folgenden:

Tabelle 7.16: Profile eines vierstöckigen Rahmens

a_g	Stockwerk	Verbinder	Diagonalstreben	Träger	Stützen	Träger des MRF	Stützen des MRF
0,3g	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
0,15g	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Tabelle 7.17: Profile eines achtstöckigen Rahmens

a_g	Stockwerk	Verbinder	Diagonalstreben	Träger	Stützen	Träger des MRF	Stützen des MRF
0,3g	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
0,15g	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

7.5.6 Nichtlineare (Pushover-) Analyse

Da die Höhe der Rahmen der Fallstudie relativ gering ist, ist das Gebäude, in Grundriss und Aufriss regelmäßig sind und höhere Schwingungsformen nicht die Strukturantwort beeinflussen, wurde eine Überprüfung des seismischen Verhaltens unter Verwendung einer statischen nichtlinearen (Pushover-) Analyse angewendet.

7.5.6.1 Rahmenmodellierung für eine statische nichtlineare Analyse

Nichtlineare statische Analysen wurden zur Überprüfung der Fähigkeit zu Rückzentrierung unter Verwendung von SAP2000 durchgeführt.

Sowohl an vier- als auch an achtstöckigen Rahmen wurden Pushover-Analysen (PO) durchgeführt, wobei eine modale Verteilung der seitlichen Kräfte berücksichtigt wurde. Zudem wurden P-Delta-effekte in den PO-Analysen mit einbezogen.

Um die auf den inneren Schwerkraftrahmen wirkende Schwerkraftbelastung zu berücksichtigen, wurde eine anlehrende Stütze modelliert (Abb. 7.16).

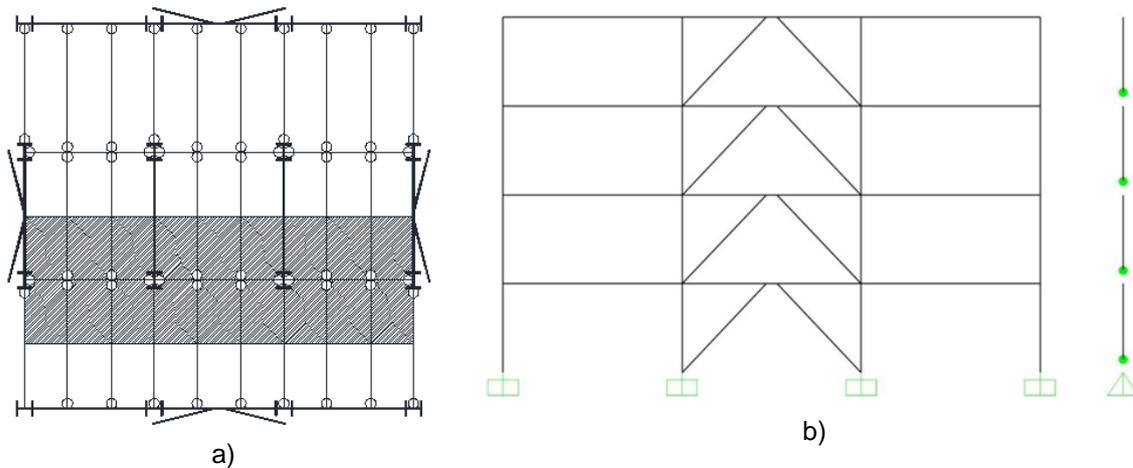


Abb. 7.16: Ansatz einer anlehrenden Stütze: a) Schwerkraftbelastung auf einem inneren Rahmen und b) Modellierung einer anlehrenden Stütze.

Für dissipative Elemente wurden erwartete Materialeigenschaften basierend auf $\gamma_{ov} = 1,25$ und für nicht-dissipative Elemente Sollwerte der Materialeigenschaften verwendet.

An den Enden der Träger der MRFs wurden nichtlineare Fließgelenke vom Biegetyp M3 und an den Enden der Stützen sowie an den Trägern der EBFs wurden Gelenke vom Biegung-mit-Normalkraft Typ P-M3 angesetzt. Für Diagonalstreben wurden in Übereinstimmung mit ASCE41-13 nichtlineare Fließgelenke vom axialen Typ P verwendet [13].

Um das nichtlineare Verhalten der kurzen Verbinder unter Schub (V_2) zu berücksichtigen, wurden Multi-lineare Plastische Verbinderelemente mit nichtlinearem Verhalten in 2-Richtung definiert, wie nachfolgend dargestellt ist:

Tabelle 7.18: Nichtlineare Eigenschaften der Verbinder für vierstöckige Rahmen

Rahmen	a_g	Stockwerk	K_I [kN/m]	V_y [kN]
4-stöckig	0,3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449
		4	174867	263
	0,15g	1	289798	408
		2	289798	408
		3	232550	337
		4	146315	219

Tabelle 7.19: Nichtlineare Eigenschaften der Verbinder für achtstöckige Rahmen

Rahmen	a_g	Stockwerk	K_f [kN/m]	V_y [kN]
8-stöckig	0,3g	1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
		4	191066	603
		5	151086	455
		6	151086	455
		7	115904	322
		8	65865	193
	0,15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

2-Joint Verbindererelemente mit den zuvor genannten Eigenschaften wurden zwischen den Endpunkten jedes Verbinders verwendet. Zudem wurden parallel kurze Verbinderstäbe zur Berücksichtigung nur der axialen Steifigkeit modelliert (an den Enden gelenkig ausgebildet).

7.5.6.2 Ergebnisse der Pushover-Analyse

Nach Durchführung der PO-Analysen an elastisch bemessenen Rahmen, wurde bei DCH im Falle sowohl der vier- als auch der achtstöckigen Gebäude Fließen in den MRFs vor Erreichen der maximalen Verformungskapazität in den EBFs mit austauschbaren Verbindern beobachtet. Aus diesem Grund wurden einige Querschnitte wie folgt ersetzt: Für den vierstöckigen Rahmen wurden die Stützen der EBF vergrößert und für den achtstöckigen die MRFs aus S690 Stahl hergestellt.

Die neu gewonnen Rahmen wurden unter allen Bedingungen der elastischen Bemessung nochmals überprüft (Grundkombinationen, seismische Kombinationen, Dualität, schwacher Träger – starke Stütze), sodass die endgültigen Profile für vier- und achtstöckige Rahmen bei einer DCH die folgenden sind:

Tabelle 7.20: Endgültige Querschnitte der Rahmen bei DCH

Rahmen	Stockwerk	Verbinder	Diagonalstreben	Träger	Stützen	Träger des MRF	Stützen des MRF
4-st.	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
8-st.	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

Weitergehend wurde festgestellt, dass vor Erreichen einer Verdrehung in den Verbindern von 0,15 rad bei DCH und von 0,1 bei DCM kein Fließen auftritt (Abb. 7.17).

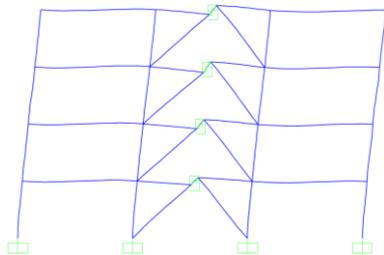
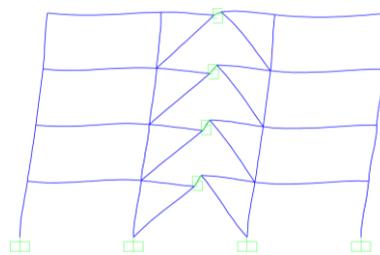
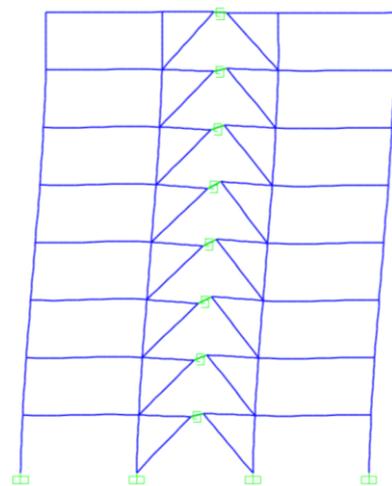
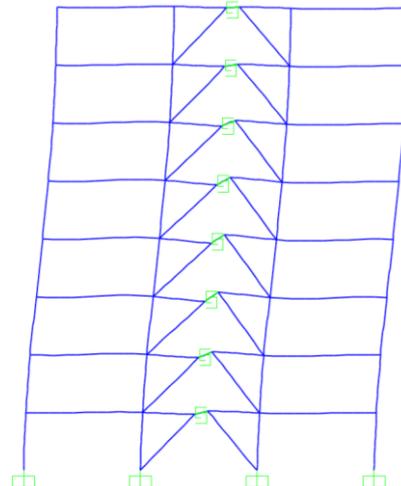

 a) 0.15 rad – 3rd storey link

 b) 0.1 rad – 2nd storey link

 c) 0.15 rad – 5th storey link

 d) 0.1 rad – 3rd storey link

Abb. 7.17: Verformte Rahmen unter PO mit modaler Verteilung: a) vierstöckig bei DCH, b) vierstöckig bei DCM, c) achtstöckig bei DCH und d) achtstöckig bei DCM.

Es wurde beobachtet, dass vor Erreichen von 0,15 rad in den Verbindern bei DCH und 0,1 rad bei DCM in keinem anderen Bauelement Fließen auftritt. Für DCH-Rahmen wird, wenn die maximale Verbinderverdrehung 0,15 rad erreicht ist, die volle plastische Wirkung mit plastischen Verdrehungen in anderen Verbindern erzielt, die sich für einen vierstöckigen Rahmen zwischen 0,102 rad und 0,128 rad und für einen achtstöckigen zwischen 0,066 rad und 0,149 rad befinden.

Für DCM-Rahmen zeigen, wenn die maximale Verbinderverdrehung 0,1 rad erreicht, andere Verbinder Verformungen, die sich für einen vierstöckigen Rahmen zwischen 0,061 rad und 0,094 rad und für einen achtstöckigen zwischen 0,024 rad und 0,095 rad befinden.

Pushover-Kurven aller Rahmen sind in Abb. 7.18 dargestellt.

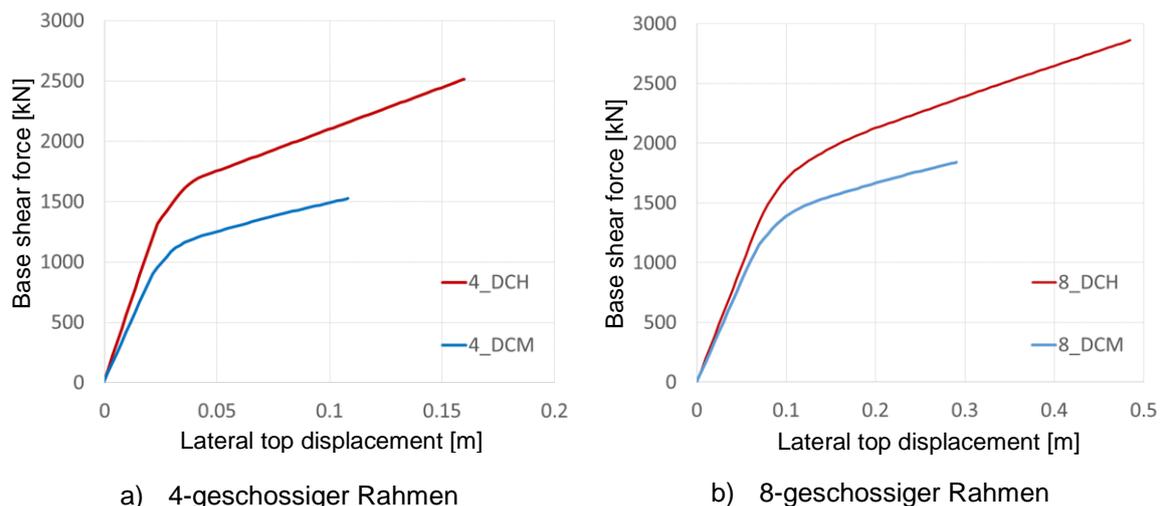


Abb. 7.18: Pushover-Kurven.

Die bemessenen Rahmen, bei welchen eine Duktilitätsklasse DCH angenommen wurden, haben eine größere Kapazität und Duktilität als die unter Annahme einer DCM bemessenen. Die achtstöckigen Rahmen sind duktiler als die vierstöckigen und wurden bemessen, um ähnlichen seismischen Kräften standzuhalten (innerhalb derselben Duktilitätsklasse) (siehe Kapitel 7.5.3).

Die Kurven sind bis zur maximalen Kapazität dargestellt (wenn die Verbinder ihre maximale Schubverformung erreichen), weil für größere Verschiebungen keine Konvergenz erzielt wurde.

Das Ziel der Vermeidung von Fließen in den MRFs vor Erreichen von Verformungen im Bereich signifikanter Schäden (SD) in den austauschbaren Verbindern (0,14 rad) der EBF wird erreicht, womit die grundlegende Bemessungsanforderung für duale Rahmen mit austauschbaren dissipativen Elementen erfüllt wird. MRFs erbringen die Rückzentrierung des Systems bis zur maximalen Verformung der Verbinder (0,15 rad).

7.5.6.3 Beurteilung des seismischen Verhaltens

Das seismische Verhalten der untersuchten Rahmen wurde unter Verwendung der N2-Methode beurteilt [17], wobei die bilineare Idealisierung des äquivalenten Einfreiheitsgradsystems an die Anfangssteifigkeit des Systems angeglichen wird (P100 [10] Ansatz).

Das Tragwerksverhalten wurde für die Grenzzustände, welche in Tabelle 7.2 gezeigt werden (DL, SD und NC), ausgewertet und in Abb. 7.19 dargestellt. Die Zielverschiebungen (D_t) wurden für jeden einzelnen Grenzzustand berechnet und die entsprechenden Verbinderverdrehungen sind nachfolgend dargestellt.

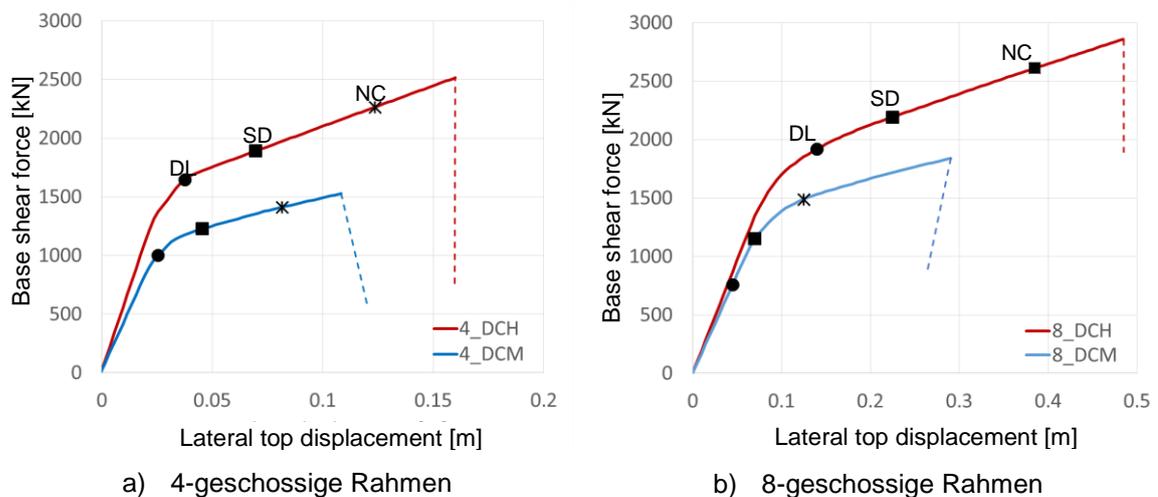


Abb. 7.19: Beurteilung des seismischen Verhaltens.

Tabelle 7.21: Verhaltensbeurteilung des vierstöckigen Rahmens.

Duktilitätsklasse	Grenzzustand	D_t [mm]	Verbinderverdrehung bei D_t [rad]	Akzeptierte Verdrehung [rad]	Entsprechende Verschiebung oben [mm]
DCH	DL	36,8	0,016	0,005	23,5
	SD	69,7	0,053	0,14	151,5
	NC	127,4	0,115	0,16	-
DCM	DL	26,5	0,009	0,003	19,5
	SD	46,3	0,037	0,09	99,5
	NC	81,3	0,074	0,11	-

Tabelle 7.22: Verhaltensbeurteilung des achtstöckigen Rahmens.

Duktilitätsklasse	Grenzzustand	D_t [mm]	Verbinderverdrehung bei D_t [rad]	Akzeptierte Verdrehung [rad]	Entsprechende Verschiebung oben [mm]
DCH	DL	107,3	0,031	0,005	59,9
	SD	182,2	0,062	0,14	404,9
	NC	313,3	0,109	0,16	-
DCM	DL	41,9	0,003	0,003	44,9
	SD	71,2	0,009	0,09	259,9
	NC	122,4	0,036	0,11	-

Die Verhaltensziele wurden für die SD- und NC-Grenzzustände erreicht. Obwohl die Verhaltensziele für DL unter Verwendung des N2-Ansatzes nicht erfüllt wurden, wurde das Ziel der Vermeidung von Fließen in den MRFs vor Erlangung der SD-Verformung in den austauschbaren Verbindern (0,14 rad) der EBFs erreicht, wodurch die grundlegende Bemessungsanforderung für duale Rahmen mit austauschbaren dissipativen Elementen erfüllt werden. Die MRFs erreichen die Rückzentrierung des Systems bis zur maximalen Verformung der Verbinder (0,15 rad).

7.5.6.4 Entfernen der Verbinder und Rückzentrierung der Rahmen

In Bezug auf das Entfernen der Verbinder und die Rückzentrierung der Rahmen wurde die statische nichtlineare gestufte Konstruktionsanalyse von SAP2000 am vierstöckigen Rahmen bei DCH verwendet. Die Schritte der Analyse sind die folgenden: Zuerst wird der Rahmen mit Schwerkräften belastet und danach mit seitlichen Kräften (bis in den Verbindern die maximale Verformung erreicht wird) und dann wird er entlastet. Zweitens werden die Verbinder Stockwerk pro Stockwerk entfernt, wobei mit dem ersten Stockwerk nach oben ansteigend begonnen wird [18]. Nach Entfernen des letzten Verbinders kehrt das Tragwerk in seine ursprüngliche Position zurück (siehe Abb. 7.20).

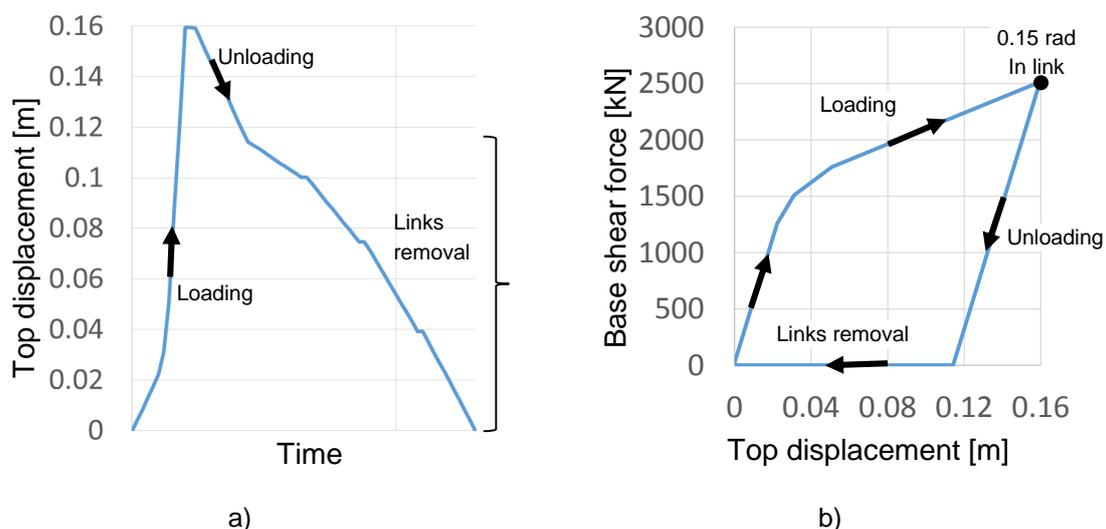


Abb. 7.20: Rahmenrückzentrierung nach dem Entfernen der Verbinder: a) Verschiebung oben über die Zeit und b) Schubkraft gegenüber Verschiebung.

Der technisch einfachste Weg, um die Kräfte in den Verbindern abzubauen, ist das Schneidbrennen des Steges und der Flansche des Verbinders [19], falls große ständige Verschiebungen auftreten. Alternativ ist das Lösen der Schrauben von Stockwerk zu Stockwerk möglich, wie das beim Versuch im DUAREM-Projekt angewendete Verfahren gezeigt hat.

Das Verfahren ist ähnlich für die anderen drei Rahmen der Fallstudie.

7.6 FAZIT

Die Rückzentrierung von dualen durch exzentrische Verbände ausgesteifte Rahmen mit austauschbaren Verbindern stellt eine effiziente Lösung zur Reduktion der Reparaturkosten infolge des strukturellen Schadens dar, der während eines starken Erdbebens entstand. Es wird ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen, welches einige zusätzliche Anforderungen als Erweiterung zu den üblichen verwendet.

Das duale durch exzentrische Verbände ausgesteifte Tragwerk zeigte während des Versuchsprogrammes ein sehr gutes Verhalten unter den Erdbeben im GdG und GdT. Für beide seismischen Intensitätsniveaus wurden kleine ständige Verformungen aufgezeichnet, welche sich innerhalb der in der EN 1090 definierten Toleranzgrenzwerte für die Montage befinden. Dieses Verhalten tritt vor allem infolge der großen nach-elastischen Steifigkeit des Systems auf, welche die MRFs aufbieten. Kleine ständige Verformungen bedeuten effektiv, dass das Tragwerk bis zu einem bestimmten Grad selbstzentrierend ist.

Es wird ein Bemessungsverfahren vorgestellt, welches Empfehlungen für rückzentrierende duale EBFs mit austauschbaren Verbindern enthält. Zu den bereits bestehenden aktuellen Normspezifikationen für die Bemessung dieses System werden zusätzliche spezifische Bemessungsvorgaben empfohlen, um die Fähigkeit zur Rückzentrierung und die Dualität der Rahmen der Fallstudie sicherzustellen.

Die Validierung kurzer austauschbarer Verbinder ist notwendig. Da es nur eine begrenzte Anzahl experimenteller Versuche an kurzen geschraubten Verbindern gibt, bei denen dieser Verbindungstyp (bündige Kopfplatte) und dieser Verbinderquerschnittstyp (I-Profil mit 240 mm Höhe) eingesetzt werden, wird es empfohlen, für die Verwendung anderer Querschnitts- und Verbindungstypen das Verhalten der Verbinder mittels einer experimentellen Validierung und/oder numerischer Versuche zu bestätigen, die auf Parameterstudien basieren.

Um die Fähigkeit zur Rückzentrierung des Systems zu überprüfen, werden nichtlineare statische und/oder dynamische Analysen empfohlen. Das seismische Verhalten der untersuchten Rahmen wurde unter Verwendung der N2-Methode beurteilt. Die Verhaltensziele werden für die SD- und NC-Grenzzustände erreicht. Obwohl die Verhaltensziele für DL unter Verwendung des N2-Ansatzes nicht erfüllt werden, wird das Ziel der Vermeidung von Fließen in den MRFs vor dem Erlangen der SC-Verformung in den austauschbaren Verbindern (0,14 rad) der EBFs erreicht, wobei die grundlegende Bemessungsanforderung für duale Rahmen mit austauschbaren dissipativen Elementen erfüllt wird.

7.7 ANWENDUNGSFELD

Duale rückzentrierende EBFs mit austauschbaren geschraubten Verbindern können in mehrgeschossigen Stahlgebäuden angewendet werden, um die Reparaturkosten

und die Ausfallzeit eines Tragwerkes während der Nachwirkung eines starken Erdbebens zu reduzieren. Dabei stellt die elastische Reaktion des flexiblen Teilsystems (MRFs) die Rückstellkräfte bereit, sobald die während eines Erdbebens beschädigten Verbinder entfernt wurden.

7.8 VERÖFFENTLICHUNGEN

1. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, „Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links”, Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
2. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, “Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links” - Proceedings of the Romanian Academy - series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
3. Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report FP7 SERIES DUAREM Project – “Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links” (2014)
(<http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136>).
4. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

7.9 BIBLIOGRAPHIE

1. Stratan A, Dubina D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop “connections in steel structures V. behavior, strength & design”, June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
2. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
3. Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1, General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2004;
6. ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Structural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Washington DC, USA, 2000;
8. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003;
9. NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other structures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code – Part 1: Rules for buildings;

11. Stratan A., Dinu F., Dubina D., "Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;
12. Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – ASCE/SEI 41-13, 2013;
14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
15. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com;
17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;
18. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D'Aniello and R. Landolfo, "Seismic performance and re-centring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
19. Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
20. Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October, 2012, Pecs, Hungary.

8 AUSTAUSCHBARE SCHUBBLECHE

8.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsprogrammes RFSR-CT-2008-00032 „Dissipative Vorrichtungen für seismisch widerstandsfähige Stahlrahmen“ (englisch: Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames) wurde ein innovatives dissipatives System, welches als austauschbare Schubleche bezeichnet wird, eingeführt und die entsprechenden Bemessungsleitfäden entwickelt. Dieser Bericht stellt die Ergebnisse des seismischen Verhaltens des Systems vor, führt in das Bemessungsverfahren für Stahltragwerke ein, in welchen das System als austauschbares, seismisch widerstandsfähiges System verwendet wird, und stellt die Bemessung verschiedener Fallstudien dar.

8.2 BESCHREIBUNG DER AUSTAUSCHBAREN SCHUBBLECHE

8.2.1 Grundlagen rückzentrierender dualer Rahmensysteme

Die meisten nach aktuellen Normen bemessenen Tragwerke würden selbst unter mittelschweren Erdbebeneinwirkungen plastische Verformungen mit dauerhaften (verbleibenden) Verschiebungen nach einem Erdbeben erfahren. In solchen Fällen ist eine Reparatur schwierig. Lösungen zu rückzentrierenden Tragwerken existieren, sind jedoch technisch anspruchsvoll (nachträglich gespannte Stahlseile, Vorrichtungen mit Formgedächtnislegierungen, usw.). Eine alternative Lösung bietet diejenige mit der Fähigkeit zur Rückzentrierung (im Gegensatz zur Selbstzentrierung) durch austauschbare dissipative Elemente und einem dualen (starr-flexiblen) konstruktiven Aufbau.

Tragsysteme mit dem Ziel der Reduktion des Gebäudeschadens durch Eingrenzung der plastischen Verformungen auf austauschbare oder „reparierbare“ Dissipations-elemente, und welche die Fähigkeit besitzen, nach einem Erdbeben in den unverformten Ausgangszustand zurückzukehren, haben viel Aufmerksamkeit erhalten.

Damit ein Tragwerk mit austauschbaren dissipativen Elementen die Fähigkeit zur Rückzentrierung hat, wurde wie von Stratan und Dubina [1] vorgeschlagen, die Verwendung von dualen konstruktiven Aufbauten empfohlen, gewonnen durch die Verbindung von biegesteifen Rahmen (MRFs) mit austauschbaren Schublechen. Wenn die flexibleren MRFs elastisch gehalten werden, würden sie die zur Rückzentrierung des Tragwerkes erforderliche Rückstellkraft nach Entfernung der beschädigten austauschbaren Verbinder aufbringen. Ein möglicher Weg dies zu gewährleisten ist die Ausführung der Schubleche in niederfestem Stahl ist.

Ein idealisiertes Dualsystem, das aus zwei parallel verbundenen inelastischen Federn besteht, ist in Abb. 8.1a dargestellt. Um die Fähigkeit zur Rückzentrierung zu besitzen, sollte das flexible Teilsystem bis zu den Verschiebungen, bei welchen das

starre Teilsystem seine maximale plastische Verformungskapazität erreicht, im elastischen Bereich gehalten werden. Ein herkömmliches, die Bedingungen erfüllendes Dualsystem kehrt jedoch nach Verformungen im inelastischen Bereich nicht in den Ausgangszustand zurück. Dies geschieht auch dann nicht, wenn die dauerhaften Verschiebungen δ_{pD} im Dualsystem kleiner sind als die Verschiebungen δ_{pr} , die allein in einem starren System erzielt würden (Abb. 8.1b). Wenn das starre Teilsystem austauschbar ausgebildet wird, können dauerhafte Verformungen vermieden werden. Nach Entlasten des Dualsystems existieren eine dauerhafte Verschiebung δ_{pD} und entsprechende Restkräfte in den flexiblen (F_{pf}) und starren (F_{pr}) Teilsystemen. Sobald die austauschbaren dissipativen Elemente demontiert sind, wird die Steifigkeit und Festigkeit des Systems allein durch das flexible Teilsystem gestellt ($F_{pr} = 0$). Wenn sich das flexible Teilsystem noch im elastischen Bereich befindet, führt es das System in den Ausgangszustand zurück, sodass keine bleibenden Verformungen zurückbleiben (Abb. 8.1c).

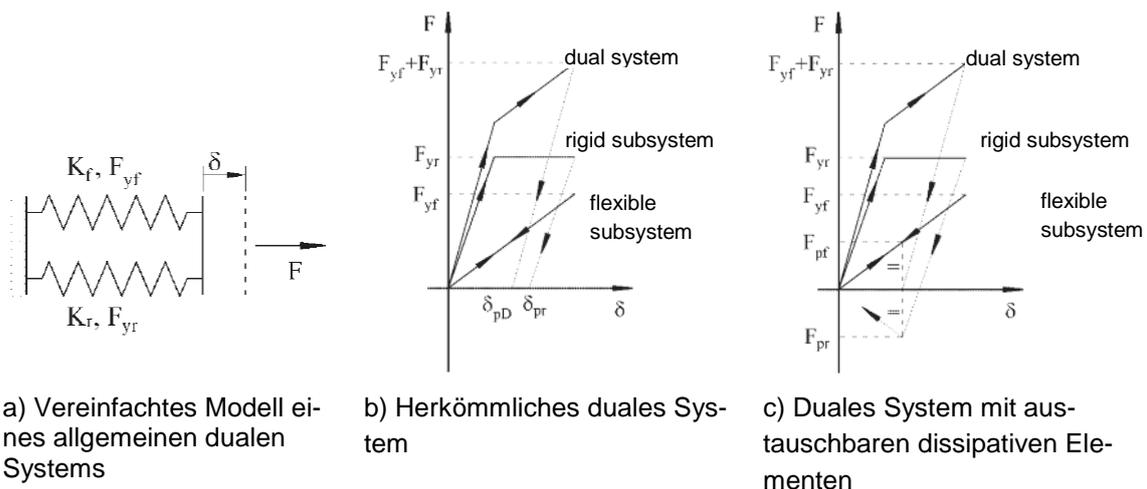


Abb. 8.1: Ständige Verformungen

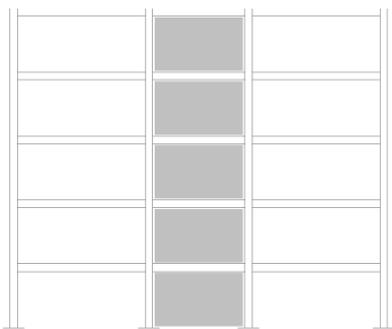
8.2.2 Beschreibung des Systems

Tragwerke mit austauschbaren Schublechen sind effiziente querkräftresistente Systeme und können eine Alternative zu herkömmlichen Systemen darstellen. Abhängig von ihrer Schlankheit können Schubleche unter der angreifenden Querkraft fließen bevor sie knicken oder knicken während sie nahezu elastisch bleiben.

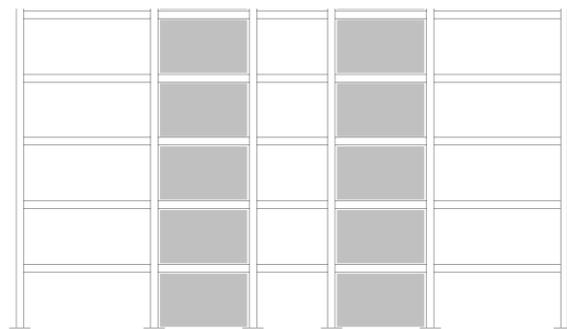
Die Hauptvorteile schlanker Schubleche bestehen in der Wirtschaftlichkeit des Stahlgewichts aufgrund dünnerer Wände, einer kurzen Bauzeit und einer einfacheren Sanierung [2]. Zudem können mit entsprechender Bemessung und konstruktiver Ausbildung die Systeme als duktil klassifiziert werden. Nach Norm bemessene Tragwerke mit austauschbaren Schublechen sind zudem in der Lage die Verschiebungsbeschränkungen einzuhalten, auch wenn sie Bodenbewegungen entsprechend dem Bemessungserdbeben ausgesetzt sind [3]. Hinsichtlich der seismischen Reaktion der Systeme gibt es jedoch einige Bedenken, da sie während der frühen

Phasen der seitlichen Belastung knicken und somit die Reaktion des Systems durch ein schmal werdendes zyklisches Verhalten gekennzeichnet ist. Der Einschnürungseffekt verringert die Fläche der Hystereseschleife und vermindert damit die Energieabsorption. Zur Reduktion der Einschnürung und Steigerung der Energieabsorption können die Scheiben mit Rahmen kombiniert werden, die starre Momentenverbindungen zwischen Randelementen aufweisen. Die resultierende Rahmenwirkung bietet etwas Steifigkeit bei Stockwerksverschiebung nahe null auf [4].

Ein Dualsystem beinhaltet entweder einzelne Rahmen mit Schubwänden (Abb. 8.2a) oder ein gekoppeltes System mit parallelen Momentenrahmen (Abb. 8.2b). Bei großen Feldern führt eine einzelne Scheibe im Momentenrahmen zu einem großen Länge-zu-Höhe-Verhältnis (L/h), welches das Schublech übermäßig weich machen kann. Ein gekoppeltes System ist ein spezielles Dualsystem, bei welchem ein Koppelträger zwei Scheibenfelder miteinander verbindet.



a) Einzelnes System



b) Gekoppeltes System

Abb. 8.2: Dualsysteme mit Schubwänden

Das innovative System ist ein spezielles Konzept, das darin besteht, zwei Schubwände in Momentenrahmen einzusetzen, um eine zusätzliche seitliche Steifigkeit zu erreichen (Abb. 8.3). Die Scheiben werden von zusätzlichen vertikalen Elementen (Stahlpfosten) eingefasst, welche an deren Enden gelenkige Verbindungen zu den Trägern haben. Der Träger außerhalb der Schubwände wirkt als kurzer, mittlerer oder langer Verbinder, abhängig von der Breite der Scheibe und des Feldes.

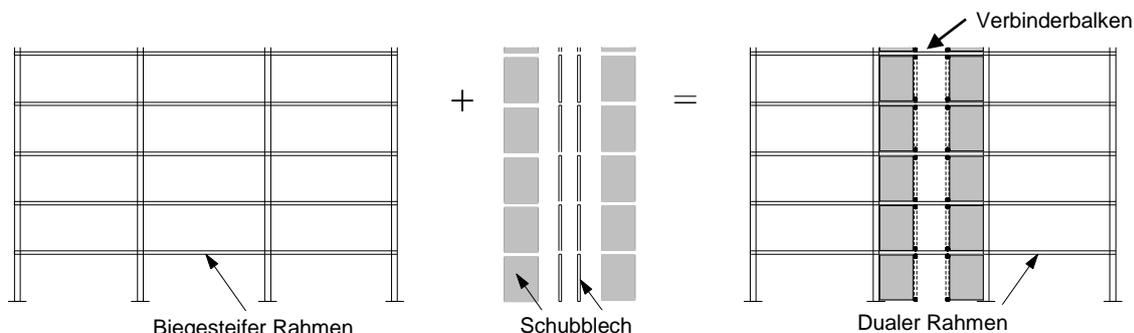


Abb. 8.3: Duale Rahmen mit austauschbaren Schublechen

Während schwerer Erdbeben knicken die Scheiben unter Schub und fließen während sie ein diagonales Zugspannungsfeld ausbilden, einhergehend mit plastischen Verformungen an den Enden des Trägers.

Solche Systeme können für neue Gebäude als auch zur Erhöhung des seitlichen Widerstandes bestehender Gebäude angewendet werden. Diese Systeme weisen eine gute seismische Reaktion, eine hohe Dissipationskapazität, und kleine bleibende Verschiebungen auf. Ihre Verwendung kann zudem die Kippsteifigkeit verbessern und die Normalkraftanforderung auf die vertikalen Randelemente der Scheibe (englisch: vertical boundary elements, VBEs) reduzieren.

Ein wichtiger Aspekt dieses Systems ist die Reduktion der bleibenden Verschiebungen nach einem Erdbeben, sodass die Kosten eines Eingriffs reduziert werden. Bleibende oder ständige Verschiebungen werden als nachteilig angesehen, da sie einen konstruktiven Schaden anzeigen. Die Reparatur beschädigter Tragwerkelemente kann technisch anspruchsvoll sein, wenn nicht unmöglich; dessen ungeachtet ist der Prozess kostenintensiv. Wenn der Schaden auf leicht auszutauschende Elemente begrenzt ist, ist die Reparatur leichter und kostet weniger. Zusätzlich erlaubt die Rückzentrierung des Tragwerkes den einfachen Austausch der beschädigten oder „geopferten“ Elemente. Das besondere Verhalten des Systems macht es für solche Anwendungen geeignet [5] [6].

Dieses Konzept wurde teilweise mittels experimenteller Versuche validiert. Zur Validierung der technischen Lösung und zur Gewinnung von Richtgrößen zur Kalibrierung der numerischen Modelle für Stahltragwerke mit Scheiben, wurde in der Versuchshalle für Stahltragwerke an der Polytechnischen Universität Timisoara ([7], [8]) ein experimentelles Programm entwickelt.

8.3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN SCHUBBLECHEN

8.3.1 Experimentelle Modelle und Versuchsaufbau

Es wurden vier Prüfkörper bemessen und erstellt. Die Prüfkörper wurden aus dem zweiten und dritten Stockwerk eines sechsstöckigen Referenztragwerks isoliert (Abb. 8.4a).

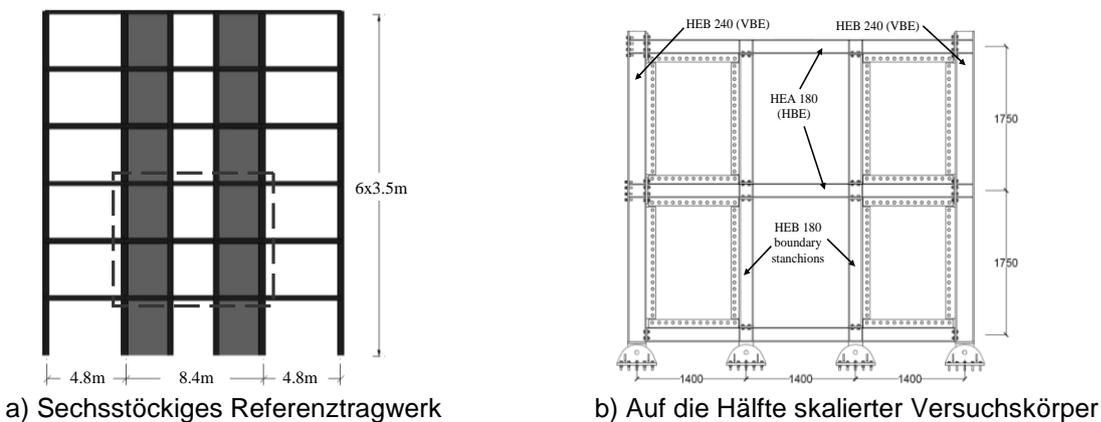


Abb. 8.4: Erstellung eines auf die Hälfte skalierten Prüfkörpers

Aufgrund von Beschränkungen der Versuchshalle wurden die Prüfkörper auf die Hälfte skaliert. Aus dieser Skalierung folgten Rahmenprüfkörper, die zwischen den Mittellinien der Elemente 3500 mm hoch und 4200 mm breit waren (Abb. 8.4b). Die Dicke der Schubleche betrug 2 mm. Das Seitenverhältnis L/h der Scheibe betrug 0,8, wohingegen der Schlankheitsbeiwert L/t_w 595 war. Anzumerken ist, dass das konstruktive System aus einem biegesteifen Rahmen, zwei an den Trägern befestigten Schublechen und zwei zusätzlichen Stahlpfosten, die als vertikale Randelemente angebracht sind, zusammengesetzt ist. Jeder Prüfkörper wurde im Reaktionsrahmen wie in Abb. 8.5 dargestellt eingebaut.

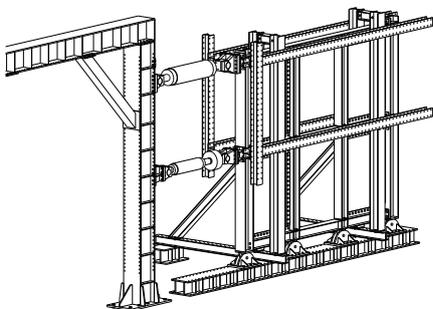
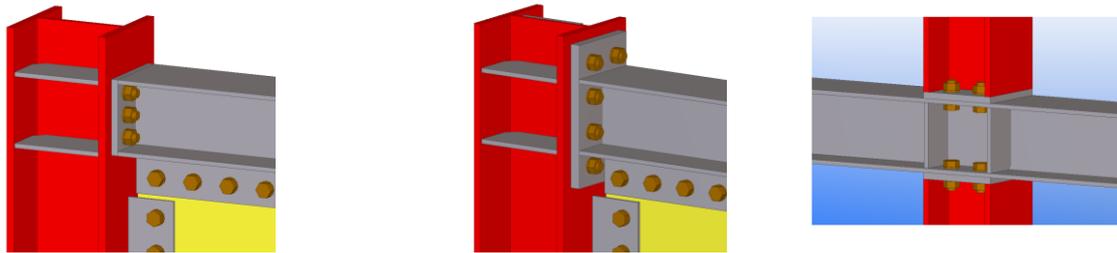


Abb. 8.5: Versuchsaufbau

Der Reaktionsrahmen wurde zur Reduktion der Verformungen in der Ebene aussteift. In der ersten und zweiten Geschossebene wurden Führungsträger angebaut, um Verformungen außerhalb der Ebene des Versuchskörpers vorzubeugen.

Zwei Typen von HBE-VBE Verbindungen mit geschraubten Kopfplatten wurden für die Untersuchung des Einflusses des Verbindungstyps auf das Gesamtverhalten des Rahmens verwendet. Der erste Typ ist eine bündige geschraubte Endplattenverbindung (Abb. 8.6a), wohingegen die zweite eine überstehende geschraubte Kopfplattenverbindung ist (Abb. 8.6b). Abb. 8.6c zeigt die Verbindung zwischen den Stahlpfosten und dem Träger.



a) Halbstarre Träger-Stützen (SR) b) Starre Träger-Stützen (R) c) Stahlpfosten-Träger
 Abb. 8.6: In Versuchsrahmen verwendete Verbindungstypen

In Übereinstimmung mit der Klassifikation nach EN1993-1-8 [9] kann diese Verbindung als nominale gelenkige Verbindung klassifiziert werden. Die Träger-Stützenverbindung mit bündiger Kopfplatte ist halbstarre und teiltragfähig ($M_{j,Rd} = 0,53M_{b,Rd}$) (folgend bezeichnet mit halbstarre (englisch: semi-rigid, SR)). Die überstehende Kopfplattenverbindung dagegen ist starr und teiltragfähig, jedoch mit einer nahezu gleichen Kapazität wie der des verbundenen Trägers ($M_{j,Rd} = 0,96M_{b,Rd}$), (folgend bezeichnet mit starr (englisch: rigid, R) (Abb. 8.7)).

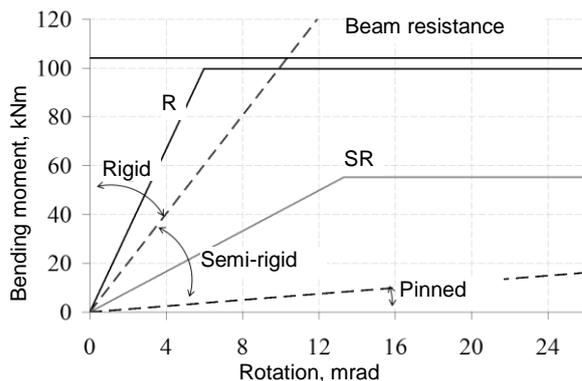


Abb. 8.7: Klassifizierung von Verbindungen für Rahmentragwerke [9]

Die Schubleche wurden mit den Randelementen an allen Rändern unter Verwendung 6 mm dicker, 120 mm breiter Laschen und M20 Klasse 8.8 reibungsschlüssiger Schrauben (Abb. 8.8) verschraubt. Geschraubte Verbindungen wurden als geeigneter angesehen als geschweißte, was den Schwierigkeiten in der Durchführung und der Qualitätskontrolle des Schweißens vor Ort geschuldet ist. Darüber hinaus ist das Entfernen der beschädigten Schubleche mit geschraubten Verbindungen einfacher. Das Zusammenschweißen der Schubleche könnte eine Lösung sein, wurde allerdings von den Verfassern im Vergleich zur geschraubten Verbindung wegen der zuvor genannten Gründe nicht als praktisch betrachtet. Um die Tragfähigkeit der Schubleche zu erhöhen und entsprechend die Schraubenzahl zu reduzieren, wurden zur Vermeidung von Versagen an der Lagerung zusätzliche Bleche an die Seite der Schubleche geschweißt. Somit hatten die 2 mm Scheiben 4 mm Zusatzbleche, geschweißt mit Metall-Aktiv-Gasschweißen. Die Schweißstromintensität wurde angepasst, um das dünne Material der Schubleche vor Verbrennung zu

schützen.



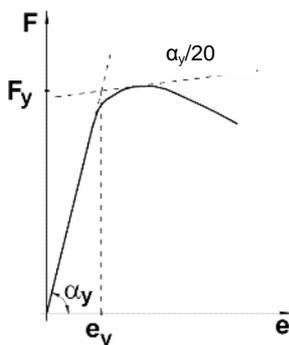
a) Querschnitt

b) Frontalansicht

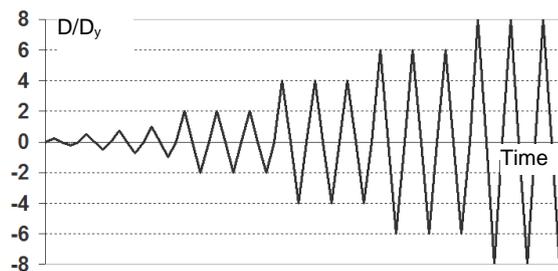
Abb. 8.8: Verbindung zwischen Schubblechen und Randelementen

8.3.2 Belastungsprotokoll

Quasi-statische Versuche wurden in Übereinstimmung mit den ECCS Empfehlungen durchgeführt [10]. Zunächst wurde eine monotone Prüfung zur Gewinnung der Kraft-Verschiebungskurve durchgeführt (Abb. 8.9a). Unter Verwendung dieser Kurve wurde die Fließverschiebung am Schnittpunkt der Tangente, welche 20% der Anfangssteifigkeitsneigung besitzt und am Kraftmaximum ansetzt, und der Verlängerung der Anfangssteifigkeitslinie bestimmt, siehe [8]. Die Fließverschiebung D_y wird dann für die Zusammenstellung der zyklischen Belastung verwendet, welche jeweils vier stufenweise Zyklen für die Amplitudenbereiche $\pm 0,25D_y$, $\pm 0,5D_y$, $\pm 0,75D_y$ und $\pm 1,0D_y$ enthält, gefolgt von jeweils drei Zyklen der Amplitude $\pm 2n \times D_y$ bis zum Versagen, wobei gilt $n = 1, 2, 3 \dots$ (Abb. 8.9b).



a) Bestimmung der Fließverschiebung



b) Protokoll der zyklischen Belastung

Abb. 8.9: Belastungsprotokoll

Die seitliche Last wurde unter Verschiebungskontrolle mit dreiecksförmiger Verteilung angesetzt. Wichtig anzumerken ist, dass für D_y keine standardisierte oder gar vereinheitlichte Festlegung für diese Systeme vorhanden ist. Das ECCS Verfahren [10] zur Auswertung von D_y wurde ursprünglich zur Überprüfung von Träger-Stützen-Verbindungen entwickelt. Somit kann D_y aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens von Schubblechen unter Verwendung anderer Methoden bestimmt werden. Tatsächlich kann von „Pseudo-Fließverschiebung“ gesprochen werden, da sowohl

die Arbeit infolge Schubbeulen als auch Lagerungsarbeit der geschraubten Verbindungen in der Rahmenreaktion enthalten sind.

8.3.3 Ergebnisse der monotonen Versuche

Der erste Prüfkörper (R-M-T2) bestand aus starren (R) Träger-Stützenverbindungen und 2 mm Schubblechen. Abb. 8.10 zeigt die grafische Darstellung der Querkraft gegenüber der Verschiebung oben. Die Verformungen außerhalb der Ebene wurden in der linken ersten Stockwerksscheibe unter Verwendung optischer Messsysteme aufgezeichnet. Abb. 8.11 zeigt den Ausgangszustand der experimentellen Versuche. Eine 8,1 mm große Verformung aus der Ebene heraus wurde aufgezeichnet. Diese anfänglichen Verformungen traten bei der Herstellung als auch nach Aufstellen des Versuchsaufbaus auf.

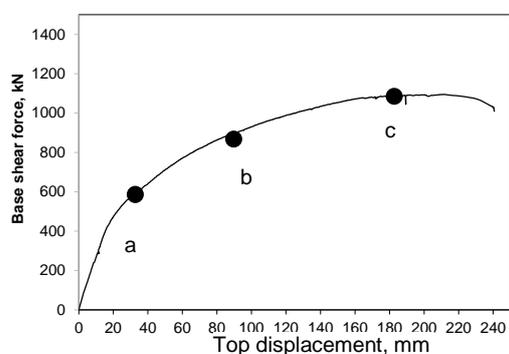


Abb. 8.10: Kapazitätskurve des Versuchsrahmens mit R-Verbindung

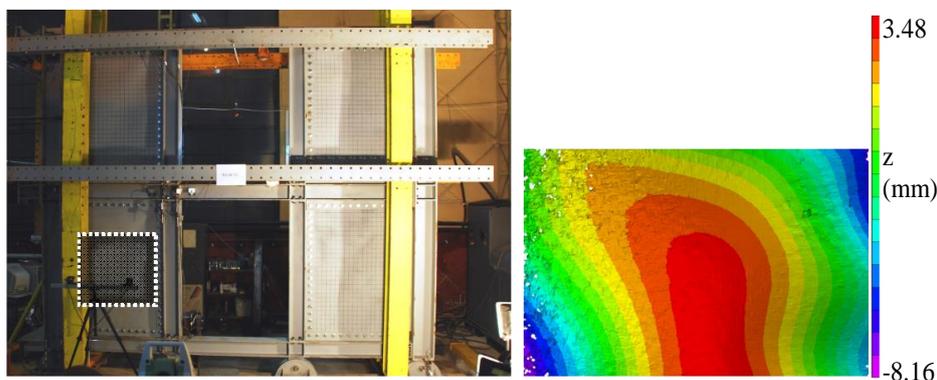


Abb. 8.11: Anfangszustand

Die Proben entwickelten bis zu einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 0,6% ein elastisches Verhalten. Die Schubbleche begannen als erstes zu fließen; dies zeigte sich durch eine Steifigkeitsveränderung (Abb. 8.10 Punkt a). An diesem Punkt erreichte die Schubkraft 482 kN und die entsprechende Verschiebung oben betrug 20,7 mm. Die Verformung außerhalb der Ebene entsprach 23,6 mm (Abb. 8.12).

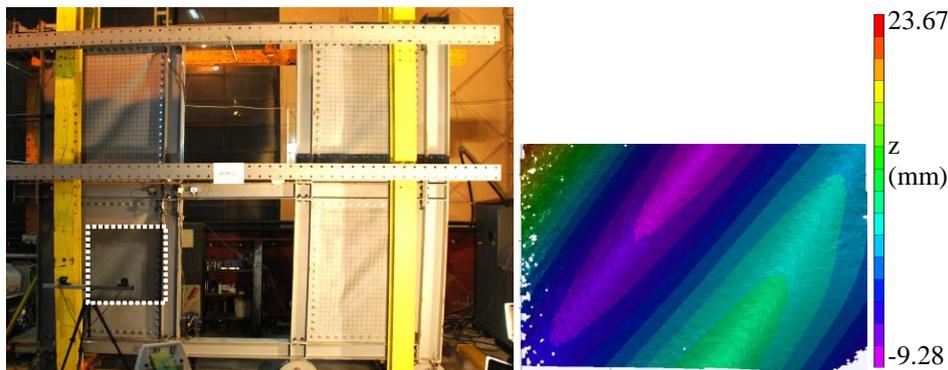


Abb. 8.12: Fließzustand

Bis zu einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 2% gab es keine plastischen Verschiebungen in den Randelementen und den Träger-Stützenverbindungen. Bei größeren Verschiebungen als 2% entwickelten sich plastische Verformungen unter Druck im Flansch am Trägerende. Die Entwicklung von plastischen Verformungen am Trägerende für 2% gegenseitige Stockwerksverschiebung stimmt gut mit der Veränderung der Neigung der Kraft-Verschiebungskurve überein, wie in Abb. 8.10 Punkt b gezeigt. Bei 2% Verschiebung wurden zudem einige Risse in den Ecken der Schubleche hervorgerufen, wobei sich diese Risse anschließend entlang der Kehlnähte ausbreiteten, welche die Blechen mit den zusätzlichen Laschen verbunden haben (Abb. 8.13b).



a) Schaden am Träger



b) Risse in den Ecken

Abb. 8.13: 2 % gegenseitige Stockwerksverschiebung

Es gab keine Anzeichen einer Abnahme der Tragfähigkeit infolge dieser lokalen Risse. Es wurde herausgefunden, dass die Risse hauptsächlich infolge unzulänglichem Abstand zwischen den zwei angrenzenden Laschen auftraten, welche zusammenstießen, als der Träger sich relativ zur Stütze verdrehte. Die maximale Kapazität wurde bei 6 % Verschiebung (oder einer Verschiebung oben von 210 mm) bei einer entsprechenden Schubkraft von 1094 kN erreicht (Abb. 8.10 Punkt c). Bei maximaler Kapazität wurden Verformungen außerhalb der Ebene von 36,1 mm erreicht und die Risse in den Ecken begann sich in Richtung der Blechmitte auszubreiten. Die Prü-

fung wurde bei 240 mm nicht infolge des Versagens des Prüfkörpers, sondern infolge der Verschiebungsbergengung des Kraftzylinders gestoppt.

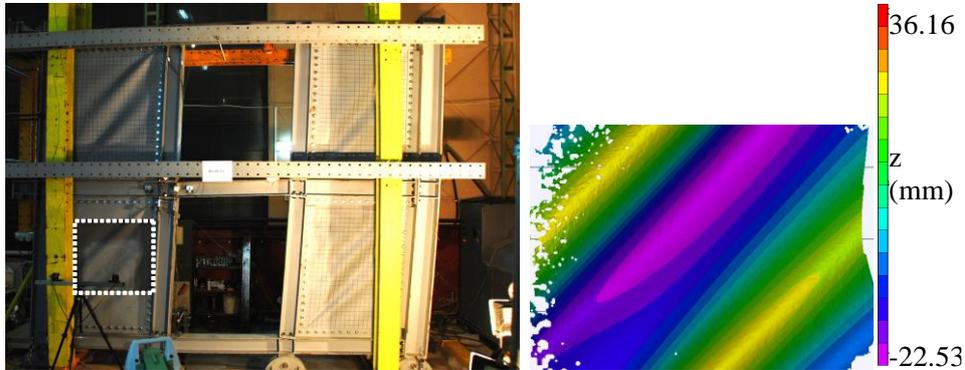
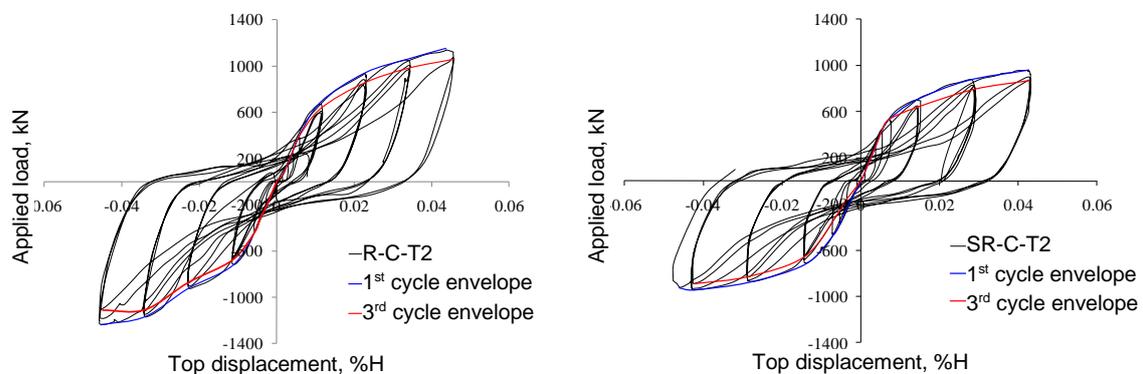


Abb. 8.14: Zustand bei Maximalverformung

8.3.4 Ergebnisse der zyklischen Überprüfung

Alle Versuchskörper (R-C-T2 und SR-C-T2) entwickelten ein stabiles Kraft-Ver-schiebungsverhalten, mit etwas Einschnürung der Hystereseschleifen, was mit üblicher Weise in anderen Versuchen beobachteten Eigenschaften übereinstimmt. Grafische Darstellungen der Querkraft gegenüber der Verschiebung oben der geprüften Versuchskörper unter zyklischer Belastung sind in Abb. 8.15 dargestellt.



a) Versuchskörper mit R-Träger-Stützenverbindung

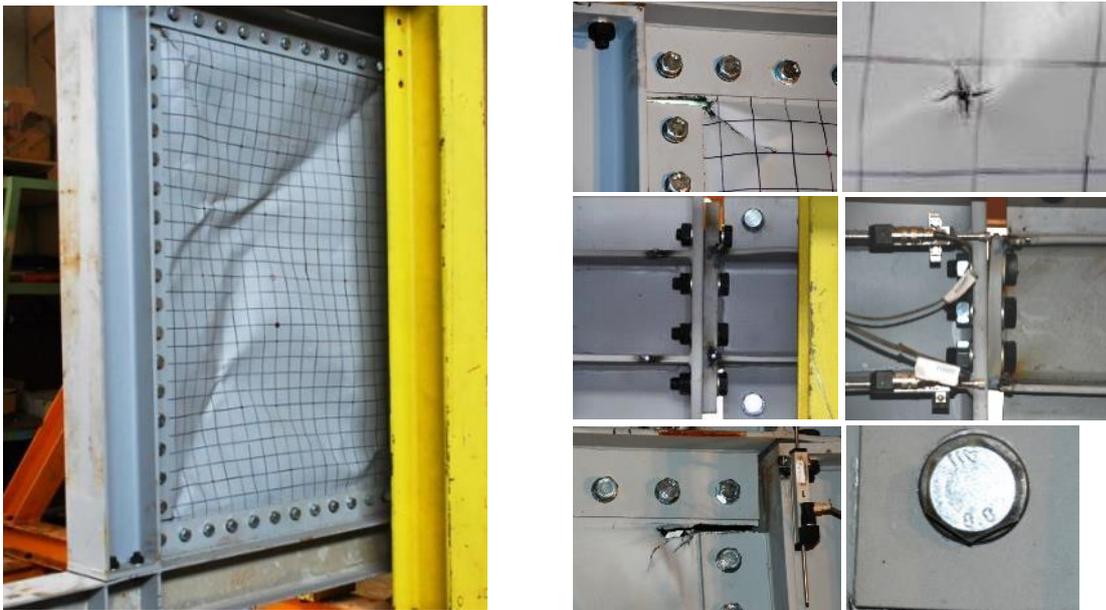
b) Versuchskörper mit SR-Träger-Stützenverbindung

Abb. 8.15: Hysteretisches Verhalten der Versuchsrahmen

Abb. 8.16 zeigt die Verformungen, die während des zyklischen Versuchs aufgenommen wurden. Die anfängliche Verformung aus der Ebene heraus beeinflusste die Anfangssteifigkeit und die Fließgrenze der Schubleche, hatte jedoch einen vernachlässigbaren Effekt auf deren maximale Kapazität. Die Versuchskörper begannen jeweils bei 0,65% bzw. 0,7% Verschiebung zu fließen. Dies zeigt, dass bis zum Fließen die Steifigkeit des Träger-Stützenknotenpunktes nur einen geringen Einfluss auf das Verhalten hat. Einige lokale Risse wurden in den Ecken der Schubleche bei ungefähr 2% Verschiebung ausgelöst, welche sich dann entlang der Kehlnaht zwischen den Schublechen und den zusätzlichen Laschen ausbreitete. Bei demselben Verschiebungsniveau wurden für starre Verbindungen am Trägerflansch

unter Druck lokale plastische Verformungen beobachtet. Bei halbstarren Versuchskörpern wurden infolge der Biegung der Kopfplatte des Trägers in den Verbindungen bei ungefähr 2,5% Verschiebung plastische Verformungen bewirkt. Alle Versuchskörper zeigten ein stabiles Verhalten bis zu Zyklen von 4% Stockwerksverschiebung, an welchem Punkt die Festigkeit abnahm. Die maximale Verschiebung der Versuchskörper betrug ungefähr 4,5% gegenseitige Stockwerksverschiebung nicht infolge des Bruches der Proben, sondern infolge des Maximalweges des Kraftzylinders. Der Beitrag des Rahmens zur Gesamtreaktion steigt mit zunehmender seitlicher Verschiebung an.

Somit war die Differenz zwischen SR-C-T2 und R-C-T2 hinsichtlich des Fließwiderstandes und der Fließverschiebung wie zuvor erwähnt gering, jedoch verringerte sich bei Verwendung der Verbindungen mit geringer Starrheit die maximale Kapazität um 20%. Für das maximale Verschiebungsniveau gab es einen kleinen Unterschied zwischen den starren und halbstarren Versuchskörpern.



a) Beschädigtes Schublech

b) Rahmendetails

c) Stahlpfosten-Hauptträgerverbindung

Abb. 8.16: Experimentelle Versuche

Ein Ziel des Versuchsprogrammes war die Bewertung des Verhaltensbeiwertes q , für Einzelheiten siehe [7]. Der durchschnittliche aus Versuchsergebnissen gewonnen q -Faktor beträgt 6,2.

8.3.5 Abschließende Anmerkungen

Das Verhalten von Rahmen mit Schublechen, Verbinderträgern und verschiedenen Steifigkeiten von Träger-Stützenverbindungen wurde untersucht. Die Ergebnisse zeigten, dass das Schublechsystem ein effizientes System für den Widerstand gegen seismische Belastung ist, aufgrund ihres stabilen zyklischen Verhaltens und der guten Duktilität. Halbstarre Verbindungen verringerten im Vergleich zu starren die maximale Kapazität und dissipierte Energie, aber ihre einfachere konstruktive Ausbildung macht sie vereinbarer mit den Eckdetails der Schubleche. Es ist ebenso anzumerken, dass sich der aufgebaute duale Rahmen mit geschraubten Schublechen und gelenkigen Stahlpfosten am Rand als effektives System gegen seitliche Lasten erwiesen hat.

8.4 BEMESSUNGSREGELN

8.4.1 Bemessungsverfahren

Die konstruktive Bemessung von dualen Tragwerken, welche durch die Kombination von biegesteifen Rahmen und austauschbaren Schublechen gewonnen werden, kann unter Verwendung eines allgemeinen normbasierten Ansatzes durchgeführt werden, wobei jedoch einige zusätzliche Kriterien beachtet werden müssen (8.4.1.1 bis 8.4.1.7). Ein Ablaufschema, das die Bemessung des rückzentrierenden Systems mit Schublechen zusammenfasst, ist in Abb. 8.18 dargestellt.

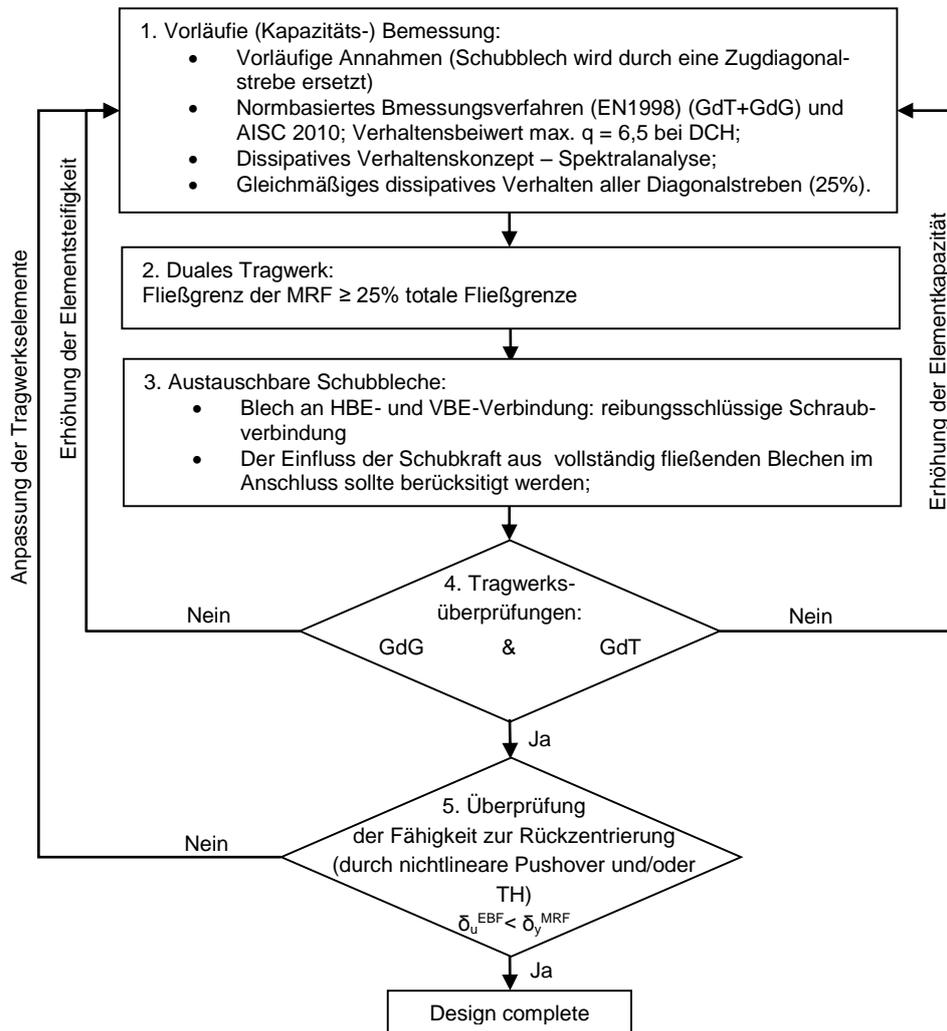
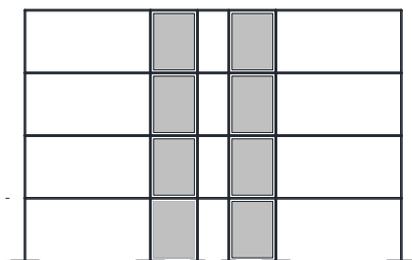


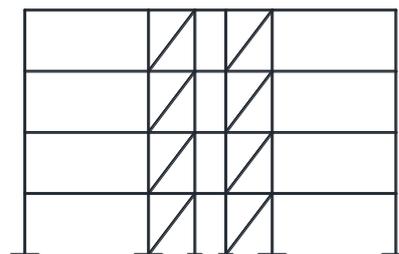
Abb. 8.17: Bemessungsablaufschemata für die Rückzentrierung des Systems mit Schubblechen

8.4.1.1 Allgemeine Bemessungsregeln

Für die vorläufige Bemessung ist eine Anzahl an analytischen Ansätzen vorhanden, um die Kapazitätsbemessung zu erreichen und die Größe der horizontalen und vertikalen Randelemente der Schubbleche (HBE und VBE) einschließlich der Blechdicke zu bestimmen. Eine dieser Methoden ist die Abbildung über einen vertikalen Fachwerkträger mit ausschließlich Zugdiagonalen (folgend bezeichnet als äquivalenter ausgesteifter Rahmen) (Abb. 8.18), in Übereinstimmung mit AISC 2010 [13].



a) Gebäuderahmen mit Schubblechen



b) Äquivalenter ausgesteifter Rahmen

Abb. 8.18: Abbildung der Schubbleche des Rahmens über einen vertikalen Fachwerkträger

Nach den AISC 2010 Vorgaben [13] zur Bemessung dieses Systems ist die Anwendbarkeit auf Schubwände mit Seitenverhältnissen von $0,8 < L/h < 2,5$ begrenzt. Diese Grenzwerte basieren auf vergangenen experimentellen Untersuchungen, welche in der USA bis zur 2005er Ausgabe von AISC durchgeführt wurden [14]. Seitdem ist die Bemessung in Übereinstimmung mit diesen Vorgaben und auch bei kleineren Seitenverhältnissen wurde ein zufriedenstellendes Verhalten beobachtet. Zum Beispiel entwickelten Versuchskörper mit einem L/h -Verhältnis von 0,6 (Lee und Tsai, 2008 [15]) ein duktiles hysteretisches Verhalten vergleichbar mit dem von Wänden mit größeren Seitenverhältnissen.

Es gibt keine theoretische Obergrenze für L/h , aber mit steigendem Seitenverhältnis werden zunehmend größere HBEs erforderlich, bedingt durch die in den Bemessungsanforderungen enthaltenen Kapazitätsbemessungsverfahren. Dies führt zu einer Grenze in der Praxis, über welche hinaus die Bemessung der Schubwand unwirtschaftlich und undurchführbar wird, sodass keine willkürliche Grenze (wie 2,5) spezifiziert werden muss sofern der Ingenieur gewährleistet, dass alle Streifen bei der Zielverschiebungsreaktion fließen (Bruneau und Bhagwagar, 2002 [16]).

Da die Schubwände keine Gravitationskräfte aufnehmen, muss die Kapazität der Tragwerkselemente der MRFs nach EN1993-1 [11] im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt und die Durchbiegungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Verwendung der ständigen Lastkombination überprüft werden.

Nach EN1998-1 [13] kann zur Bemessung biegesteifer Rahmen (bei welchen die Träger als dissipative Elemente wirken, wobei Energie über Biegung dissipiert wird) und äquivalenter ausgesteifter Rahmen (bei welchen die Diagonalstreben als dissipative Elemente wirken, wobei Energie über Zugbelastung dissipiert wird) eine Kapazitätsbemessung durchgeführt werden. Das Konzept des dissipativen Verhaltens wird empfohlen.

Durch Überprüfung, dass die einzelnen Werte der Verhältnisse Ω_i für jeden kurzen Verbinder nicht den Minimalwert Ω um mehr als 25 % überschreiten, kann ein globales dissipatives Verhalten des Tragwerkes erreicht werden [13].

Durch Verwendung einer Antwortspektrumanalyse werden die Schnittgrößen unter seismischer Belastung bestimmt, wobei die betrachtete Anzahl an Schwingungsfällen in jeder Richtung derart ist, dass die Summe der effektiven Massen mindestens 90% der Gesamtmasse entspricht.

Unter Verwendung der seismischen Lastkombinationssituation müssen die Kapazität der Bauelemente im GdT und die Verschiebungen im GdG überprüft werden.

Globale und lokale Imperfektionen müssen berücksichtigt und die Bedeutung der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung überprüft werden.

Ein Maximalwert von 6,5 für den Reduktionsbeiwert wird basierend auf einer an der PUT Timisoara, Rumänien, durchgeführten experimentellen und numerischen Analyse empfohlen [8].

8.4.1.2 Vertikale und horizontale Randelemente der Schubleche (VBE und HBE)

Nach AISC 2010 [13] werden die horizontalen und vertikalen Randelemente für den Widerstand gegen die Maximalkräfte bemessen, die sich unter der Zugfeldeinwirkung der vollständig fließenden Schubleche entwickeln. In den Randelementen entwickeln sich aufgrund der Gesamteinwirkung aus dem Kippmomenten-, Schub- und Spannungsfeld in den Schubwänden Normalkräfte, Schubkräfte und Biegemomente. Die HBEs und VBEs müssen unter den Kräften, die durch die vollständig fließenden Schubleche erzeugt werden, im Wesentlichen elastisch bleiben, wobei jedoch an den Enden der HBEs Biegeelenke erlaubt sind.

- HBE:

Um die nicht ausgeglichene Belastung zu berücksichtigen, die durch die unter und über dem HBE befindlichen Schubleche erzeugt wurden, sollen die HBE Flächenträgheitsmomente I_b um eine Achse senkrecht aus der Stegebene haben, die nicht kleiner sind als:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \quad \text{Gl. (8.1)}$$

Wobei L die Breite des Schublechs, h die Höhe und Δt_w der Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Stockwerksscheiben ist;

Für große Stützweiten kann es infolge der Spannung der Scheiben oben und unten am HBE schwierig sein einer Querbelastung standzuhalten (wobei nur eine Scheibe angeschlossen ist, sodass es keine ausgleichende Streckenlast gibt). Die Belastung unten am HBE ist meist schwerwiegender, da das Schublech dort häufig dicker ist (insbesondere bei höheren Gebäude). Falls Stützpfeiler und Pfähle im Fundamentalsystem verwendet werden, können ein oder zwei davon zwischen den Stützen angebracht werden, um die erforderlichen Biegefestigkeit unten am HBE zu reduzieren.

- VBE:

Zur Vorbeugung von übermäßigen Verformungen, die unter der Zugeinwirkung der Schubleche zu frühzeitigem Knicken führen, sollte das minimale Flächenträgheitsmoment I_c der VBE unter Verwendung der nachfolgenden Gleichung verifiziert werden. Wenn für die Randelemente unterschiedliche Querschnitte verwendet werden (Stützen und gelenkig angeschlossene Pfosten), dann können für die Berechnung die Durchschnittswerte des Flächenträgheitsmomentes verwendet werden.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad \text{Gl. (8.2)}$$

8.4.1.3 HBE-VBE-Verbindung

Analysen von Gebäuderahmen mit dem System zeigten, dass die Verwendung von gelenkigen Verbindungen zwischen den Randträgern und -stützen die rückzentrierende Kraft verringern; somit können sich starre Momentenverbindungen als vorteilhaft erweisen. Wenn in einem Momentenrahmen Schubleche eingebaut sind, verhalten sich die Ecken der Scheiben wie Knotenbleche über und unter der Momentenverbindung, sodass an den starren Verbindungen eine erheblich geringere Verdrehungsanforderung auftritt. Dieses besondere Verhalten zeigt, dass Verbindungen mit einer geringeren Steifigkeit (z.B. halbstarre Verbindungen) anstatt starrer verwendet werden können. Darüber hinaus verringern halbstarre Verbindungen die Kosten und steigern die Konstruierbarkeit.

Die erforderliche Schubfestigkeit einer HBE-VBE-Verbindung muss auf den in der EN 1998 [13] gegebenen Lastkombinationen basieren, welche die vergrößerte seismische Last umfassen. Bei der Bestimmung der vergrößerten seismischen Last muss der Effekt der Horizontalkräfte einschließlich der Überfestigkeit als Schub nach EN1998 [13] zusammen mit dem Schub, der aus der Fließgrenze unter Zug der fließenden Stege unter einem Winkel α resultiert (siehe Kapitel 8.4.1.4), berechnet werden.

Für teiltragfähige Verbindungen gelten dieselben Anforderungen, wobei jedoch das maximale Endmoment berücksichtigt wird, welches die Verbindung in der Lage ist standzuhalten. Falls teiltragfähige Verbindungen verwendet werden, sollte die Kapazität der Verbindung größer als 50 % derjenigen des verbundenen Trägers sein. Zudem können auch gelenkige Verbindungen verwendet werden.

8.4.1.4 Schubleche

Nach Bestimmung der Größe der Träger, Stützen und Pfosten, werden die äquivalenten Diagonalstreben in Schubleche umgewandelt, welche eine Dicke t_w nach Gl. 8.3 nach AISC2010 [13] besitzen:

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{\text{brace}} \cdot \Omega_s \cdot \sin\theta}{L \cdot \sin 2\alpha} \quad \text{Gl. (8.3)}$$

Wobei A_{brace} die Fläche der äquivalenten Zugdiagonalstrebe, Ω_s der Überfestigkeitsbeiwert des Systems, θ der Winkel zwischen der Vertikalen und der Längsachse der äquivalenten Diagonalsteife (Abb. 8.19) und α der Neigungswinkel des Spannungsfeldes gemessenen von der Vertikalen ist, der zu 40° angenommen werden oder über Gl. 8.4 berechnet werden kann [13].

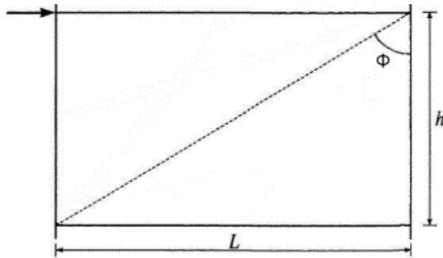


Abb. 8.19: Neigungswinkel der äquivalenten Diagonalstrebe

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad \text{Gl. (8.4)}$$

Wobei I_c das Flächenträgheitsmoment der Stütze ist und A_b und A_c jeweils die Flächen der Träger und Stützen sind.

Der plastische Querkraftwiderstand eines Schubbleches wird über Gl. 8.5 gewonnen, basierend auf der Annahme, dass jede Scheibe über eine Reihe geneigter Streifen mit gelenkigen Anschlüssen modelliert werden kann, siehe Kapitel 8.4.

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha \quad \text{Gl. (8.5)}$$

Wobei L_{cf} der lichte Abstand des Schubblechs zwischen den HBEs und F_y die Fließgrenze des Schubblechs ist.

8.4.1.5 Verbindung zwischen dem Schubblech und den Randelementen

Die erforderliche Festigkeit der Verbindung des Schubbleches zu den angrenzenden HBE und VBE muss der erwarteten Fließgrenze des Steges unter Zug entsprechen. Zwei typische Ausbildungsdetails der Verbindung der Schubbleche zu den Randträgern und -stützen sind in Abb. 8.20 dargestellt. Die geschweißte Verbindung (Abb. 8.20a) muss derart bemessen werden, dass die Verbindungsbleche (Laschen) und Schweißnähte die Schubfestigkeit der Scheibe besitzen. Wenn die Fähigkeit zur Rückzentrierung wesentlich ist, werden feldverschraubte Verbindungen empfohlen (Abb. 8.20b). Die Schrauben müssen schlupfresistent sein und die Schubfestigkeit der Schubbleche besitzen. Selbst wenn die Schrauben schlupfresistent sind, wird erwartet, dass während der zyklischen Belastung der Schubbleche die Schrauben gleiten bevor Fließen des Spannungsfeldes einsetzt. Aus diesem Grund sollten auch der Bemessungsschubwiderstand und die Bemessungslagertragfähigkeit verifiziert werden [9].



a) Geschweißte Verbindung

b) Geschraubte Verbindung

Abb. 8.20: Verbindung der Schubleche mit den Randelementen

8.4.1.6 Duale Konfiguration

Die Dualität des Tragwerkes muss durch die Verifizierung überprüft werden, dass die MRFs in der Lage sind mindestens 25 % der Gesamterdbebenkraft standzuhalten (Gl. 8.6).

$$F_y^{MRF} > 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SP}) \quad \text{Gl. (8.6)}$$

Wobei F_y^{MRF} die Fließgrenze des MRF und F_y^{SP} die Fließgrenze der Schubwände ist.

8.4.1.7 Fähigkeit zur Rückzentrierung

Die Fähigkeit von Rahmen mit Schubwänden zur Rückzentrierung muss unter Verwendung statischer und/oder dynamischer Analysen verifiziert werden. Die Modellierungsansätze für diese Arten von Simulationen werden in den Kapiteln 8.4.2 und 8.4.3 vorgestellt.

8.4.2 Modellierung für statische nichtlineare (Pushover-) Analysen

Zur Durchführung einer Pushover-Analyse muss das nichtlineare Verhalten sowohl der verwendeten Materialien als auch der Tragwerkselemente definiert werden.

Die erwarteten Materialeigenschaften (basierend auf γ_{ov}) sollten für die Träger des MRF und die Sollwerte der Materialeigenschaften für die nicht-dissipativen Elemente (Stützen) verwendet werden. Für die Schubleche wird ein geringerer Widerstand gegen Fließen als für die restlichen Elemente empfohlen.

Um die Analyse und Bemessung der Tragwerkselemente für Anwendungen im Hochbau zu vereinfachen, einschließlich der schwerkraftaufnehmenden Träger und Stützen, kann ein vereinfachtes Verfahren zur Modellierung der Schubleche verwendet werden. Die Bleche werden durch ein Minimum von 10 geneigten, an den Enden gelenkigen Streifenelementen unter einem Winkel α bezüglich der Vertikalen ersetzt, welche nur Zugkräfte übertragen können und in der gleichen Richtung wie die Hauptzugspannungen in der Scheibe ausgerichtet sind (Streifenmodell) [18]. Abb. 8.21 zeigt die Streifenmodellvereinfachung eines typischen Stahlbleches.

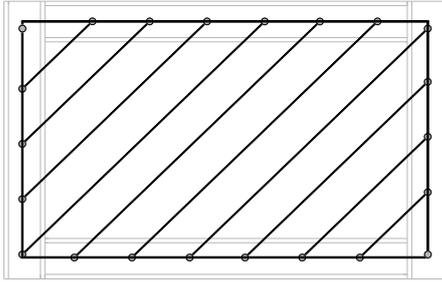


Abb. 8.21: Streifenmodell für eine statische nichtlineare Analyse

Die Streifen können als doppelt gelenkige Balkenelemente modelliert werden, welche ein trilineares Gelenk vom axialen P-Typ in der Mitte besitzen (Abb. 8.22 und Tabelle 8.1). In Tabelle 8.2 sind nichtlineare Akzeptanzkriterien gegeben (basierend auf den ASCE 41-13 Vorgaben [19] und den Ergebnissen des Forschungsprogramms an der PUT, Timisoara, Rumänien [8]).

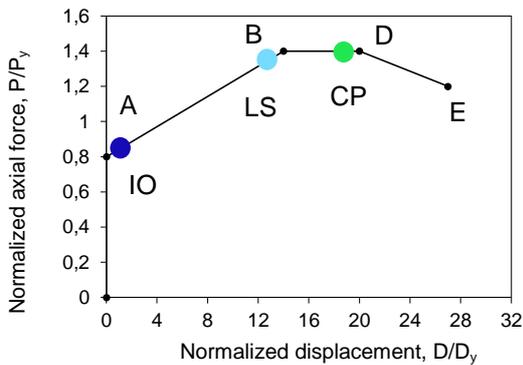


Abb. 8.22: Vorgeschlagenes Streifenfließgelenk (nur Zugkraft)

Tabelle 8.1: Parameter für vorgeschlagenes Streifenfließgelenk (nur Zugkraft)

Gelenk	A		B		C		D		E	
	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$								
Spannung	0	0	0,8	0	1,4	14	1,4	20	1,2	27

Tabelle 8.2: Vorgeschlagene Akzeptanzkriterien

Kriterien	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0,5	13	19

Die Fläche der Streifen kann wie folgt berechnet werden [13]:

$$A_s = (L \cdot \sin \alpha + h \cdot \cos \alpha) / n \quad \text{Gl. (8.7)}$$

wobei n die Anzahl an Streifen je Schubblech ist.

An den Enden der Träger der MRF können nichtlineare plastische Gelenke vom Biegetyp M3 und an den Enden der Stützen und Stahlpfosten Gelenke vom Biegung-mit-Normalkraft Typ P-M3 angesetzt werden. Zusätzlich können an den Enden

des Trägers zwischen den Scheiben V2-Typ Fließgelenke eingesetzt werden. Diese Eigenschaften sollten nach ASCE41-13 berechnet werden [19]. Zur Verifizierung des plastischen Verhaltens und der Fähigkeit zu Rückzentrierung sollte die Zielverschiebung bezüglich des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (Bemessungszustand) unter Verwendung des N2-Verfahrens bestimmt werden [20]. Das nichtlineare Modellierungsverfahren wurde in [8] verifiziert und ist in Abb. 8.23 dargestellt.

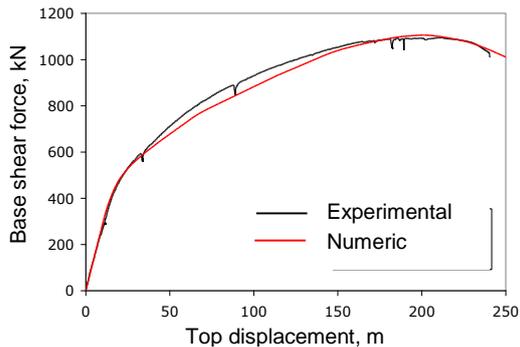
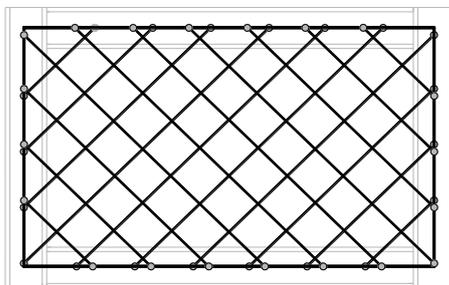


Abb. 8.23: Streifenmodell für eine statische nichtlineare Analyse

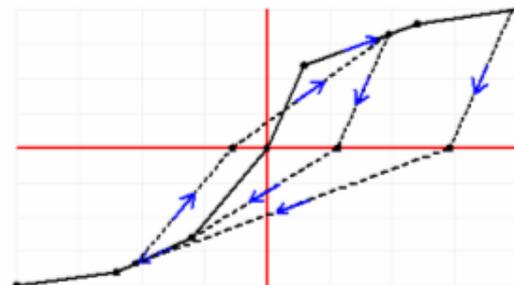
Die Pushover-Analyse sollte unter Verschiebungskontrolle bis zum Erreichen einer oben am Tragwerk überwachten Verschiebung durchgeführt werden. Zunächst sollte unter Kraftkontrolle die Schwerkraftbelastung (aus der Lastkombination 1,0-Eigen- + 0,3-Verkehrslast) angesetzt werden und danach werden unter Verschiebungskontrolle die seitlichen Kräfte bei modaler Verteilung auf den untersuchten Rahmen angesetzt.

8.4.3 Modellierung für dynamische nichtlineare Analysen

Um eine dynamische nichtlineare Berechnung durchzuführen, wird der Rahmen in gleicher Weise wie für statische nichtlineare Analysen modelliert, aber in diesem Fall sind dieselben Nur-Zug-Streifen in beide Richtungen orientiert, Abb. 8.24a. Die Streifen-Fließgelenke haben ein hysteretisches Verhalten vom Takeda-Typ, wie es in Abb. 8.24b dargestellt ist.



a) Zweifaches Streifenmodell



b) Hysteretisches Verhalten vom Takeda-Typ

Abb. 8.24: Streifenmodell für eine dynamische nichtlineare Analyse

Die nichtlineare dynamische Analyse [21] soll zur Festlegung der zeitabhängigen Reaktion von Stahlgebäuden durchgeführt werden, wenn diese nach den Vorgaben der EN1998-1-1 [13] unter realen Erdbebenbedingungen bemessen werden.

8.5 ANALYSE AN 2D-GEBÄUDERAHMEN

Die Anwendung des in Kapitel 8.4 beschriebenen Bemessungsverfahrens auf eine Tragwerksfallstudie ist im Folgenden beschrieben. Ursprünglich wurden die Rahmen über elastische Analysen im GdT und GdG bemessen. Zur Untersuchung ihres Verhaltens über den elastischen Bereich hinaus folgten nichtlineare statische Analysen.

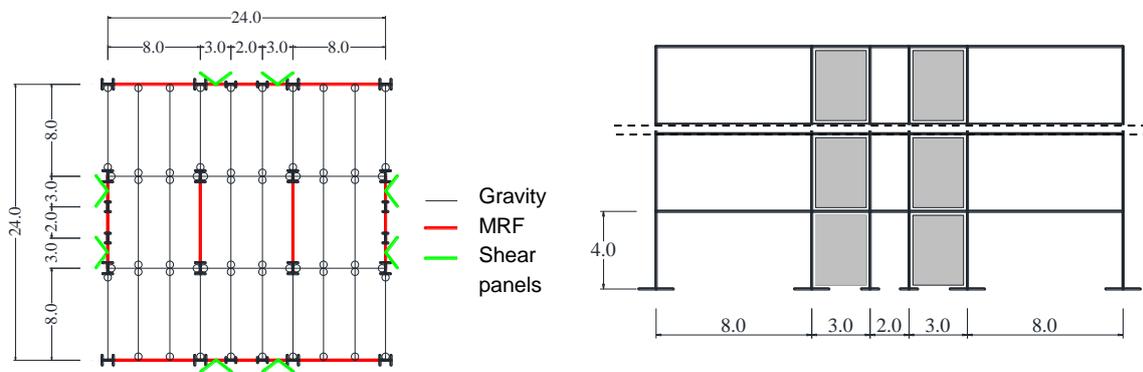
8.5.1 Beschreibung der untersuchten Gebäuderahmen

8.5.1.1 Geometrie und Annahmen

Die nachfolgend vorgestellte Fallstudie basiert auf der Extraktion eines ebenen Außenrahmens aus einem vier- und einem achtstöckigen Verbundgebäude, Abb. 8.25. Der Rahmen besteht aus biegestarren Momentenrahmen (MRF) mit drei 8 m langen Feldern mit zwei Schubwänden von 3 m, die in den Innenfeldern liegen. Die Stockwerkshöhe aller Gebäude beträgt 4 m. Das Seitenverhältnis L/h der Schubwand entspricht 0,75.

Die Träger, Stützen und Pfosten sind aus europäischen I-Profilen mit breitem Flansch hergestellt (IPE-, HEB- und HEM-Typ).

Die Schubleche besitzen eine geringere Stahlgüte (S235) als die restlichen Bauelemente (S355). Die Produktion der Träger wurde nicht als vollständig überwacht angenommen, sodass die Eigenschaften des Trägermaterials mit den EN1993-1-1 [11] Empfehlungen mit $\gamma_{ov} = 1,25$ entsprechen mussten.



a) Draufsicht

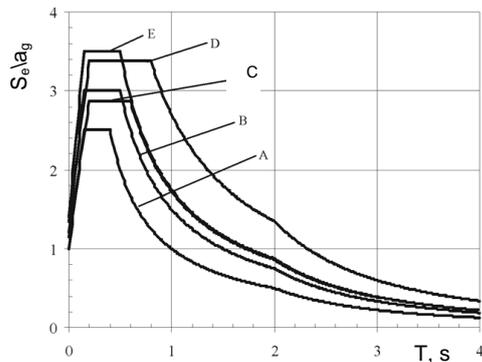
b) Außenliegender ebener Rahmen

Abb. 8.25: Geometrie der Gebäude

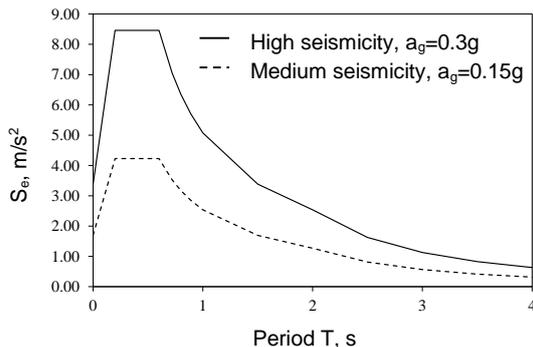
Tabelle 8.3 umfasst die Berücksichtigung der Schwerkraft- und seismischen Belastung. Die Schwerkraftbelastung wurde als gleichmäßig verteilte Belastung an den Nebenträgern und als zu Einzelkräften reduziert an den Hauptrahmen angesetzt. Die Last aus Eigengewicht berücksichtigt die Verbunddecke und Stahlverkleidung und ergibt sich zu $2,75 \text{ kN/m}^2$. Es wurden einige Auflasten aus der Gebäudetechnik, den Decken und den Zwischenböden berücksichtigt, jeweils zu 0,7 für Zwischengeschosse und zu 1 für das oberste Stockwerk. Für die Außenwände wurde eine Last

von $4,0 \text{ kN/m}^2$ mit einbezogen. Die Verkehrslast berücksichtigt den Verwendungszweck der Gebäude (Büros – Klasse B) und die verschieblichen Trennwände, wobei sich $3,8 \text{ kN/m}^2$ ergibt.

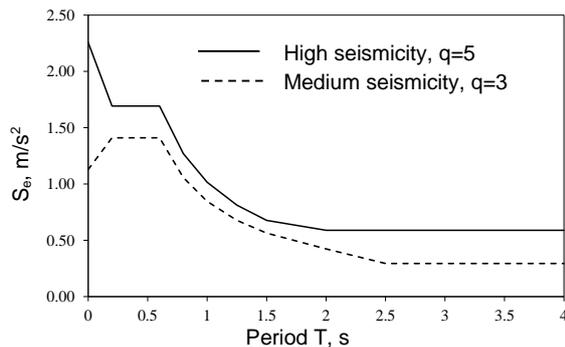
Es wurden zwei verschiedene Bemessungsfälle betrachtet: moderate Seismizität mit Gebäuderahmen mittlerer Duktilitätsklasse (DCM) und hohe Seismizität mit Gebäuderahmen hoher Duktilitätsklasse (DCH). Für die Bemessung wurde ein Typ 1-C Spektrum (Abb. 8.26a) ausgewählt [6], wobei zwei maximale Bodenbeschleunigungen jeweils mit $0,3$ für den Fall hoher Seismizität und $0,15$ für den moderater Seismizität berücksichtigt wurden (Abb. 8.26b und c). Da in der EN1998 [13] keine Empfehlung für den Reduktionsbeiwert q gegeben ist, wurde für Tragwerke der hohen Duktilitätsklasse basierend auf vorherigen Untersuchungen ein Wert von 5 angesetzt [8], [7]. Im Falle der moderaten Seismizität, bei welcher ein Tragwerk mittlerer Duktilitätsklasse erforderlich ist, wurde ein Reduktionsbeiwert von 3 gewählt.



a) Elastische Antwortspektren vom Typ 1 [13]



b) Elastische Spektren



c) Bemessungsspektren

Abb. 8.26: Antwortspektrum für hohe und moderate Seismizität

Tabelle 8.3: Belastungsdetails

Vertikale Belastung	
Eigenlast (Verbunddecke + Stahlverkleidung)	2,75 kN/m ²
Auflasten (Gebäudetechnik, Decke, Zwischenboden)	0,7 kN/m ² – Zwischengeschosse 1,0 kN/m ² – Oberstes Stockwerk
Außenwände	4,0 kN/m ²
Verkehrslasten – (Büro-Klasse B + bewegliche Trennwände)	3,00 + 0,800 = 3,8 kN/m ²
• Hohe Duktilität (DCH)	
Elastisches Antwortspektrum	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	A = 0,3g
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	C ($T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,60$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q (DCH)	5
Dämpfungsgrad	5 %
Seismischer Kombinationskoeffizient für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$
• Moderate Duktilität (DCM)	
Elastisches Antwortspektrum	Typ 1
Maximale Bodenbeschleunigung	A = 0,15g
Bedeutungsklasse II	$\gamma_I = 1,0$ (Gewöhnliche Gebäude)
Baugrundklasse	C ($T_B = 0,2$ s, $T_C = 0,60$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q (DCM)	3
Dämpfungsgrad	5 %
Seismischer Kombinationskoeffizient für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,30$

Der Rahmen mit Schubwänden wird durch einen vertikalen Fachwerkträger mit Nur-Zug-Diagonalen ersetzt (Abb. 8.27). Dann wird das äquivalente Tragwerk nach den berücksichtigten Normen [11], [12] und [13] bemessen.

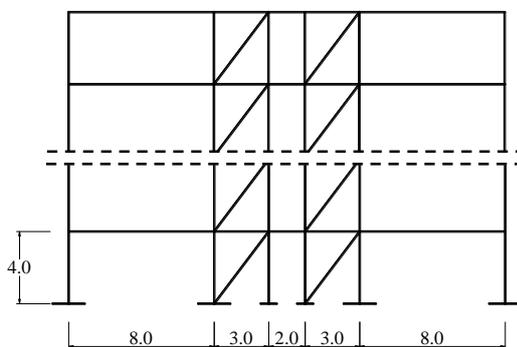


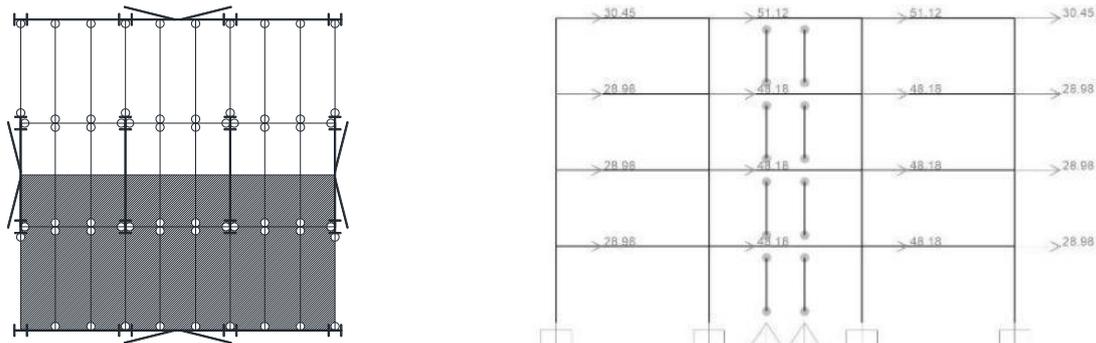
Abb. 8.27: Äquivalenter Rahmen

8.5.1.2 Modellierung für linear-elastische Analysen

Die Modellierung, Analyse und Bemessung der Gebäude wurde mit der Finite-Elemente-Software SAP2000 durchgeführt [22]. Das Tragwerksmodell ist ein linear-

elastisches 2D-Modell mit Balkenelementen. Auf jeder Ebene wurden starre Deckscheiben eingesetzt um die Wirkung der bewehrten Betondecken zu berücksichtigen.

Die Strukturmassen (in Tonnen) wurden an den Knotenpunkten des Rahmens angesetzt, wobei die Hälfte des Tragwerkes (12 m) berücksichtigt wurde, da nur die Außenrahmen das querkräftresistente System darstellen, siehe Abb. 8.28.



a) Von der Hälfte des Tragwerks berücksichtigte

b) In den Tragwerksknotenpunkten des 2D-Modells angesetzte

Abb. 8.288: Tragwerksmassen

8.5.2 Ständige Bemessungssituation

Da die Schubwände nicht bemessen sind, um die Schwerkraftbelastung aufzunehmen, wurde der biegesteife Rahmen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unter der ständigen Bemessungssituation bemessen.

8.5.2.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

MRFs wurden für die grundlegende Bemessungslastkombination bemessen. Für die Träger ergaben sich IPE360-Profile, für die Stützen der vier- und achtstöckigen Gebäude jeweils HE260B- (außen) und HEB300-Profile (innen).

8.5.2.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Durchbiegungen der Träger wurden mittels der grundlegenden Lastkombination überprüft und die berechneten waren geringer als der berücksichtigte Grenzwert von $L/350$.

8.5.3 Antwortspektrumanalyse

Eine multimodale Antwortspektrumanalyse wurde durchgeführt und die Ergebnisse sind in Tabelle 8.4 zusammengefasst, welche die mehr als 90 % der Masse aktivierenden Eigenformen wiedergibt.

Tabelle 8.4: Beteiligtes Massenverhältnis

Rahmen	Bemessungs-seismizitätsfall	Fall Nr.	Eigenperiode [s]	Beteiligtes Massenverhältnis [%]	Gesamt [%]
4-st.	Hoch	1	<u>0,929</u>	81,1	94,3
		2	0,321	13,2	
	Moderat	1	<u>1,001</u>	80,6	94,1
		2	0,345	13,5	
8-st.	Hoch	1	<u>1,701</u>	74,4	94,0
		2	0,539	14,8	
		3	0,208	4,8	
	Moderat	1	<u>1,865</u>	76,1	90,7
		2	0,584	14,6	

8.5.4 Globale Imperfektionen und Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

In der Strukturanalyse wurden globale Imperfektionen nach EN1993-1-1 über äquivalente seitliche Kräfte H_i aus der Kombination 1,35·G + 1,5·Q berücksichtigt. Diese Kräfte wurden basierend auf der Gesamtschwerkraftbelastung und der globalen Anfangsimperfektion ϕ Ebene für Ebene berechnet und folgend in jeder Lastkombination berücksichtigt.

Effekte nach Theorie zweiter Ordnung wurden in der Bemessung vernachlässigt, da der nach der EN1998-1-1 [13] berechnete Empfindlichkeitskoeffizient θ der gegenseitigen Stockwerksverschiebung kleiner als 0,1 bestimmt wurde.

8.5.5 Erdbebenbemessung

8.5.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit – Bemessung dissipativer Elemente

Die äquivalenten Diagonalstreben wurden bemessen, um den Kräften der unvorteilhaftesten seismischen Kombination standzuhalten. Tabelle 8.5 stellt die minimalen und maximalen Überfestigkeitswerte Ω dar. Um ein gleichmäßiges dissipatives Verhalten der Diagonalen zu erreichen, wurde die 25 %-Grenze zwischen der maximalen Überfestigkeit Ω_{\max} und dem Minimalwert Ω_{\min} eingehalten.

Tabelle 8.5: Homogenität der äquivalenten Diagonalstreben

Rahmen	Bemessungs-seismizitätsfall	Ω_{\min}	Ω_{\max}	Homogenität
4-st.	Hoch	1,27	1,69	25 %
	Mittelschwer	1,32	1,75	25 %
8-st.	Hoch	1,56	2,00	21 %
	Mittelschwer	1,54	1,90	19 %

8.5.5.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit – Bemessung der nicht-dissipativen Elemente

Die nicht-dissipativen Elemente, die Stützen des MRF und die VBEs, wurden mittels der unvorteilhaftesten seismischen Kombination überprüft, um zu gewährleisten,

dass Versagen der Schubwände als erstes auftritt. Das minimale Flächenträgheitsmoment der VBEs, um eine Achse senkrecht zur Ebene des Stegs, wurde überprüft und war größer als der Minimalwert.

8.5.6 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter Berücksichtigung, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente besitzt, ist die gegenseitige Stockwerksverschiebung auf 0,0075 begrenzt. Die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen wurden mit SAP2000 [22] berechnet und sind in Tabelle 8.6 dargestellt.

Tabelle 8.6: Maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung

Rahmen	Bemessungsseismizitätsfall	Gegenseitige Stockwerksverschiebung [mm/mm]
4-st.	Hoch	0,0047
	Moderat	0,0049
8-st.	Hoch	0,0060
	Moderat	0,0064

8.5.6.1 Duale Konfigurationen

Die Dualität der Tragwerke wurde mittels der Verifizierung überprüft, dass die MRFs in der Lage sind mindestens 25 % der gesamten Erdbebenkraft aufzunehmen. Zur Erfüllung der Minimalkriterien für ein duales System mussten Anpassungen der Bauelemente vorgenommen werden (Tabelle 8.7 und

Tabelle 8.8).**Tabelle 8.7: Vierstöckiger Rahmen**

Rahmen	Bemessungsseismizitätsfall	Stockwerk	Träger		Stützen		Stahlstützen
			Außen	Innen	Außen	Innen	
4-st.	Hoch	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
	Moderat	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Tabelle 8.8: Achtstöckiger Rahmen

Rahmen	Bemessungsseismizitätsfall	Stockwerk	Träger		Stützen		Stahlstützen
			Außen	Innen	Außen	Innen	
8-st.	Hoch	1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
	Moderat	1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300

8.5.6.2 Schwacher Träger – starke Stütze

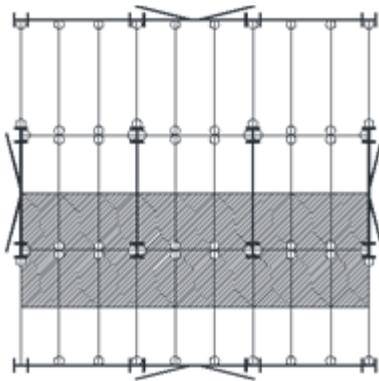
Die „schwacher Träger – starke Stütze“-Bedingung wurde überprüft und befunden, dass sie den Anforderungen der in EN 1993-1 gegebenen Empfehlung entspricht [11].

8.5.7 Nichtlineare statische (Pushover-) Analysen

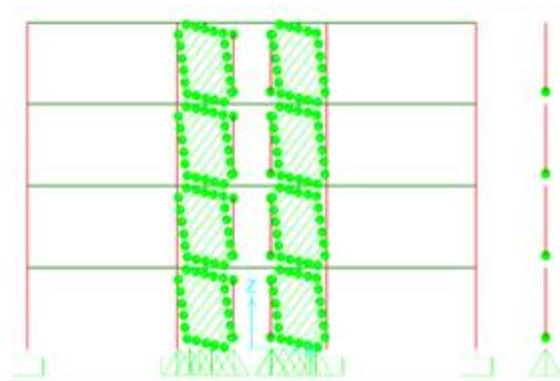
Aufgrund der geringen Höhe der untersuchten Rahmen und der Regelmäßigkeit der Gebäude im Grund- und Aufriss, beeinflussen die höheren Schwingungsformen die Tragwerksreaktion nicht. Somit wurde die Beurteilung des seismischen Verhaltens nur unter Verwendung einer statischen nichtlinearen (Pushover-) Analyse durchgeführt.

8.5.7.1 Rahmenmodellierung für statische nichtlineare Analysen

Nichtlineare statische (Pushover-) Analysen wurden zur Verifizierung des Versagensmechanismus und der Fähigkeit zur Rückzentrierung durchgeführt. P-Delta-Effekte wurden mit einbezogen. Zur Berücksichtigung der Schwerkraftbelastung aus der verbleibenden Hälfte des Tragwerkes (8 m), die in der Simulation nicht betrachtet wurde, wurde eine anlehrende Stütze modelliert (Abb. 8.29).



a) 3D-Tragwerk



b) Numerisches Modell

Abb. 8.29: Modellierungsansätze für alle Gebäuderahmen

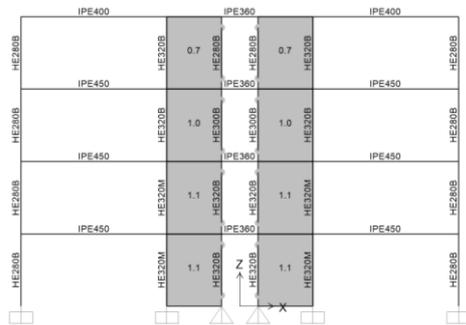
Die in Tabelle 8.9 gegebenen Parameter sind zur Modellierung der Streifen notwendig (Streifenflächen A_s , Neigungswinkel der Streifen α und Streifendurchmesser D).

Tabelle 8.9: Parameter der nichtlinearen Streifenmodellierung

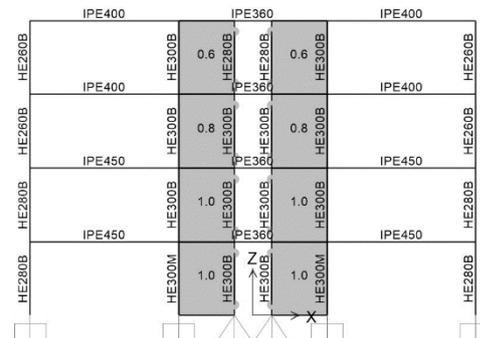
Rahmen	Bemessungsseismizitätsfall	α [°]	Stockwerke	A_s [mm ²]	D [mm]
4-st.	Hoch	40	1, 2	535,6	26,1
			3	486,9	24,9
			4	340,8	20,8
	Moderat	40	1, 2	486,9	24,9
			3	389,5	22,3
			4	292,2	19,3
8-st.	Hoch	40	1, 2, 3	973,9	35,2
			4, 5, 6	730,4	30,5
			7	584,3	27,3
			8	486,9	24,9
	Moderat	40	1, 2, 3	730,4	30,5
			4, 5, 6	584,3	27,3
			7	486,9	24,9
			8	340,8	20,8

8.5.7.2 Ergebnisse der Pushover-Analyse

Weitere Anpassungen der Tragwerksstützen waren für die Fähigkeit zur Rückzentrierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bemessung) erforderlich. Abb. 8.30 und Abb. 8.31 zeigen die endgültige Zusammensetzung der Gebäuderahmen. Nachfolgend werden nur die Ergebnisse der endgültigen Konfiguration der Gebäuderahmen vorgestellt.

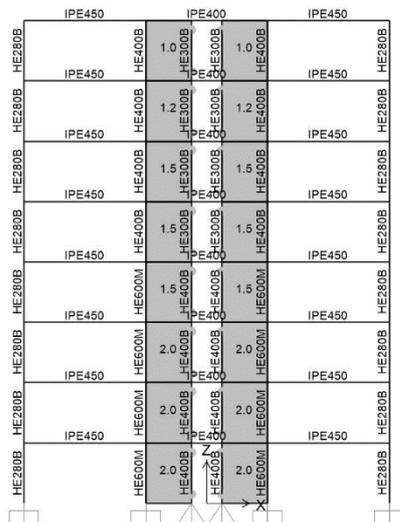


a) hoher Seismizitätsfall

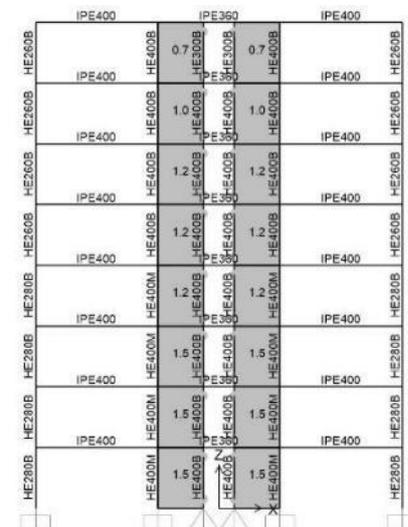


b) moderater Seismizitätsfall

Abb. 8.30: Vierstöckige Gebäuderahmen



a) hoher Seismizitätsfall



b) moderater Seismizitätsfall

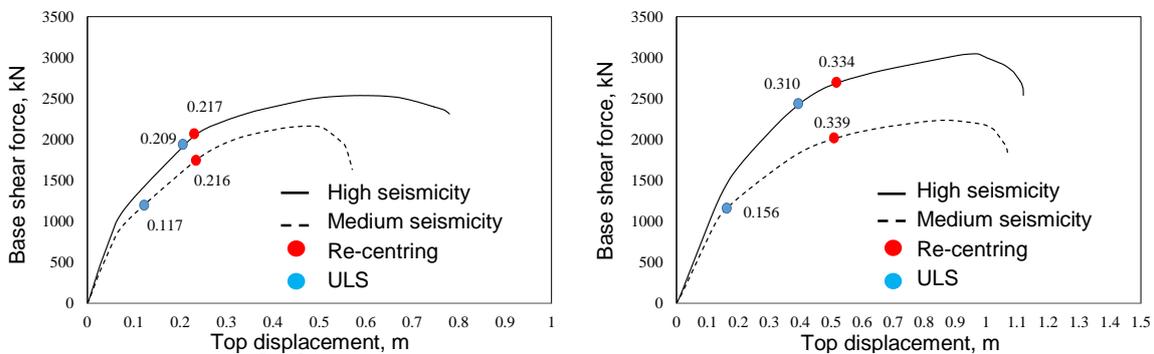
Abb. 8.31: Achtstöckige Gebäuderahmen

Die Zielverschiebungen entsprechend dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) wurden unter Verwendung der N2-Methode berechnet [20]. Tab. 8.10 stellt für alle vier Gebäuderahmen die Zielverschiebungen (Verschiebung oben) und die maximalen Verhältnisse der gegenseitigen Stockwerksverschiebung entsprechend dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (blauer Punkt in Abb. 8.32) sowie die maximale Verschiebung korrespondierend zur Fähigkeit zur Rückzentrierung $d_{re-centering}$ (roter Punkt in Abb. 8.32) mit den entsprechenden Verhältnissen der gegenseitigen Stockwerksverschiebung dar. Nach diesem Punkt ($d_{re-centering}$) traten abhängig vom Rahmen in den Trägern oder Stützen des MRF plastische Verformungen auf.

Tabelle 8.10: Zielverschiebung im GdT, maximale Rückzentrierungsverschiebung und entsprechende Verhältnisse gegenseitiger Stockwerksverschiebungen.

Rahmen	Bemessungsseismizitätsfall	GdT		$d_{\text{re-centering}}$	
		Verschiebung oben [m]	Verhältnis der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [%]	Max. Verschiebung [m]	Verhältnis der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [%]
4-st.	hoch	0,209	1,6	0,217	1,7
	mittelschwer	0,117	0,9	0,216	1,8
8-st.	hoch	0,310	1,3	0,334	1,4
	mittelschwer	0,156	0,6	0,339	1,5

Abb. 8.32 zeigt die Kapazitätskurven für alle vier Gebäuderahmen hinsichtlich der Schubkraft und der Verschiebung oben, wobei eine umgekehrte Dreiecksverteilung der seitlichen Lasten berücksichtigt wird. Die unter der Annahme einer DCH bemessenen Rahmen weisen eine größere Kapazität und Duktilität als die unter Annahme einer DCM bemessenen auf. Die achtstöckigen Rahmen sind duktiler als die vierstöckigen und wurden bemessen, um ähnlichen seismischen Kräften standzuhalten (innerhalb der gleichen Duktilitätsklasse).

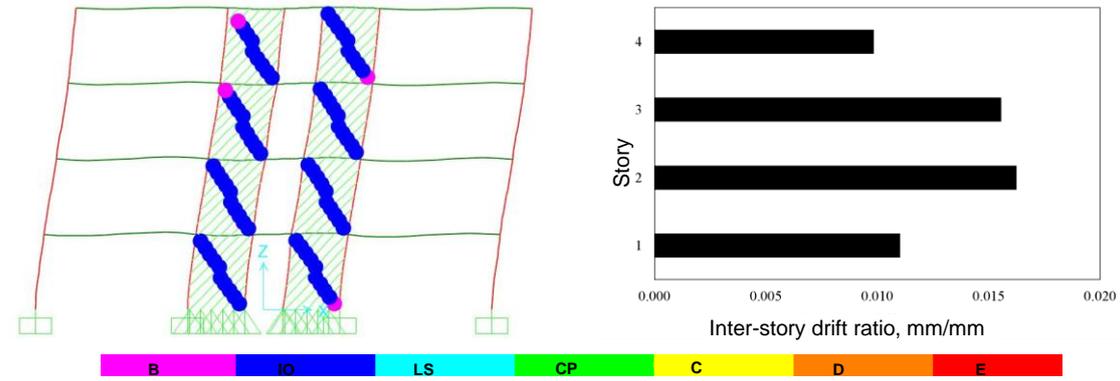


a) Vierstöckige Gebäuderahmen

b) Achtstöckige Gebäuderahmen

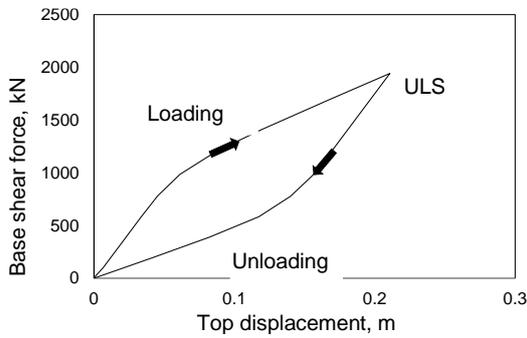
Abb. 8.32: Kapazitätskurven

Um die Fähigkeit zur Rückzentrierung der Rahmen zu beurteilen, werden die plastischen Auswirkungen bei Zielverformung entsprechend dem GdT dargestellt (Abb. 8.33 bis Abb. 8.36). Zudem wird eine Rückzentrierungsanalyse durchgeführt, bei welcher die Rahmen bis zur Zielverschiebung entsprechen dem GdT belastet und dann bis zur 0-Kraft entlastet werden. Es ist zu beobachten, dass sich die Fließgelenke nur in den Schublechen ohne Schaden in den MRF entwickeln. Somit weist der MRF die notwendige Rückstellkraft zur Rückzentrierung des Gebäuderahmens und anschließend zum Ersatz der beschädigten Scheiben auf. Dies wurde zudem durch die durchgeführte Rückzentrierungsanalyse bestätigt, welche nach dem Entlasten zeigte, dass keine bleibenden Verschiebungen vorhanden waren.



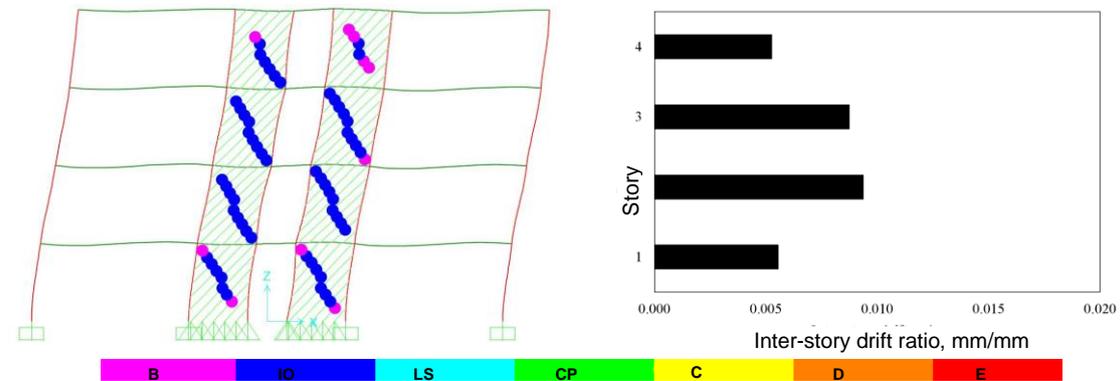
a) Plastischer Mechanismus

b) Verhältnisse gegenseitiger Stockwerksverschiebungen im Stockwerk



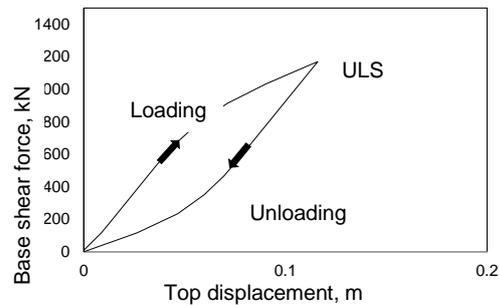
c) Rückzentrierungskapazität

Abb. 8.33: Vierstöckiger Gebäuderahmen im hohen Bemessungsseismizitätsfall



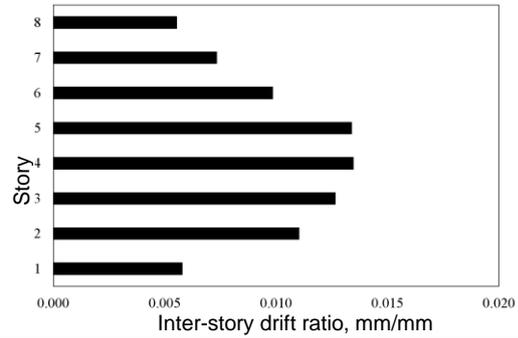
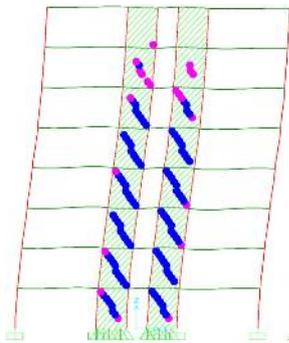
a) Plastischer Mechanismus

b) Verhältnisse gegenseitiger Stockwerksverschiebungen im Stockwerk



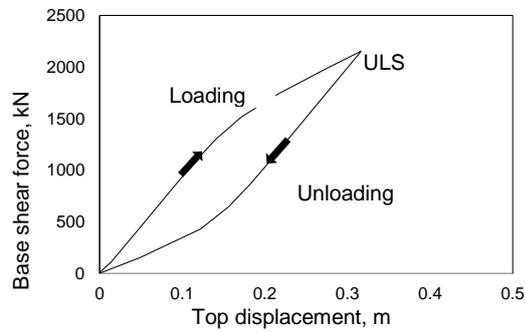
c) Rückzentrierungskapazität

Abb. 8.34: Vierstöckiger Gebäuderahmen im moderaten Bemessungsseismizitätsfall



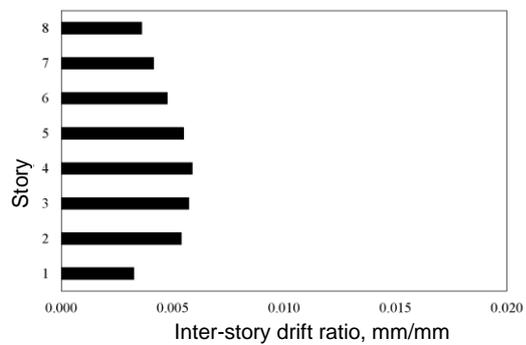
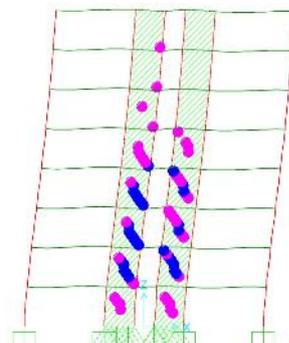
a) Plastischer Mechanismus

b) Verhältnisse gegenseitiger Stockwerksverschiebungen im Stockwerk



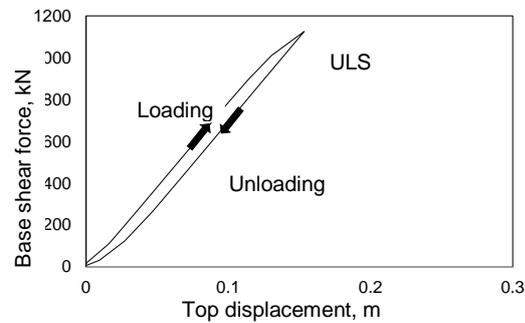
c) Rückzentrierungskapazität

Abb. 8.35: Achtstöckiger Gebäuderahmen im hohen Bemessungsseismizitätsfall



a) Plastischer Mechanismus

b) Verhältnisse gegenseitiger Stockwerksverschiebungen im Stockwerk



c) Rückzentrierungskapazität

Abb. 8.36: Achtstöckiger Gebäuderahmen im moderaten Bemessungsseismizitätsfall

8.6 FAZIT

Die vorangegangene Untersuchung führt die innovativen querkräftresistenten dualen Rahmen mit Schublechsystem ein und lässt einige der bedeutenden globalen Verhaltensmerkmale des Systems deutlich werden, wobei die folgenden Beobachtungen hervorzuheben sind:

- a) Effizientes Tragwerkssystem, welches Festigkeit und Steifigkeit bei höherer Duktilität und stabilem zyklischem Verhalten (z.B. hohe Dissipationskapazität) steigert.
- b) Bei richtiger Bemessung können die plastischen Verformungen nur auf die dissipativen Schubleche konzentriert werden.
- c) Da die biegesteifen Rahmen so bemessen sind, um während des Erdbebens elastisch zu bleiben, bieten sie die notwendige Rückstellkraft, um das Tragwerk direkt nach Entfernen der beschädigten Schubleche („Sicherungs“-Elemente) rückzuzentrieren.
- d) Die Scheiben können leicht entfernt werden, sogar wenn sie nach einem sehr starken Erdbebenereignis beschädigt sind, da sie sehr dünn und nicht Teil des schwerkraftabtragenden Systems sind.
- e) Das System ermöglicht eine effiziente Kontrolle sowohl der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen als auch der Gesamtverschiebungen, wobei es ein Selbstzentrierungsverhalten besitzt, das eine direkte Nutzung nach einem Erdbeben ermöglicht.
- f) Die Anforderung Fließen in den MRFs vor Erreichen des GdT zu vermeiden, ist die grundlegende Bemessungsanforderung für duale Rahmen mit austauschbaren dissipativen Elementen.
- g) Normenrelevante Bemessungsregeln für die Erdbebenauslegung von Rahmen mit austauschbaren Schublechen wurden in einem Bemessungsleitfaden formuliert. Zudem wurden konstruktive Ausbildungsdetails definiert.
- h) Die Fähigkeit zur Rückzentrierung von Rahmen mit Schublechen sollte unter Verwendung leistungsfähiger Finite-Elemente-Modellen verifiziert und validiert werden. Die Abbildung der Schubleche mit dem vereinfachten Streifenmodell für eine nichtlineare Modellierung erlaubt die Verwendung konventioneller Simulationsprogramme.

8.7 ANWENDUNGSFELD

Der innovative duale Rahmen mit Schublechen kann bei bestehenden und neuen mehrgeschossigen Gebäuderahmen aus Stahl und Beton angewendet und als ein sowohl technisch als auch bezüglich der Kosten effizientes, querkräftresistentes System (wie austauschbare Verbinder, knickvermeidende Diagonalstreben, usw.) verwendet werden.

8.8 VERÖFFENTLICHUNGEN

1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures* 2013; 78:57-69.
2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel frames with replaceable dissipative shear walls. *Mathematical Modelling in Civil Engineering* 2015; 11(3): 23-30.

8.9 BIBLIOGRAPHIE

1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. *Steel Construction: Design and Research* 2011; 2(4):73-81.
2. Seilie I., Hooper J. *Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction*. Modern Steel Construction 2005.
3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. *Engineering Structures* 2011; 33(1): 230–244.
4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. *Journal of Structural Engineering* 1993; 119(2): 573–587.
5. Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. *Journal of Constructional Steel Research* 2007; 63: 554–563.
7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. *Thin-Walled Structures* 2013; 78:57-69.
8. Neagu C. Multi-story building frames stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2010.
14. AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2005.
15. Lee C.S., Tsa K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames using Thin Infill Panels. *Engineering Journal* 2002; 24(4):443–453.
17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *Journal of Structural Engineering* 2003; 129(11):448-1456.
18. Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1998; 124(2):112-120.

19. ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.
20. Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra* 2000; 16(3): 573-92.
21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002; 31(3):491-514.
22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

9 MIT KONZENTRISCHEN VERBÄNDEN AUSGESTEIFTER RAHMEN MIT MODIFIZIERTEN DIAGONALSTREBEN (CBF-MB)

9.1 EINLEITUNG

Konzentrisch ausgesteifte Rahmen (englisch: Concentrically Braced Frames, CBFs) sind ein herkömmliches Tragsystem im Stahlbau. Sie werden für den Widerstand gegen seitliche Lasten infolge Wind, Erdbeben und anderen Ursachen verwendet. Durch Bereitstellung hinreichender Steifigkeit und Festigkeit aufgrund seiner vollen Fachwerkwirkung hat dieses System seine Leistungsfähigkeit gegenüber seitlichen Lasten gezeigt. Dies ist der Hauptgrund für die weite Verbreitung des Systems. Heutzutage werden CBFs weitgehend in einstöckigen Industrierahmen, mehrstöckigen Gebäuden und in Industrieanlagen verwendet. Ihre Anwendung in neuen Tragwerken wird zudem auf die seismische Sanierung von Stahl-, Verbund- und Betontragwerken erweitert.

Die gegenwärtige Erdbebenbemessung setzt voraus, dass das die seitlichen Kräfte aufnehmende System ausreichend Widerstand und Steifigkeit, aber auch Duktilität und Energiedissipationskapazität aufweist. Die Anforderungen sollten entsprechend der Seismizität des Standorts und der Zielsetzung des zu erreichenden Tragverhaltens angepasst werden. Aus vergangenen Erdbeben geht hervor, dass einige Diagonalstrebenelemente in CBFs eine starke Konzentration plastischer Verformungen in ihrem Mittelquerschnitt erleiden. Das Ergebnis eines solchen Tragwerkverhaltens ist eine unzureichende Duktilität und Energiedissipationskapazität, welches sich durch vorzeitiges Versagen der Diagonalstrebe und des Rahmens zeigt. Ein derartiges nicht-zufriedenstellendes Erdbebenverhalten verlangt eine Verbesserung der heutigen Auslegungspraxis.

Mit dem Ziel eines angemessenen Erdbebenverhaltens enthielten die letzten Normengenerationen häufig Anforderungen, die in vielen Fällen umstritten und mittels eines konventionellen Bemessungsansatzes schwierig zu erreichen waren. Auf der Suche nach einer umsetzbaren und kostengünstigen Lösung für die Auslegung von CBFs, wurde an der Universität für Architektur, Bauingenieurwesen und Geodäsie (UACEG) in Sofia während des Zeitraums 2011-2012 ein nationales Forschungsprojekt durchgeführt. Dieses befasste sich mit der Verbesserung des Erdbebenverhaltens von ausgesteiften Rahmen. Im Rahmen des Projekts wurden konzentrisch ausgesteifte Rahmen mit modifizierten Diagonalstreben (Akronym: CBF-MB) ausgelegt, getestet und sorgfältig ausgearbeitet. Die vorgeschlagene Modifizierung basiert auf der Einführung verschiedener Querschnitte entlang der Länge einer Diagonalstrebe, wodurch der praktizierende Ingenieur mit Hilfe eines technisch einfachen Ansatzes in der Lage ist, die benötigte Steifigkeit und Festigkeit, eine verbesserte

Duktilität sowie eine angemessene Energiedissipations- und Rückzentrierungskapazität des Systems zu erreichen.

9.2 BESCHREIBUNG DES CBF-MB SYSTEMS

Das CBF-MB System wurde basierend auf herkömmlichen X-CBFs mit zwei Arten von Innovationen entwickelt. Ein klassischer einstöckiger Rahmen des vorgeschlagenen Systems besteht aus Stützen, Diagonalstreben, einem Träger sowie einem Trennbalken (Abb. 9.1). Die Stützen und Träger sind nicht-dissipative Elemente. Die Stützen können als warmgewalzte HEA- oder HEB-Profile ausgelegt werden und ihre Hauptachse kann sich inner- oder außerhalb der Rahmenebene befinden. Um die Auslegung der Rahmenanschlüsse und -verbindungen zu vereinfachen, ist es zu bevorzugen, die Stütze so auszurichten, dass ihre Stegebene mit der Rahmenebene übereinstimmt. Träger werden in den Stockwerksebenen angesetzt und können aus IPE- oder HEA-Querschnitten bestehen. Die Diagonalstreben sind die wesentlichen dissipativen Elemente, wobei der Trennbalken in manchen Situationen teilweise mitwirken kann.

Die erste Innovation besteht aus der Einführung eines horizontalen Zwischenelements (Trennbalken genannt) in den Rahmen. Dieser dient der Unterbrechung der Diagonalstreben, sodass diese baugleich sind und nicht miteinander interagieren (Abb. 9.1). Außer der Vermeidung eines komplexen Anschlusses zwischen den sich kreuzenden Diagonalstreben, ist die Steifigkeit des Trennbalkens von wesentlicher Bedeutung. Der Trennbalken hat in Kombination mit den Stützen einen zentralen Einfluss auf die Knickabfolge der Diagonalstreben sowie auf die Art des globalen plastischen Mechanismus. Dieses Thema wird in Abschnitt 3 dieses Berichts weiter diskutiert und erklärt werden.

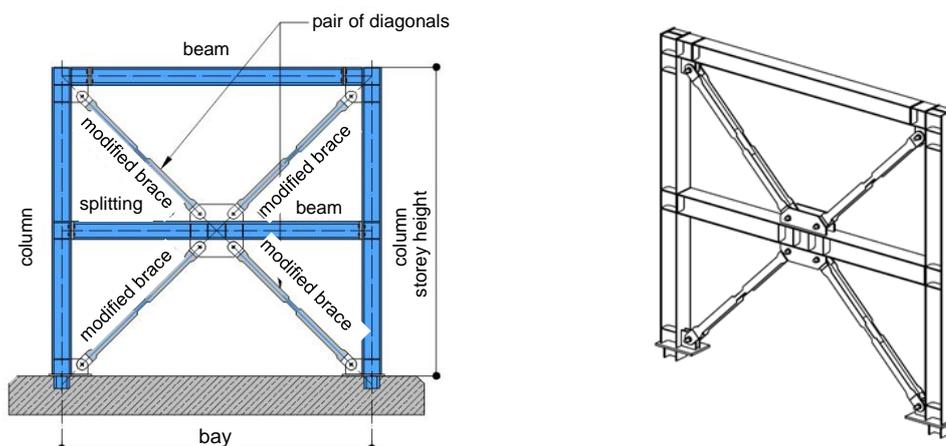


Abb. 9.1: CBF-MB System

Die zweite Innovation besteht in der Einführung eines variablen „H“-förmig gefertigten Querschnitts für die Diagonalen. In den weiteren Ausführungen werden die Dia-

gonalen als modifizierte Diagonalstreben (englisch: modified braces, MB) bezeichnet. Die Flansche und der Steg der modifizierten Diagonalstrebe (MB) variieren entlang der Bauteillänge, sodass Bereiche mit verschiedenen Querschnitten definiert werden, wie in Abb. 9.2 dargestellt. Die Endbereiche der Diagonalstreben werden durch Vergrößerung der Breite und Dicke der Flansche verstärkt und als starke Abschnitte (englisch: strong sections, SS) bezeichnet. Dies ermöglicht eine einfache Auslegung der Anschlüsse und gewährleistet eine vollständig elastische Reaktion der Endbereiche. Im mittleren Abschnitt der Diagonalstrebe wird ein modifizierter Querschnitt (englisch: modified cross section, MS) eingeführt. Dieser ist durch seine verringerte Biegesteifigkeit und vergrößerte Querschnittsfläche gekennzeichnet, sodass der modifizierte Abschnitt MS hinsichtlich Biegung geschwächt und hinsichtlich Normalkräften gestärkt wird. Der geschwächte Querschnitt (englisch: reduced cross section, RS), welcher durch eine geringere Normalkraftkapazität als der modifizierte Querschnitt MS gekennzeichnet ist, befindet sich zwischen dem Endbereich und dem mittleren Abschnitt. Zwischen den MS-, RS- und SS-Abschnitten werden Übergangsbereiche (englisch: transition sections, TS) festgelegt. Die Absicht der Autoren ist, dass der Knickfall der Diagonalstrebe unter Druck vorgegeben ist und dass eine vollständige Konzentration der plastischen Dehnungen infolge Biegung im mittleren MS-Abschnitt erreicht wird. Bei Lastumkehr wirkt eine Zugkraft und das Element wird gestreckt. Plastische Dehnungen werden nun anstatt auf den MS-Bereich auf den geschwächten Querschnitt (englisch: reduced cross-section, RS) umgeleitet (Abb. 9.3). Somit wird die Diagonale derart ausgelegt, dass Fließen unter Zug und plastische Biegedehnungen infolge Knicken in verschiedenen Bereichen entlang der Länge der Diagonalstrebe auftreten. Diese Unterteilung der Bereiche mit plastischen Dehnungen führt zu einer verbesserten Kurzzeitermüdungsbeständigkeit und der Vermeidung von frühzeitigem Versagen der Diagonalstreben. Schließlich spiegelt sich dies in einer Gesamtverbesserung des hysteretischen Verhaltens des Systems wider. Die Einführung eines „H“-förmig gefertigten geschweißten Querschnitts ermöglicht dem Tragwerksplaner eine Variation der Flansch- und Stegdicken sowie der Höhen und Breiten und folglich die Auslegung der modifizierten Diagonalstrebe (MB) auf die speziellen Anforderung des Tragwerks abzustimmen.

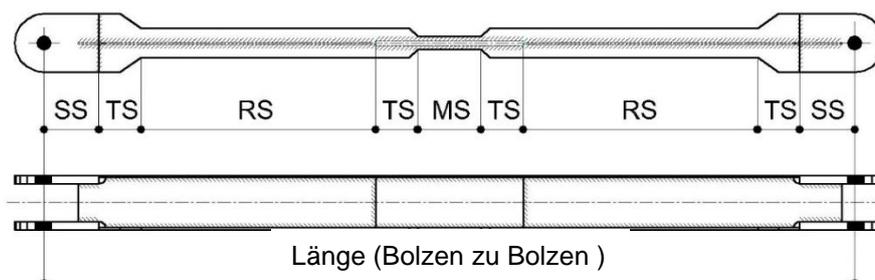


Abb. 9.2: Darstellung der modifizierten Diagonalstrebe

Auf diese Weise sind die umstrittenen Anforderungen der Norm bezüglich der Schlankheitsbegrenzung der Diagonalstreben und dem gleichmäßigen dissipativen Verhalten der Diagonalen in allen Stockwerken deutlich einfacher zu erreichen.

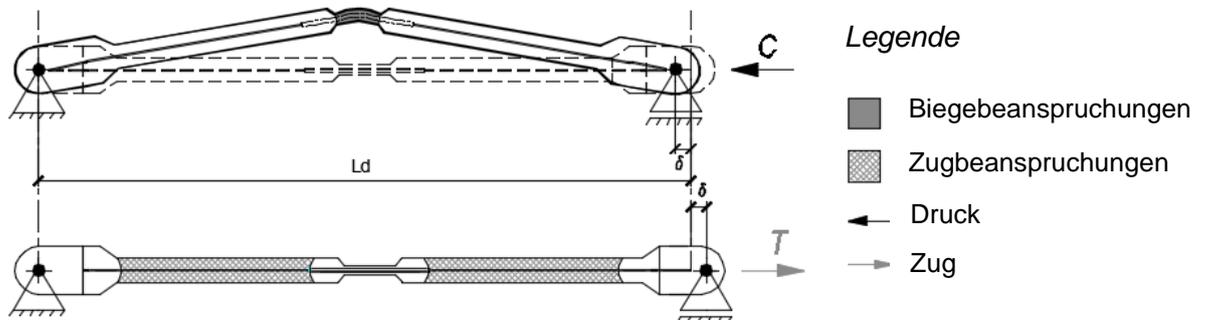


Abb. 9.3: Grundlegendes plastisches Verhalten der modifizierten Diagonalstrebe (MB)

Eine übermäßige Überfestigkeit des Stahlmaterials dissipativer Elemente führt zu einer unwirtschaftlichen Bemessung der nicht-dissipativen Elemente. In dieser Hinsicht kann ein geschweißter Querschnitt aus Stahlblechen der Stahlgüte S235 zusammengesetzt werden, was bei warmgewalzten Profile nicht der Fall ist.

Es wird empfohlen die Verbindung zwischen der modifizierten Diagonalstrebe (MB) und den Rahmenelementen mit Passschrauben auszuführen, sodass ein gelenkiger und ungezwängter Drehmechanismus während des Strebenknickens gewährleistet wird. Für die praktische Anwendung dieses Ansatzes können an die Stützen und Träger vor Ort Anschlussbleche geschweißt werden, wodurch jegliche Herstellungs- und Montagetoleranzen ausgeglichen werden können.

Die in einem Gebäudetragwerk benötigte Anzahl an CBF-MB Systemen hängt von der Gebäudetopologie und der Erdbebenstärke ab. Das System kann in das Stahlgerüst für den vertikalen Lastabtrag integriert (Abb. 9.4 a und b) oder unabhängig wirkend in das Tragwerk eingefügt werden (Abb. 9.4c). Das vorgeschlagene CBF-MB System kann allgemein mit einer biegesteifen Rahmenwirkung (MRF) kombiniert werden, falls die Träger-Stützen-Anschlüsse außerhalb der ausgesteiften Felder starr oder halbstarr ausgebildet werden. In diesem Fall wird ein duales System hergestellt und die seitlichen Lasten werden zwischen dem MRF und dem CBF-MB System aufgeteilt. Falls alternativ zwischen den Trägern und Stützen des Stockwerks gelenkige Verbindungen (Fahnenbelchanschlüsse) verwendet werden, hält das CBF-MB System allein der gesamten Erdbebeneinwirkung stand. Nach Meinung der Autoren sollte die „reine“ CBF-Einwirkung bevorzugt werden, da diese ein leichter vorhersehbares Verhalten aufweist, die Vorteile des CBF-MB Systems besser hervorkommen und die Auslegung einfacher gestaltet ist. Aus diesem Grund wird die Umsetzung des CBF-MB in dualen Systemen in dieser Broschüre nicht betrachtet.

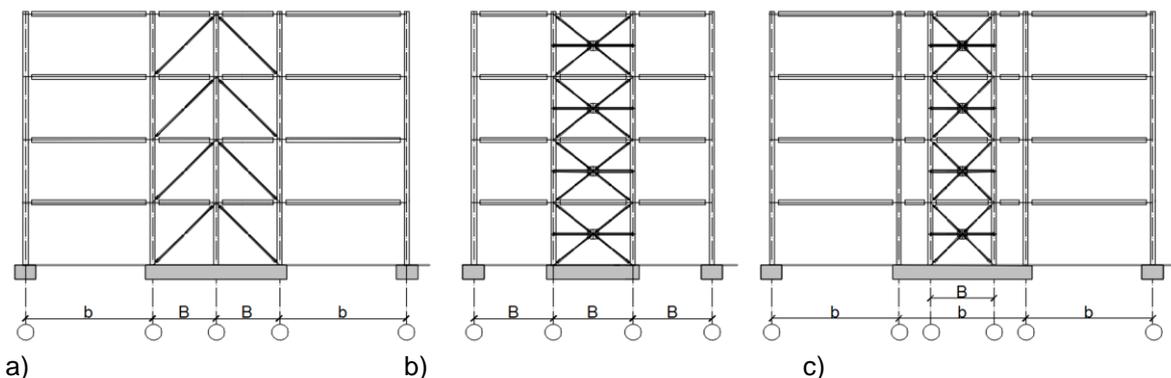


Abb. 9.4: Rahmenkonfigurationen mit eingebautem CBF-MB System

Wie zuvor erwähnt, sollte die Steifigkeit des Trennbalkens an den Knickwiderstand der Diagonalstrebe angepasst werden. Zusätzlich ist es empfehlenswert, dass der Trennbalken starr oder halbsteif mit den Stützen verbunden wird. Dies führt zu einer Steifigkeitserhöhung des Trägers und in Kombination mit den Stützen ergibt sich daraus ein Anteil für die Rahmensteifigkeit, welche das plastische Verhalten des CBF-MB verbessert und eine Rückzentrierungskapazität des Systems darstellt. Die aus der Untersuchung der CBF-MB gewonnene Erfahrung zeigt deutlich, dass die Trennbalken vollständig elastisch gehalten werden sollten, mit einer möglichen Entwicklung von Biegefließgelenken über den Grenzzustand der Tragfähigkeit hinaus.

9.3 ANALYTISCHE MODELLE

Der traditionelle europäische Ansatz zur Berechnung von CBFs mit gekreuzten Diagonalstreben mittels einer elastischen Berechnung basiert auf der Fachwerkträgeranalogie unter Berücksichtigung ausschließlich der Zugdiagonalen (Abb. 9.5). Dies beruht auf der Annahme, dass nach Knicken der Druckdiagonale diese einen unerheblicher Beitrag zur seitlichen Steifigkeit und -festigkeit des Rahmens leistet. Die Schnittkräfte können aus dem statischen Gleichgewicht in Abhängigkeit der seitlichen Stockwerksschubkraft (Abb. 9.5) mittels Gl. (9.1) berechnet werden. Die Stützenkräfte können über Gl. (9.2) gewonnen werden und die Beziehung zwischen seitlicher Verschiebung und Verlängerung der Diagonalstreben ist in Gl. (9.3) gegeben. Bei CBF-MB Systeme finden alle inelastischen Verlängerungen im geschwächten Querschnitt (RS) statt, während die Verkürzung der Druckdiagonalen durch Knicken mit Biegung der modifizierten Abschnitte (MS) umgesetzt wird (Abb. 9.3).

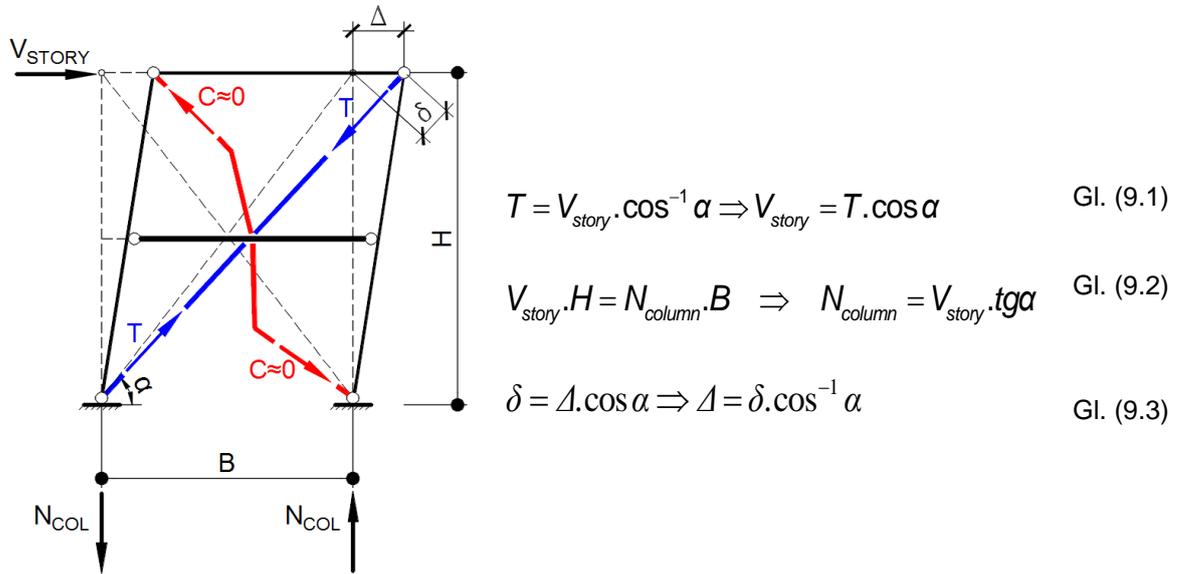


Abb. 9.5: Statisches System und Schnittkräfte basierend auf der Fachwerkträgertheorie

Um eine analytische Beziehung zwischen seitlicher Stockwerksverschiebung Δ und seitlicher Knickverschiebung f des Mittelabschnitts als eine Beziehung zwischen der globalen Stockwerksduktilität und der lokalen Duktilität des maßgebenden Elementes (MB) zu definieren, werden einige Annahmen getroffen:

- Die Verformungsfigur der Druckdiagonalen wird durch eine polygonale Linie dargestellt (Abb. 9.6a und b). Diese Annahme wurde durch die durchgeführten Versuche gerechtfertigt.
- Die gesamte Diagonalstrebenverkürzung $\bar{\delta}$ wird gleichmäßig auf die obere linke und untere rechte Diagonale aufgeteilt oder $\bar{\delta} = 2\bar{\delta}_d$ (Abb. 9.6a und b). Diese Annahme ist im Falle einer angemessenen Bemessung der Steifigkeit des Trennbalkens gerechtfertigt [2]. Basierend auf dem zuvor Genannten wird die folgende Gl. (9.4) bestimmt:

$$f = \sqrt{l_d \cdot \bar{\delta}_d} \quad \text{Gl. (9.4)}$$

Bei weiterer Verwendung von Gl. (9.3) unter der Annahme, dass $\bar{\delta} = 2\bar{\delta}_d$ gilt, lässt sich problemlos eine Beziehung zwischen der durch Δ dargestellten globalen Stockwerksduktilität und der lokalen Duktilität des Elements hinsichtlich f ableiten. Eine derartige Beziehung ist in Gl. (9.5) gegeben.

$$f = 0.707 \cdot \sqrt{l_d} \cdot \Delta \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad \text{Gl. (9.5)}$$

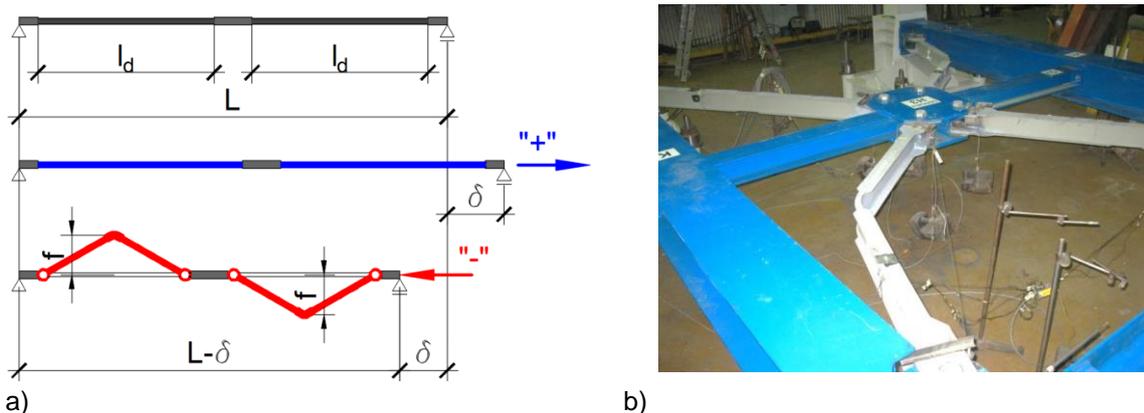


Abb. 9.6: Statisches System und Schnittkräfte basierend auf der Fachwerktheorie

9.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Das experimentelle Programm wurde in der Versuchshalle für Stahl- und Holzbau in der UACEG durchgeführt. Die Versuchsreihe war Teil eines nationalen Forschungsprojekts, welches sich mit der Verbesserung des Erdbebenverhaltens konzentrisch ausgesteifter Rahmen beschäftigte [2]. Es wurden zwei Rahmentypen untersucht: CBF-MB (konzentrisch ausgesteifte Rahmen mit modifizierten Diagonalstreben) und CBF-RBS (konzentrisch ausgesteifte Rahmen mit geschwächten Diagonalstrebenquerschnitten), wie in Abb. 9.7 gezeigt. Im Rahmen dieses Berichts werden nur die CBF-MB Systeme sorgfältig ausgearbeitet und vorgestellt.

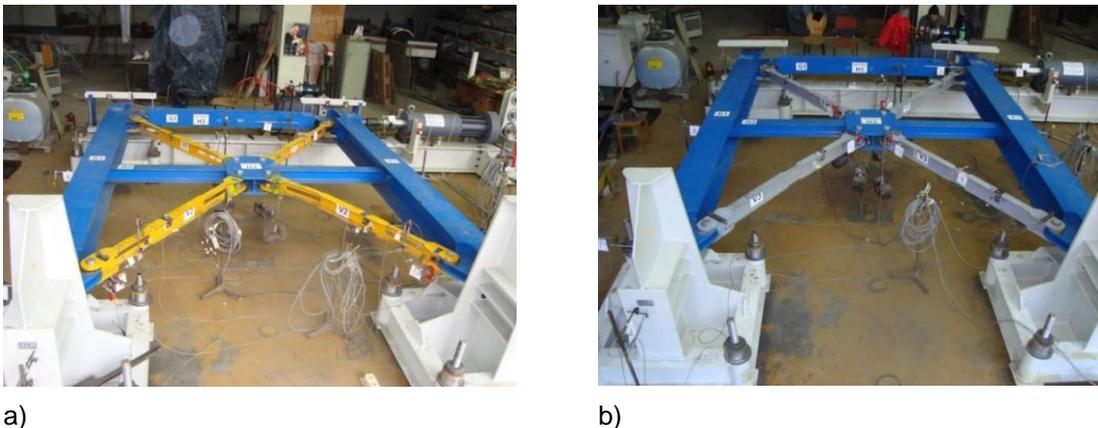


Abb. 9.7: Konzentrisch ausgesteifte Rahmen mit a) geschwächten Diagonalstrebenquerschnitten; b) modifizierten Diagonalstreben

9.4.1 Experimentelle Untersuchungen an Rahmen mit modifizierten Diagonalstreben

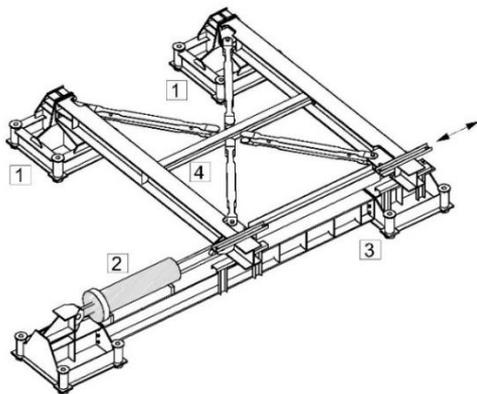
9.4.1.1 Versuchskörper - Maßstab und Herstellung

Die Versuchskörper mit Abmessungen von 4000 mm Höhe und 3000 mm Abstand zwischen den Stützen wurden als angemessen betrachtet, da dies ungefähr einem maßstabgetreuen Stockwerksrahmen eines mehrstöckigen Gebäudegerüsts (wie in Abb. 9.4c dargestellt) oder einem 1:2-Geometriemaßstab eines industriellen Gebäudetragerwerks entspricht. Die Herstellung und der Versuchsaufbau der Prüfkörper

wurde an einen fachkundigen Hersteller ausgegliedert, während die Auslegung und Qualitätskontrolle durch das Forschungsteam geleistet wurde.

9.4.1.2 Prüfkörpergeometrie und Versuchsaufbau

Der Außenrahmen des Versuchsaufbaus (Stützen und Riegel) wurde folgend in Übereinstimmung mit den Grundsätzen der Kapazitätsbemessung [1] ausgelegt, so dass dieser während des Versuchs elastisch bleiben sollte. Die Stützen wurden als HEA320 mit Stahlgüte S275JR ausgelegt und der Träger entsprach einem HEA240 mit Stahlgüte S275JR [3]. Die Stützen wurden mit ihren schwachen Achsen in der Rahmenebene orientiert, während der Träger in herkömmlicher Weise anhand seiner starken Achse ausgerichtet wurde. Halbstarre Verbindungen zwischen dem Träger und den Stützen wurden über zwei geschweißte Fahnenbleche umgesetzt. Auch die Verbindungen zwischen der Stütze und dem Außenrahmen des Versuchsaufbaus wurden halbstarre ausgelegt, da dies der tatsächlichen Umsetzung näherkommt. Der Trennbalken wurde als HEA140 mit Stahlgüte S275JR ausgeführt. Die Diagonalstreben, welche die dissipativen Elemente darstellen, wurden als „H-förmig“ gefertigte geschweißte Elemente umgesetzt. Aufgrund ihrer Abmessung wurden die modifizierten Diagonalstreben mittels manueller Verfahren zusammengesetzt und geschweißt. Entsprechend dem zuvor beschriebenen Konzept, wird der Steg der Diagonalstrebe im mittleren Abschnitt unterbrochen und dort ein dickeres Stegblech eingesetzt. Der letzte Arbeitsgang ist ebenfalls manuell, sodass das Auftreten geometrischer Imperfektionen, welche die Standardtoleranzen [4] nicht vollständig erfüllen, sowie Effekte aus Eigenspannungen durch das Schweißen erwartet werden können. Die vorherige Anmerkung ist von Bedeutung, falls ein FE-Modell mit Vorimperfektionen der Diagonalstreben erstellt werden soll. Einige nützliche Richtlinien können in [19] gefunden werden. Die Bolzenverbindungen zwischen den Diagonalstreben und dem Rahmen wurden mit Passschrauben M36 der Klasse 10.9 ausgebildet. Der Freiraum zwischen der Schraube und dem Loch betrug 0,3 mm. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 9.8 dargestellt. Dieser besteht aus einem Stützgestell, einem lastaufbringenden System (hydraulischer Zylinder), einem stabilisierenden System und dem Versuchsmodell (Prüfkörper). Der Versuch wird in der horizontalen Ebene durchgeführt. Die Last wird quasi-statisch oben am Rahmen verschiebungsgesteuert eingeleitet. Das Belastungsprotokoll besteht aus einem symmetrischen Verschiebungsverlauf mit schrittweise erhöhten Auslenkungen, übereinstimmend mit den Empfehlungen der ECCS [5]. Um Informationen über die Dehnungen und Verschiebungen der Diagonalstreben zu gewinnen, wurden Dehnungsmessstreifen (englisch: strain gauge, SG) und induktive Verschiebungsaufnehmer (englisch: inductive displacement transducer, IT) eingebaut.



Legende

- 1 – Stützgestell;
- 2 – Hydraulischer Antrieb;
- 3 – Stabilisierender Rahmen;
- 4 – Prüfkörper.

Abb. 9.8: Versuchsaufbau

9.4.1.3 Materialzugversuch

Für alle für die dissipativen Elemente (Diagonalen) verwendeten Materialien des Systems wurden Standardzugversuche durchgeführt. Es wurden zwei Standard-Flachzugproben mit 4mm- und vier mit 5mm-Blechdicke verwendet. Die Versuche wurden in Übereinstimmung mit der ISO 6892-1 [6] mit einer Dehnrage von 3 mm/Minute durchgeführt. Die Materialprüfkörper zeigten duktilen Verhalten, typisch für Stahl mit geringem Kohlenstoffgehalt, wobei sich jedoch die tatsächliche Fließgrenze der 5 mm dicken Stahlbleche signifikant von dem angegebenen Wert im Materialnachweis unterschied.

9.4.1.4 Ergebnisse der zyklischen Versuche

Gemäß den Empfehlungen der ECCS [5] wurden zyklische Versuche mit vollständiger Verformungsumkehr durchgeführt. Alle maßgebenden Elemente (Diagonalstreben) wurden schrittweise unter Zug sowie Druck belastet. Die gewonnenen Hystereseschleifen sind durch den für CBF herkömmlichen Einschnüreffekt gekennzeichnet. Im zweiten und dritten Zyklus mit gleichbleibender Amplitude wurde eine nahezu konstante Festigkeitsabnahme beobachtet. Die Abnahme entsprach ungefähr 15 % der Anfangsfestigkeit. Derselbe Rückgang der Hysterese-Umhüllenden wird für die nichtlinearen Verbinder-Modelle vorgeschlagen, welche in den Abschnitten 5 und 6 dieses Berichts erläutert werden.

Die zyklische Belastung sollte bis zum Bruch der Diagonalen aufgrund von Kurzzeitermüdung oder Erschöpfung der Duktilität der Diagonalstreben fortgeführt werden. Dessen ungeachtet wurde der zuvor erwähnte Grenzzustand nicht erreicht und die Prüfung endete mit Erschöpfung des Kolbenhubs. Die vollständige Aufzeichnung der Hystereseschleifen und eine einzelne Zyklusschleife des Rahmens sind in Abb. 9.9 dargestellt. Unglücklicherweise wurden aufgrund eines technischen Problems der Aufzeichnungsvorrichtungen die Zyklen in positiver Richtung nach 70 mm Dachverschiebung nicht korrekt wiedergegeben. Dies ist der Hauptgrund für die Existenz gerader Linien im ersten Quadranten in Abb. 9.9. Wichtig hervorzuheben

ist, dass während der Versuche weder in den geschwächten (RS) noch in den modifizierten Querschnitten (MS) lokales Beulen beobachtet wurde, siehe Abb. 9.10. Zudem war die maximale transversale Verschiebung des Mittelabschnitts der Diagonalstrebe von Bedeutung. Sie wurde infolge ihrer relativ großen Magnitude von Hand gemessen.

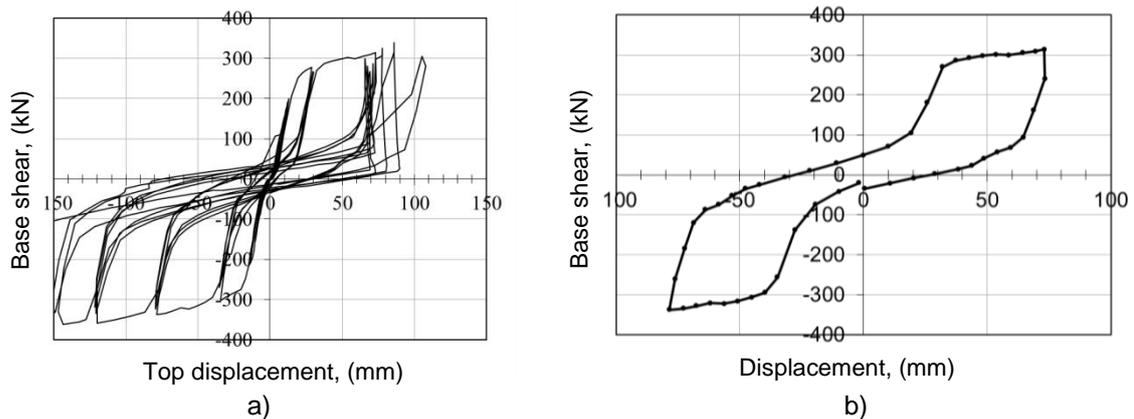


Abb. 9.9: Hystereseschleifen des Rahmens, a) gesamte zyklische Belastungsgeschichte; b) nur der 15. Zyklus



a)



b)

Abb. 9.10: Letzte Zyklen, a) Knickform des Diagonalstrebenpaares; b) Ausgelenkter modifizierter Abschnitt (MS) bei Knicken der Diagonalstrebe

Die Versuche zeigten, dass die Steifigkeit des Trennbalkens von Bedeutung ist und die Art des plastischen Mechanismus des CBF unmittelbar beeinflusst. In Abhängigkeit von der Steifigkeit und Festigkeit des Trennbalkens wurden zwei Arten von plastischen Mechanismen identifiziert: Entweder knicken paarweise beide Diagonalstreben oder nur eine der Diagonalstreben knickt, siehe Abb. 9.11. Der letzte Mechanismus sollte vermieden werden, da dieser zu einer Konzentration plastischer Dehnungen und frühzeitiger Erschöpfung der Diagonalstrebenduktilität und damit einer Verkürzung der zyklischen Lebensdauer der Diagonalstrebe führt.



a)

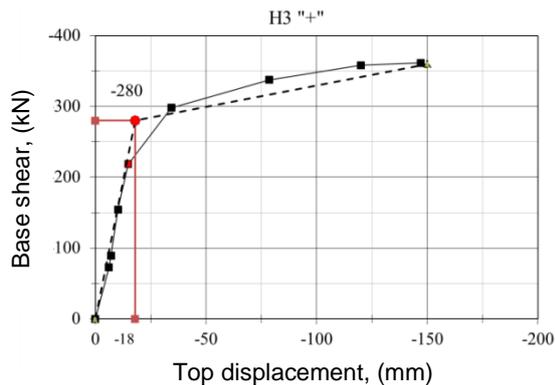


b)

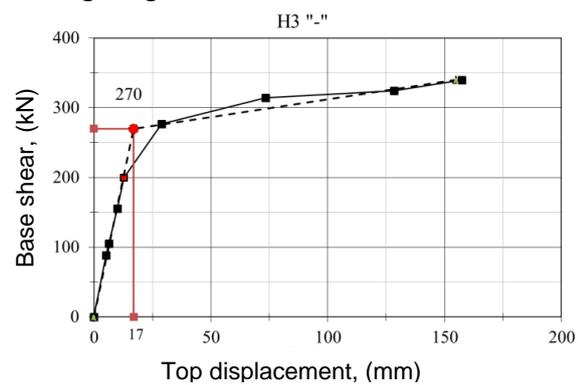
Abb. 9.11: Einfluss des Trennbalkens, a) ungünstiger plastischer Mechanismus; b) Biegung des Trennbalkens

9.4.1.5 Ergebnisse der monotonen Versuche

In dem Versuchsprogramm wurden keine herkömmlichen monotonen Versuche mit einbezogen, aber die Kapazitätskurven wurden aus dem Ergebnis jedes ersten Zyklus aus der 3er-Gruppe gewonnen. Die Ergebnisse sind in Abb. 9.12 dargestellt. Zudem wurde eine bilineare Annäherung hinzugefügt.



a)



b)

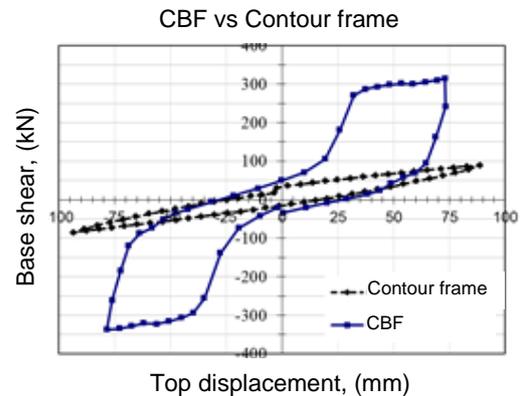
Abb. 9.12: Kapazitätskurve, a) positive Richtung; b) negative Richtung

9.4.1.6 Überprüfung des Außenrahmens

Die Beteiligung des Außenrahmens an Festigkeit, Steifigkeit und Dissipationskapazität des CBF ist von Interesse. Mittels Durchführung einer einzelnen Zyklusprüfung des bloßen Außenrahmens (ohne Diagonalstreben) wurde dies untersucht. Es wurden zwei vollständige Zyklen mit verschiedenen Amplituden angesetzt. Der Versuchsaufbau und die Ergebnisse sind in Abb. 9.13 dargestellt.



a)



b)

Abb. 9.13: Außenrahmen, a) Versuchsaufbau; b) Überlagerung der Hystereseschleifen

Wie erwartet hat der Außenrahmen eine deutlich geringere Steifigkeit verglichen mit dem Zustand, wenn er ausgesteift ist. Dennoch hat dessen Steifigkeit eine sehr positive Auswirkung auf die Verringerung des hysteretischen Einschnürungseffekts und auf die Verbesserung der Dissipationskapazität des Systems. Hervorzuheben ist, dass zum Erreichen einer gewissen Fähigkeit zur Rückzentrierung des Systems der Außenrahmen weitestgehend elastisch gehalten werden sollte, wobei ein biege-steifer Anschluss des Trennbalkens an den Stützen vorteilhaft zu sein scheint. Dieses Thema wird in Abschnitt 9.6 betrachtet, wobei dort einige zusätzliche Anmerkungen zu finden sind.

9.4.2 Numerische Simulationen

Eine Reihe numerischer Simulationen wurde mit der Software Seismostruct [7] und ANSYS [8] mit dem Ziel eines besseren Verständnisses des zyklischen Verhaltens der Versuchskörper durchgeführt. Der Vergleich zwischen experimenteller und numerisch gewonnener Hystereseschleifen zeigt eine gute Übereinstimmung (Abb. 9.14).

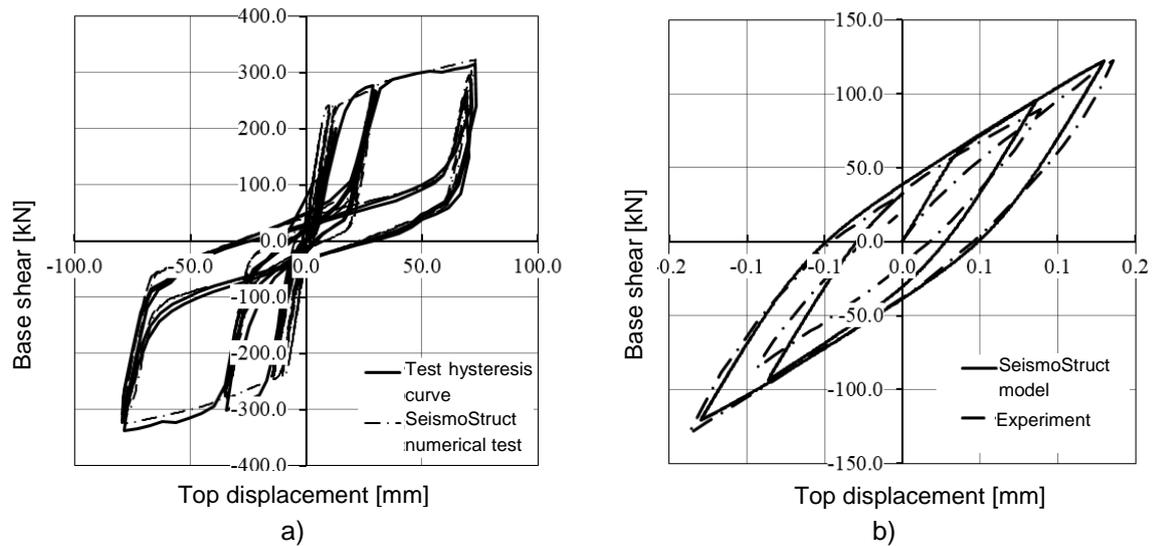


Abb. 9.14: Vergleich der numerischen und der Versuchsergebnisse, a) zyklische Rahmenreaktion; b) Außenrahmenreaktion

Das numerische Modell wurde verwendet, um einzelne zyklische Reaktionsbeziehungen der Diagonalstreben zu erhalten, welche die Grundlage für die Kalibrierung der Hysterese-Umhüllenden bilden, die für die in Abschnitt 6 durchgeführten nichtlinearen Berechnungen verwendet wurden. Das ANSYS-Modell wurde für eine komplexere Analyse des Verhaltens einer einzelnen Diagonalstrebe verwendet. Ein kalibriertes Material-Modell nach Chaboche [9] und ein FE-Schalenelement SHELL181 mit Elementabmessungen von 10 mm wurden verwendet. Das FE-Modell bestätigte, dass die plastischen Dehnungen, welche durch Knicken der Diagonalstreben hervorgerufen wurden, zu den modifizierten Querschnitten (MS) geleitet werden, während die durch Zug verursachten Dehnungen innerhalb des geschwächten Querschnitts (RS) umgesetzt werden. Der starke Abschnitt (SS) entwickelt ein elastisches Verhalten, welches das ursprüngliche Konzept bestätigt. Zudem wurde das ANSYS-Modell (Abb. 9.15) zur Gewinnung eines Dehnungszeitverlaufs in den kritischen Querschnitten verwendet, mit welchen Kurzzeitermüdungsnachweise durchgeführt werden konnten.

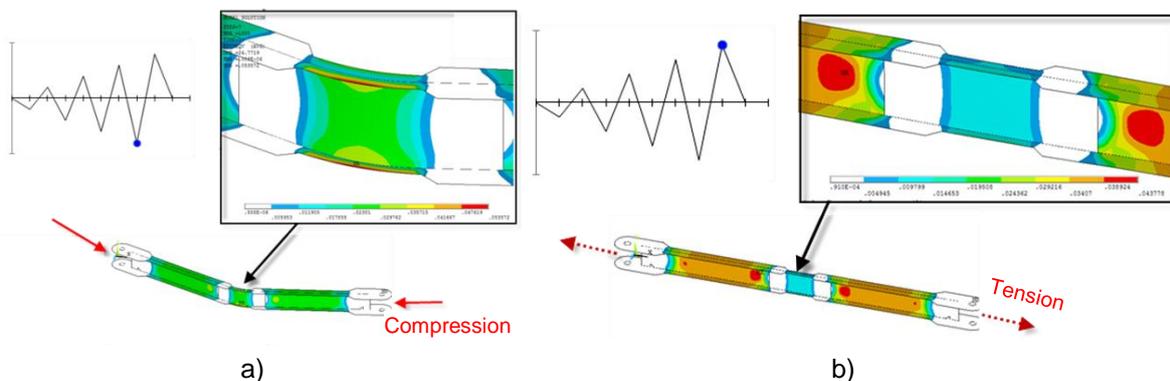


Abb. 9.15: Finite-Elemente-Analyse mit ANSYS, a) plastische Dehnungen unter Druck; b) plastische Dehnungen unter Zug

9.4.3 Vergleich zwischen experimentellem und analytischem Modell

Die Gültigkeit des analytischen Fachwerkmodells wurde mittels Vergleichs zwischen den theoretischen und experimentellen Ergebnissen für den Stockwerksschub untersucht. Die theoretische Stockwerksschubkraft und die Stockwerksverschiebung oben wurden jeweils unter Verwendung von Gl. (9.1) bzw. Gl. (9.3) mit den tatsächlichen Materialeigenschaften berechnet. Die experimentellen Kurven und bilinearen Abschätzungen sind in Abb. 9.12 dargestellt. Tabelle 9.1 zeigt den Vergleich zwischen den experimentellen und theoretischen Schubkräften. Die Berechnung von Δ_y basiert auf der Annahme, dass sich die gesamte Länge der Diagonalstrebe elastisch bis zu Dehnungen von $\epsilon_y = 0,002$ verlängert. Für den Vergleich wurden die Versuchsergebnisse für Prüfkörper H3 verwendet, wobei die Abkürzungen H3“+“ und H3“-“ die positive und negative Belastungsrichtung anzeigen. Anzumerken ist, dass das theoretische Modell vollständig mit den Empfehlungen aus [1] für sich kreuzende Diagonalen von CBFs übereinstimmt. Es ist zu erwarten, dass infolge der Vernachlässigung des Druckdiagonalenpaares und des Außenrahmens im theoretischen Modell die theoretischen Ergebnisse für den Rahmenwiderstand geringer als die Ergebnisse der monotonen Prüfungen sind. Durch den Vergleich der Schubkräfte in Tabelle 9.1 wird diese Tendenz bestätigt. Hervorzuheben ist, dass das theoretische Modell sehr gut die Stelle des Fließens in der bilinearen Kapazitätskurve wiedergibt, die durch den roten Punkt in Abb. 9.12 angezeigt wird. Aufgrund seiner Einfachheit und Übereinstimmung mit [1] wird das Fachwerkmodell mit Berücksichtigung ausschließlich der Zugdiagonalen als das am meisten geeignete für die vorläufige Auslegung von CBF-MB Systeme angesehen.

Tabelle 9.1: Experimentelle gegenüber theoretischer Schubkraft

Versuchskörper	$V_{y,exp}$ bilineare Annäherung [kN]	$V_{y,th}$ [kN]	$V_{y,exp} / V_{y,th}$ [-]	$\Delta_{y,exp}$ bilineare Annäherung [mm]	$\Delta_{y,th}$ [mm]	$\Delta_{y,exp} / \Delta_{y,th}$ [-]
H3 “+”	-280,0	-199,65	1,402	-18,0	-16,66	1,08
H3 “-”	+270,0	+199,65	1,352	+17,0	+16,66	1,02

Von weiterem Interesse ist die Beziehung zwischen der globalen (Stockwerksverschiebung) und lokalen Duktilität (plastische Dehnungen) des Systems. Das Verfahren zur Bestimmung der endgültigen plastischen Verlängerung im Bereich der geschwächten Diagonalstrebenquerschnitte ist in [30] angegeben. Die durchschnittliche Dehnungsverlängerung in den Diagonalstrebenpaaren wurde zu jeweils 3,313 % bzw. 3,195 % geschätzt.

Der letzte interessante Aspekt ist der Vergleich der Ergebnisse für die maximale Querverschiebung f des Mittelabschnitts der Diagonalstrebe. Die Verschiebung f

wurde während der Versuche gemessen und anschließend mit den über Gl. (9.4) bestimmten theoretischen Ergebnissen verglichen. Hervorzuheben ist, dass Gl. (9.4) gültig ist, wenn der Trennbalken ausreichend steif ist, um beide Druckdiagonalen nahezu gleichzeitig zum Knicken zu bringen. Da dies im Versuch nicht der Fall war, wurden einige Anpassungen der Kürzung der Diagonalstrebe innerhalb des Paares durchgeführt. Der Vergleich der theoretischen sowie der Versuchsergebnisse ist in Tabelle 9.2 dargestellt.

Tabelle 9.2: Experimentelle gegenüber theoretischer Querverformung im mittleren Abschnitt

Zyklus Nr.	f_{exp} [mm]	Verschiebung oben [mm]	δ_d [mm]	f_{th} [mm]	f_{th} / f_{exp} [-]
12	72,94	34,36	10,31	140,69	1,93
15	145,89	78,49	23,55	212,63	1,46
18	248,01	120,01	36,00	262,92	1,06
21	271,52	147,12	44,14	291,11	1,07

Aus der letzten Spalte geht hervor, dass mit zunehmender Verschiebung oben sich die Übereinstimmung der Ergebnisse verbessert. Dies ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass zur Bestimmung von Gl. (9.4) eine vor-abgeschätzte polygonale Verformungsfigur der geknickten Diagonalstrebe angenommen wird. Mit steigender Stockwerksverschiebung nähert sich die Verformungsfigur des Druckdiagonalenpaares der in Abb. 9.6 gezeigten an.

9.4.4 Grenzzustände aus zyklischen Versuchen

In Übereinstimmung mit dem ursprünglichen Belastungsprotokoll wurde eine zyklische Prüfung durchgeführt und mit Erreichen der Grenze des Zylinderhubs beendet. Hervorzuheben ist, dass der Versuchskörper weder Bruch noch globales Versagen erreicht hat. Andererseits wurde der Versuch ohne Berücksichtigung von Normalkräften in den Rahmenstützen durchgeführt, weshalb keine P- Δ -Effekte mit einbezogen wurden. Zur Erfassung der Grenzzustände wurde den Empfehlungen der FEMA-356 [10] gefolgt. Die Beziehungen zwischen den Definitionen der FEMA-356 und dem vorliegenden Bemessungsleitfaden sind in Tabelle 9.3 gegeben. Zusätzlich wurden aufgrund des Fehlens versuchstechnischer Erkenntnisse für den Einfluss von P- Δ -Effekten auf das experimentelle Rahmenverhalten einige konservative Annahmen hinzugefügt.

Tabelle 9.3: Grenzzustände

Tragwerksleistungsniveaus nach FEMA 356	FEMA 356 – Verhältnis der Stockwerksverschiebung [%]	In diesem Bericht angenommene Grenzzustände	Experimentelle Schätzung [%]
Immediate Occupancy (IO)	0,50	GdG (SLS)	0,625
Life Safety (LS)	1,50	GdT (ULS)	1,89
Collapse Prevention (CP)	2,00	CPLS	3,00

Das erste signifikante Fließen der Diagonalstreben während des Versuchs trat in Zyklus 12 bei einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 25 mm auf, welches einer Relativverdrehung von 0,625 % entspricht. Dieser Zustand wurde als GdG (SLS) definiert. Während des GdG knickten die Druckdiagonalen und die innere Zugkraft führte zu erstem Fließen. Der GdT wurde bei Zyklus 15 erreicht, als ein zusätzliches Fließen der Diagonalstreben unter Zug beobachtet und in den halbstarren Rahmenverbindungen geringfügiges Schweißnahtversagen bemerkt wurde. Der GdT wurde bei einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 75,8 mm erreicht, welches einer Relativverdrehung von 1,89 % entspricht. Der Grenzzustand der Versagensvermeidung (CPLS) wurde bei Zyklus 18 bei einer gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 121 mm festgelegt, was einer Relativverdrehung von 3,00 % entspricht. Während des CPLS wurde weder lokales Knicken noch der Bruch eines Querschnitts in den Diagonalstreben beobachtet. Hingegen versagten Schweißnähte der halbstarren Verbindungen des Rahmens. Anzumerken ist, dass die vorherigen Werte der gegenseitigen Stockwerksverschiebung bei den drei verschiedenen Tragverhaltensniveaus den durch die FEMA-356 [10] vorgeschlagenen Werten für Gebäude mit CBFs (0,5%, 1,5%, 2,0%) ähneln, mit einem größeren Unterschied im Zustand CPLS.

9.4.5 Kurzzeitermüdung

Im Rahmen des experimentellen Programms wurde keine zyklische Versuche einer einzelnen Diagonalstrebe mit konstanter Amplitude durchgeführt. Um einige Beziehungen zwischen der Widerstandsfähigkeit der modifizierten Diagonalstrebe (MB) bei zyklischer Verlängerung und Verkürzung herauszufinden, wurde eine Reihe von Finite-Elemente-Analysen mittels ANSYS-Modellen durchgeführt. Die Amplitude δ_d der axialen Verkürzung und Verlängerung der Diagonalstrebe wurde variiert und der Dehnungsverlauf ermittelt. Die Daten für die zyklische Widerstandsfähigkeit ähnlicher Materialien wurde in Fachliteratur [11], [12], [13] gefunden, siehe Abb. 9.16. Auf Grundlage der numerischen Ergebnisse für den maximalen Dehnungsbereich und der Anzahl der Belastungszyklen aus den numerischen Berechnungen sowie Daten aus der Fachliteratur schlagen die Autoren die Formel in Gl. (9.6) vor. Diese zeigt die Beziehung zwischen axialer Verformungsamplitude δ_d und zugehöriger Zyklusanzahl N bis zum Versagen. Die aufgestellte Formel liegt auf der sicheren Seite mit einem Mittelwertsverhältnis von 0,533 und einer Standardabweichung von 0,339.

$$\delta_d(N) = 110 - 52 \log(N) \quad \text{Gl. (9.6)}$$

Die Ergebnisse der zyklischen Versuche des CBF-MB gemäß dem Belastungsprotokoll der ECCS [5] und die gemessenen Daten für die maximale Querverschiebung

der Diagonalstrebe wurden zur Überprüfung der Verlässlichkeit von Gl. (9.6) verwendet. Der Schadensindex (englisch: Damage Index, DI) wurde für die am meisten belastete Diagonalstrebe von Versuchskörper H3 über Gl. (9.6) ermittelt und der Wert nach der Palmgren-Miner Regel ([14], [15], [16]) zu $DI = 0,752$ berechnet. Anschließend wurden für den modifizierten Querschnitt (MS) des Prüfkörpers H3 mit Hilfe von Magnetpulveruntersuchungen und Ultraschallprüfungen auf und nahe unter der Oberfläche gelegene Fehlstellen ermittelt.

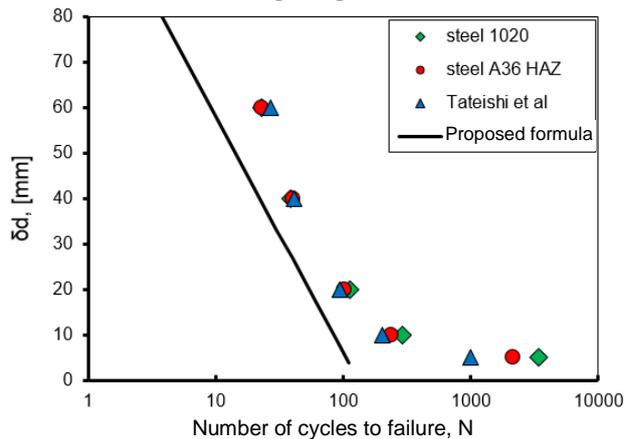


Abb. 9.16: Beziehung zwischen axialer Diagonalstrebenverschiebung und Anzahl der Zyklen bis zum Versagen

Zwei der am meisten belasteten Diagonalstreben wurden einer Magnetpulveruntersuchung unterzogen und weder in den Flanschen noch im Steg der Elemente wurden oberflächliche Risse gefunden. Unter Berücksichtigung, dass die Dicke der Flansche der modifizierten Querschnitte (MS) nur 5 mm beträgt, kann darauf geschlossen werden, dass in der Flanschfläche maximaler Biegung keine Risse vorhanden sind und dass Gl. (9.6) ausreichend sicher ist und für die Kurzzeitermüdungsbemessung der CBF-MB verwendet werden kann.

9.5 BEMESSUNGSREGELN

In diesem Abschnitt werden die Bemessungsleitfäden für die CBF-MB zusammengefasst. Es werden Empfehlungen für die vorläufige Bemessung geeigneter modifizierter Diagonalstreben und die Bemessung der Trennbalken gegeben. Da die CBF-MB zu den Tragwerkskonfigurationen gehören, welche durch den Eurocode abgedeckt sind, stimmt das vorgeschlagene Bemessungsverfahren mit den Vorgaben aus [17] und [1] überein.

9.5.1 Vorläufige Bemessung

Wie zuvor erwähnt (Abschnitt 3), kann das CBF-MB System als ein vertikaler Fachwerkträger mit nur auf Zug wirkenden Diagonalstreben betrachtet werden. Mittels Gl. (9.7) kann eine grobe Abschätzung der erforderlichen Anzahl von Diagonalverbandsystemen (m) in jeder Richtung eines Gebäude erfolgen.

$$m = V_{\text{building}} / V_{\text{storey}} \quad \text{Gl. (9.7)}$$

wobei V_{building} die Gesamtschubkraft des Gebäudes und V_{storey} die Stockwerksschubkraft eines CBF-MB Systems ist, basierend auf dem vertikalen Fachwerkträgermodell, siehe Gl. (9.1). Der Querschnitt der Stütze des ersten Stockwerks eines CBF-MB Systems sollte als das Element für den Widerstand gegen Normalkraft wie folgt gewählt werden:

$$N_{\text{column}} = M_{\text{ov}} / m \cdot B \quad \text{Gl. (9.8)}$$

Wobei M_{ov} das Kippmoment des Gebäudes und B der Achsenabstand der Stützen des CBF-MB ist. Die erste Wahl des geschwächten Diagonalstrebenquerschnitts im Stockwerk i kann mittels Gl. (9.9) bestimmt werden, wobei $V_{\text{storey},i}$ die Stockwerksschubkraft für Stockwerk i ist und α_i in Abb. 9.5 definiert ist.

$$A_{\text{RS},i} = V_{\text{storey},i} / f_y \cdot \cos \alpha_i \quad \text{Gl. (9.9)}$$

Das obere Verfahren gibt lediglich eine allgemeine Orientierung für die Auslegung des Systems an.

9.5.2 Bemessung der modifizierten Diagonalstreben und des Trennbalkens

Die modifizierten Diagonalstreben sind die kritischen Elemente des Systems. Sie sollten beide die Kriterien aus Kapitel 6 in [1] und die in diesem Leitfaden beschriebenen spezifischen Empfehlungen erfüllen. Wie in Abb. 9.2 dargestellt, sollten verschiedene Querschnitte innerhalb der modifizierten Diagonalstrebe definiert werden. Für deren angemessene Auslegung wird das nachfolgende Vorgehen empfohlen.

9.5.2.1 Länge der MS, RS und TS

Eine erste Abschätzung der Länge der modifizierten Diagonalstrebe l_d beträgt $(0,375-0,40)l$, wobei l die geometrische Länge Achse-zu-Achse der Diagonalen ist. Empfehlungen für die Länge des modifizierten Abschnitts (MS) sind in Gl. (9.10) zusammengefasst, wobei l_{MS} die Länge des modifizierten Abschnitts (MS) bezeichnet. Diese sollte weder zu kurz, da dann das Auftreten schwerwiegender Biegedehnungen erwartet wird, noch zu lang sein, da dies eine Knickfigur doppelter Krümmung hervorrufen könnte. Gl. (9.11) gibt eine Orientierung für die Wahl der Länge des geschwächten Abschnitts l_{RS} an.

$$l_{\text{MS}} = (0.067 \div 0.085)l_d \quad \text{Gl. (9.10)}$$

$$l_{\text{RS}} \approx (0.3)l_d \quad \text{Gl. (9.11)}$$

9.5.2.2 Flächenverhältnis

Die Fläche des geschwächten Abschnitts (RS) sollte mittels Gl. (9.9) abgeschätzt werden. Um zu gewährleisten, dass der geschwächte Querschnitt unter Zug eher als der modifizierte Querschnitt (MS) fließt, sollte die folgende Gl. (9.12) eingehalten werden.

$$K_A = A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \quad \text{Gl. (9.12)}$$

Wobei A_{MS} die Fläche des modifizierten Abschnitts und A_{RS} die des geschwächten Abschnitts ist. Die Abmessungen und die Querschnittsfläche des starken Abschnitts (SS) sollten so gewählt werden, um ein vollständig elastisches Verhalten im Nettoquerschnitt an der Bolzenverbindung zu gewährleisten sowie die Nachweise der Schrauben zu erfüllen.

9.5.2.3 Verhältnis der plastischen Widerstandsmomente

Um sicherzustellen, dass der modifizierte Querschnitt (MS) eine niedrigere Biegemomentenkapazität als der geschwächte Querschnitt (RS) besitzt, auch im Falle hoher plastischer Dehnungen sowie Materialverfestigung, sollte Gl. (9.13) erfüllt sein:

$$K_M = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \quad \text{Gl. (9.13)}$$

Wobei $W_{pl,RS}$ und $W_{pl,MS}$ jeweils die Widerstandsmomente der geschwächten und modifizierten Abschnitte sind.

9.5.2.4 Effektive Länge des modifizierten Diagonalstrebenelements

Aufgrund des modifizierten Abschnitts in der Mitte, ist die wahre Knicklänge $l_{cr} = \mu \cdot l_d$ länger als l_d . Eine Formel für die effektive Länge wird mit Gl. (9.14) vorgeschlagen, mit $K_L = I_{RS} / I_{MS}$, $K_I = I_{MS} / I_{RS}$.

$$\mu = l_{cr} / l_d = 0.88 K_L^{(0.033)} \cdot K_I^{(0.1 \ln(K_L) - 0.36)} \quad \text{Gl. (9.14)}$$

Gl. (9.14) kann Abweichungen von bis zu 10 % ergeben, abhängig von der Geometrie. Dennoch kann basierend auf einem FE-Modell des Rahmens eine schnelle elastische Knickanalyse einer einzelnen modifizierten Diagonalstrebe durchgeführt werden, um für den jeweiligen Bemessungsfall den spezifischen Parameter μ zu erhalten.

9.5.2.5 Begrenzung der Schlankheit

In Übereinstimmung mit [1] sollten die Diagonalstreben von CBFs mit einer X-Anordnung eine dimensionslose Schlankheit im Bereich $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$ aufweisen. Die effektive Schlankheit ist über Gl. (9.15) definiert.

$$\lambda_{\text{eff}} = \frac{\mu \cdot l_d}{i_{RS}}, \quad \text{Gl. (9.15)}$$

wobei μ der über Gl. (9.14) definierte effektive Längenmultiplikator und i_{RS} der kleinste Trägheitsradius des geschwächten Querschnitts ist.

9.5.2.6 Vorläufige Wahl des Trennbalkens

Vorangegangene Versuche und numerische Studien haben gezeigt, dass die Ausbildung zweier Arten von plastischen Stockwerksmechanismen möglich ist, nämlich ein günstiger und ein ungünstiger (Abb. 9.17). Der günstige Mechanismus ist gegeben, wenn paarweise beide Druckdiagonalen knicken und sich paarweise plastische Dehnungen innerhalb der Zugdiagonalen bilden. Der ungünstige Mechanismus tritt ein, wenn nur eine der beiden der Druckdiagonalen knickt und zusätzlich Fließgelenke im Trennbalken oder sogar in den Stützen entstehen (Abb. 9.17b, c). Ungünstige Mechanismen können mittels einer angemessenen Bemessung des Trennbalkens vermieden werden, indem ausreichend Widerstand und Biegesteifigkeit gewährleistet wird.

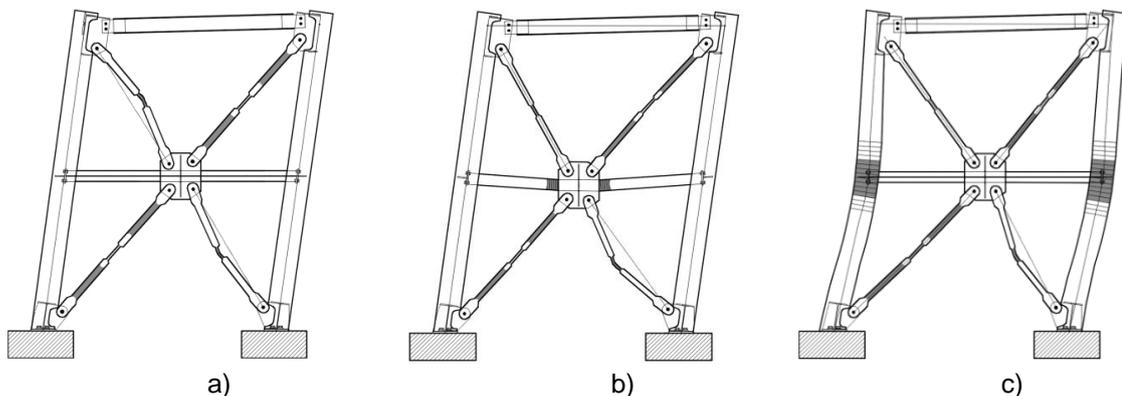


Abb. 9.17: Plastische Mechanismen: a) Günstig; b) Schwacher Trennbalken; c) Schwache Stützen

Der CBF-MB Rahmen soll mit einem Trennbalken ausgelegt werden, welcher an den Stützen befestigt ist, sodass eine H-förmige Gestalt entsteht. Der Trennbalken und die Stützen sollen bis zum Erreichen des GdT elastisch bleiben. So werden einige größere Vorteile erzielt:

- Mit einem elastischen H-Rahmen wird die Fähigkeit zur Rückzentrierung der CBF-MB nach einer starken Erdbebenanregung gesteigert;

- Ein H-Rahmen bietet, wenn sich plastische Verformungen in den Diagonalstreben entwickeln, eine positive Tangentensteifigkeit im Bereich von seitlichen Verschiebungen des CBF-MB nahe Null.

Der Grenzzustand, wenn der H-förmige Rahmen eine ausreichende elastische Steifigkeit bietet und somit die ungeknickte Diagonale schließlich zum Knicken zwingt, ist in Abb. 9.18 dargestellt. Auf der sicheren Seite annehmend, dass die Zugdiagonalen gleich stark beansprucht werden und dass der Nachknickwiderstand der früh geknickten Diagonalstrebe vernachlässigbar ist, lässt sich durch Aufstellen der Gleichungen des Knotengleichgewichts die Bildung von unausgeglichene Horizontal- und Vertikalkräften erkennen. Sie können anhand Gl. (9.16) und Gl. (9.17) bestimmt werden, wobei $N_{b,Rd}$ (Gl. (9.18)) der Knickwiderstand der Diagonalstrebe gemäß [17] ist und χ der mit λ_{eff} berechnete Reduktionsfaktor für den ersten Knickfall ist.

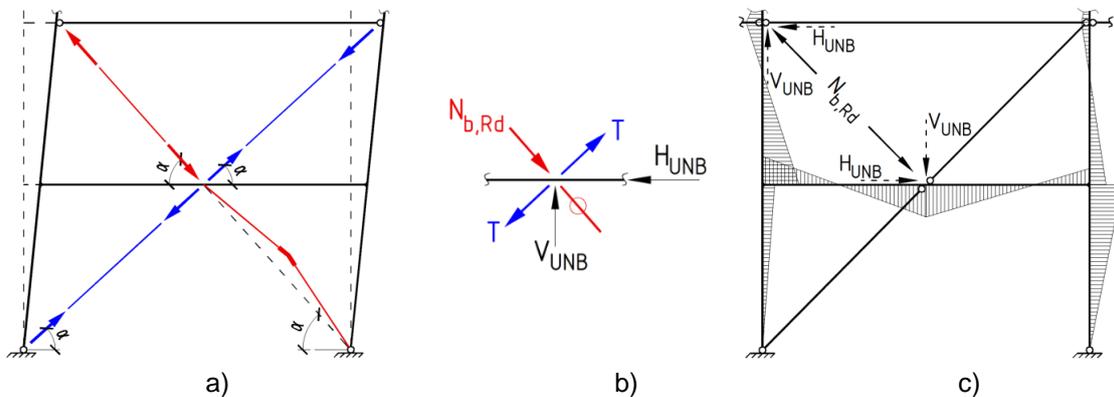


Abb. 9.18: a) Zustand kurz vor Knicken; b) Nicht im Gleichgewicht befindliche Kräfte; c) Momentenverlauf (M_{UNB}) infolge der unausgeglichene Kräfte (Lastfall UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \sin \alpha \quad \text{Gl. (9.16)}$$

$$H_{UNB} = N_{b,Rd} \cdot \cos \alpha \quad \text{Gl. (9.17)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{RS} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{Gl. (9.18)}$$

Im betrachteten Übergangszustand „kurz vor dem Knicken“ tritt ein Fall mit zusätzlichen Biegemomenten und Normalkräften (Lastfall UNB) im H-förmigen Rahmen auf, siehe Abb. 9.18c. Dieser Effekt sollte in der Bemessung berücksichtigt werden. Er kann in dem Tragwerksmodell für elastische Berechnungen abgebildet werden, indem die unausgeglichene Kräfte entweder in jedem Stockwerk einzeln oder integral in allen Stockwerken gleichzeitig angesetzt werden.

Zudem sollte hervorgehoben werden, dass der Trennbalken mit Erfüllung von Gl. (9.19) gegen Biegedrillknicken bemessen werden sollte.

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \quad \text{Gl. (9.19)}$$

Den Anforderungen von 4.4.2.3 (4) [1] folgend, sollten die Querschnitte des Trennbalkens und der Stützen so gewählt werden, dass Gl. (9.20) erfüllt ist. Dies stellt sicher, dass in allen Zuständen des Tragverhaltens Fließgelenke im Trennbalken auftreten, jedoch nicht in den Stützen.

$$2M_{Rc} \geq 1.3M_{Rb} \quad \text{Gl. (9.20)}$$

wobei M_{Rc} und M_{Rb} jeweils die Biegebemessungswiderstände der Stütze und des Trennbalkens sind. Die Trennbalken sollten den vorgeschlagenen Grundsätzen folgend sorgfältig ausgelegt werden, da diese die Schadensbegrenzung steuern. Zudem sollten sie elastisch und steif genug gehalten werden, um die Ausbildung eines ungünstigen Stockwerksmechanismus und von Knickfällen der Diagonalstreben aus der Rahmenebene heraus zu verhindern.

9.5.2.7 Auslegung der nicht-dissipativen Elemente

Die nicht-dissipativen Elemente des CBF sind die Stützen, die Geschossträger und die Trennbalken. Stützen und Trennbalken sind starr miteinander verbunden, während die Stützen und Geschossträger gelenkig, halb-starr oder starr aneinander angeschlossen werden können. Alle Anschlüsse sollten angemessen modelliert und die Existenz von Biegemomenten und Schubkräften in Stützen und Trägern, welche durch Gl. (9.21) bis Gl. (9.29) definiert sind, in der Bemessung berücksichtigt werden. Die Schnittkräfte des Erdbebenlastfalls M_E , V_E und N_E , einschließlich der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung, welche über eine elastische Berechnung gewonnen wurden (Abb. 9.19), sollten mit dem Kapazitätsmultiplikator $1,1\gamma_{OV}\Omega_{MIN}\rho$ erhöht werden. Die ersten drei Parameter stimmen mit [1] überein und der Parameter $\rho = 1,15$ wird durch die Autoren vorgeschlagen, um die vorhandene Überfestigkeit des Systems und die möglicherweise höhere tatsächliche Knickfestigkeit der Diagonalstrebe zu berücksichtigen. Die unausgeglichene Kräfte, welche sich im betrachteten „kurz vor dem Knicken“-Zustand ergeben, welcher in Punkt 5.2.6. definiert und in Abb. 9.18 dargestellt ist, sollten in der Bemessungssituation berücksichtigt werden. Die durch diese induzierten zusätzlichen Schnittgrößen werden nachfolgend durch den tiefgestellten Index „UNB“ definiert.

Die Stützen sollten für die Schnittgrößen aus Gl. (9.21) bis Gl. (9.23) bemessen werden. Zudem sollten sie Gl. (9.20) erfüllen.

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{OV}\Omega_{min}\rho.(N_E + N_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.21)}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{OV}\Omega_{min}\rho.(M_E + M_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.22)}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{OV}\Omega_{min}\rho.(V_E + V_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.23)}$$

Die Bemessungskräfte für den Trennbalken sollten mittels Gl. (9.24) bis Gl. (9.26) gewonnen werden. Die Bedingungen der Gl. (9.20) und Gl. (9.19) sollten ebenso erfüllt sein.

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.24)}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.25)}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.26)}$$

Die Bemessungskräfte für die Geschossträger sollten mittels Gl. (9.27) bis Gl. (9.29) ermittelt werden.

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.27)}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.28)}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB}) \quad \text{Gl. (9.29)}$$

9.5.3 Bemessung mittels linear-elastischer Berechnungen

Der CBF-MB ist ein Tragsystem, welches zur Gruppe der ausgesteiften Rahmen gehört. Somit sollten die Anforderungen für die elastische Bemessung eines CBF-MB mit der EN 1998-1 [1] übereinstimmen. In diesem Abschnitt werden lediglich einige Besonderheiten hervorgehoben.

9.5.3.1 Simulation

Der CBF-MB kann zuverlässig mittels eines linear-elastischen Modells mit entsprechenden Balkenelementen simuliert werden. Die Elemente, welche die modifizierten Diagonalstreben abbilden, werden über einen gleichmäßigen H-förmigen Querschnitt definiert, mit den Eigenschaften des geschwächten Querschnitts (RS), und mit gelenkigem Anschluss an den Rahmen. Die Stützen werden als durchgehend über alle Stockwerke modelliert. Die Anschlüsse zwischen den Stützen und Geschossträgern sowie die Stützenfüße können als nominell gelenkig modelliert werden.

In Bezug auf die Geometrie des Systems werden zwei verschiedene Arten von Tragwerksmodellen vorgeschlagen, welche als Mittelachse-zu-Mittelachse-Modell (englisch: centreline-to-centreline, CL-to-CL) und Anschluss-Versatzmodell bezeichnet werden. Es wird empfohlen, nur die Versätze der Diagonalstreben- und der Geschossträgeranschlüsse zu betrachten. Eine Darstellung ist in Abb. 9.19 wiedergegeben.

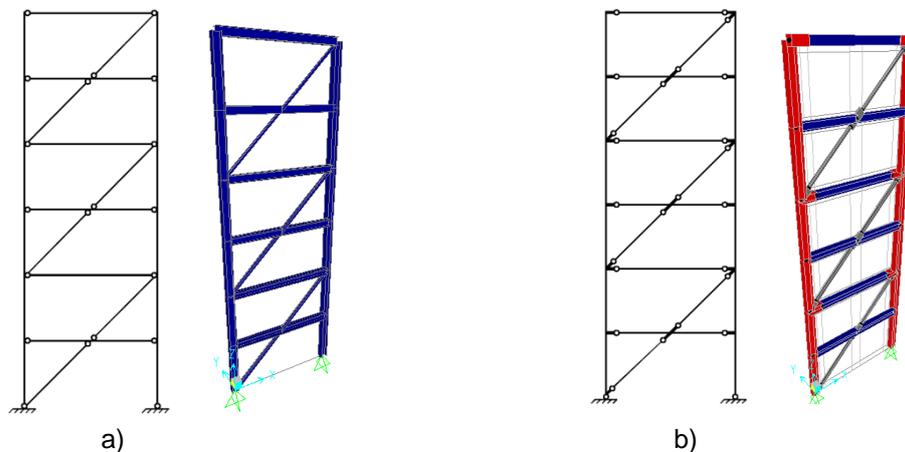


Abb. 9.19: Modelle für eine elastische Berechnung: a) Mittelachse-zu-Mittelachse-Modell, b) Anschluss-Versatzmodell

9.5.3.2 Tragwerksberechnung und Verhaltensbeiwert

Das Tragwerk sollte als dissipatives Tragverhalten aufweisend und zugehörig zu Duktilitätsklasse DCH ausgelegt werden. Es wird empfohlen das multi-modale Antwortspektrenverfahren mit einem vorgeschlagenen Verhaltensbeiwert von $q = 5,0$ anzuwenden.

9.5.3.3 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung und Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung sollte 4.4.3.2. erfüllen und die Effekte nach Theorie zweiter Ordnung sollten überprüft und jeweils gemäß 4.4.3.2. berücksichtigt werden [1].

9.5.3.4 Diagonalelemente

Die dimensionslose effektive Schlankheit der Diagonalstrebe, welche mittels Gl. (9.15) berechnet wird, sollte Gl. (9.30) erfüllen.

$$1.3 \leq \bar{\lambda}_{\text{eff}} \leq 2.0 \quad \text{Gl. (9.30)}$$

Gemäß 6.7.3 der EN 1998-1[1] sollte die Bemessung der Diagonalen auf dem Fließwiderstand $N_{\text{pl,Rd}}$ des Bruttoquerschnitts basieren, welcher für die modifizierte Diagonalstrebe (MB) wie folgt berechnet wird:

$$N_{\text{pl,Rd}} = A_{\text{RS}} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Gl. (9.31)}$$

Die Verbindungen der Diagonalen mit den Geschossträgern und Trennbalkens sollten die Bemessungsregeln nach 6.5.5. von [1] erfüllen.

9.5.3.5 Globales dissipatives Verhalten

Um ein gleichmäßiges globales Dissipationsverhalten des Tragwerks zu erreichen, sollte überprüft werden, dass das maximale Überfestigkeitsverhältnis Ω_{max} über das gesamte Tragwerk um nicht mehr als 25 % vom Minimalwert Ω_{min} abweicht, wie in Gl. (9.32) angegeben:

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1.25 \quad \text{Gl. (9.32)}$$

Die Autoren empfehlen für die Auswertung der oberen beiden Stockwerke des Gebäudes Abschnitt 6.7.3 (4) von [1] anzuwenden, da Gl. (9.30) in den meisten Fällen als zu konservativ erscheint.

9.5.4 Bemessung mittels statischer nichtlinearer Berechnungen

Das Tragwerks-Anschluss-Versatzmodell, welches in Abschnitt 5 vorgeschlagen wurde, sollte für statische nichtlineare Berechnungen mit konzentrierter Plastizität ausgebaut werden. Zudem sollte der Bereich des Elementverhaltens auf das Verhalten nach Fließen und Knicken erweitert werden, indem verschiedene Gelenktypen eingeführt werden. Die Verteilung der seitlichen Lasten, welche in diesem Bericht angesetzt wurde, ist proportional zu der ersten Eigenschwingform. Die P - Δ -Effekte können durch Modellierung einer „anlehenden Stütze“ berücksichtigt werden. In Übereinstimmung mit 5.3.2 (3) der EN-1993-1-1 [17] wird die anfängliche Neigungsimperfektion des Rahmens durch eine anfängliche Schiefstellung der Stütze $\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ berücksichtigt. An jedem Knotenpunkt der anlehenden Stütze wird eine vertikale Kraft entsprechend der zugehörigen Stockwerksmasse angesetzt. Abb. 9.20 zeigt das Tragwerksmodell für eine statische nichtlineare Berechnung.

Das hier gezeigte Modell basiert auf SAP2000 [18]. Zwei Typen von Gelenken werden im Modell vorgeschlagen. Die plastische Reaktion der Diagonalstrebe wird über eine P-Gelenk simuliert, welches in dessen Mittelpunkt eingesetzt wird. Für Träger- und Stützenquerschnitte mit möglichen plastischen Biegedehnungen werden P-M-Gelenke verwendet (Abb. 9.20b). Die Hysterese-Umhüllende des P-Gelenks der Diagonalstrebe ist in Abb. 9.21 dargestellt. Diese wird durch die geometrischen Abmessungen und Schlankheitsmerkmale der Diagonalstrebe sowie der Nennfestigkeit des Materials festgelegt, siehe Tabelle 9.4. Die charakteristischen Punkte für Fließen und Knicken werden gemäß FEMA-356 [10] angesetzt. Die Hysterese-Umhüllende wird mit einer zyklischen Kurve verglichen, die aus einem Modell einer einzelnen Diagonalstrebe in Seismostruct [7] unter Verwendung gleichmäßig verteilter Plastizierung gewonnen und mit Versuchsergebnissen kalibriert wurde.

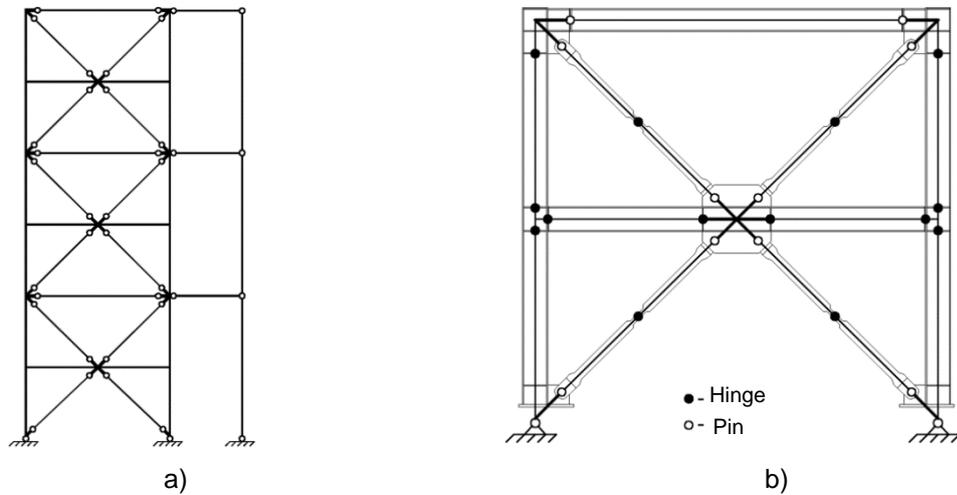


Abb. 9.20: Rahmenmodell für statische nichtlineare Berechnungen: a) Überblick, b) Position der Gelenke

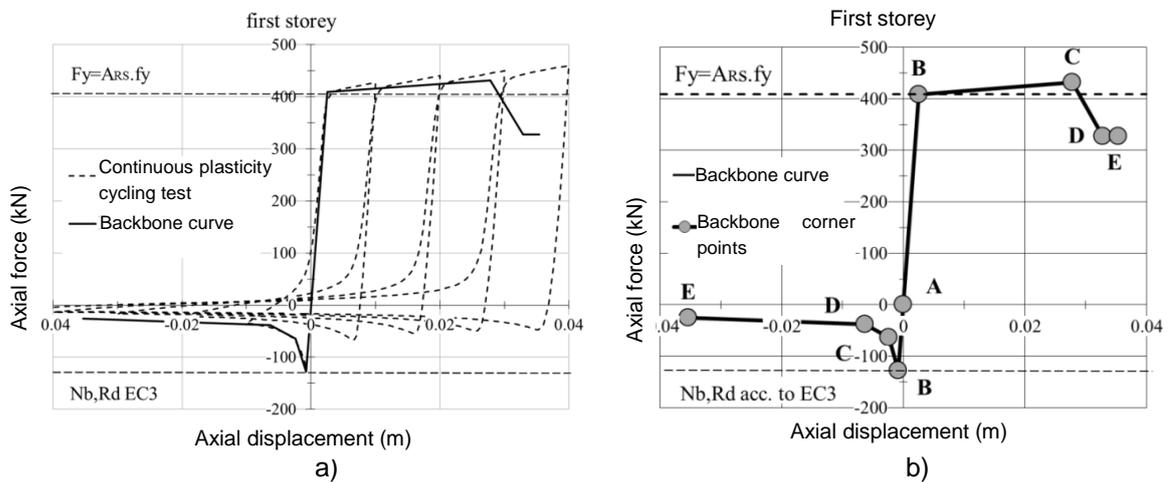


Abb. 9.21: Hysterese-Umhüllung: a) Vergleich mit kalibriertem Vergleichsmodell, b) Hysterese-Umhüllung für nichtlineare Berechnungen

Tabelle 9.4: Charakteristische Punkte der Hysterese-Umhüllenden

Punkt	Zug		Punkt	Druck	
	Kraft	Verschiebung		Kraft	Verschiebung
A	0	0	A	0	0
B	$F_y = A_{RS} f_y$	Δy	B	$N_{b,Rd}$	Δc
C	F_{SH}	$11\Delta y$	C	$0,5N_{b,Rd}$	$3\Delta c$
D	$0,8F_y$	$13\Delta y$	D	$0,3N_{b,Rd}$	$8\Delta c$
E	$0,8F_y$	$14\Delta y$	E	$0,2N_{b,Rd}$	$14\Delta c$

Die folgenden Gl. (9.33) bis Gl. (9.37) sollten für die Definition der charakteristischen Punkte verwendet werden. $N_{b,Rd}$ ist der Knickwiderstand der Diagonalstrebe gemäß [17] und χ ist der Knickreduktionsbeiwert.

$$\Delta_y = f_y \cdot L / E \tag{9.33}$$

$$F_y = A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Gl. (9.34)}$$

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \Delta_y \cdot 0.005) \cdot (11 \Delta_y) \quad \text{Gl. (9.35)}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS} \cdot f_y \quad \text{Gl. (9.36)}$$

$$\Delta_C = N_{b,Rd} \cdot \Delta_y / F_y \quad \text{Gl. (9.37)}$$

Fließgelenke für die Trennbalken und die Stützen haben den P-M3-Gelenktyp. Die Interaktionskurve „Normalkraft – Biegemoment“ kann unter Verwendung von [17] oder [10] definiert werden. Die charakteristischen Punkte nach Fließen stimmen mit [10] überein.

9.5.5 Bemessung mittels nichtlinearer dynamischer Berechnungen

Um die zeitabhängige Reaktion des ganzen Systems und der kritischen Bauteile zu untersuchen, sollte eine nichtlineare dynamische Analyse (NDA) durchgeführt werden. Diese bietet Informationen für bleibende globale und gegenseitige Verschiebungen und ermöglicht dem Tragwerksplaner die Auswertung des Schadensindex der Diagonalstreben, welcher durch ein bestimmtes Erdbebenereignis hervorgerufen wird. Das für die statische nichtlineare Berechnung verwendete Strukturmodell sollte durch Ersatz der Diagonalstrebenelemente und der P-Gelenke durch multi-lineare plastische Federelemente mit „Pivot“-Hysterese abgeändert werden, siehe Abb. 9.22.

P - Δ -Effekte sollten, wie im vorherigen Abschnitt erklärt, berücksichtigt werden. Das in dem Modell in SAP2000 verwendete nichtlineare Federelement setzt sich aus verschiedenen Parametern zusammen, welche mit den Versuchsergebnissen kalibriert werden. Die „Pivot“-Punkte zur Steuerung der „Pivot“-Hysterese werden über die Parameter α_1 , α_2 , β_1 und β_2 , angegeben, welche in Tabelle 9.5 gegeben sind ([18, 20]). Für die richtige Definition des hysteretischen Verhaltens erfordert das multi-lineare plastische Federelement die Definition der Hysterese-Umhüllenden (Abschnitt 5.4). Die Versuchsdaten und numerischen Ergebnisse zeigen, dass eine zyklische Festigkeitsabnahme von ungefähr 15 % vorliegt, welche berücksichtigt wird (Abb. 9.22b).

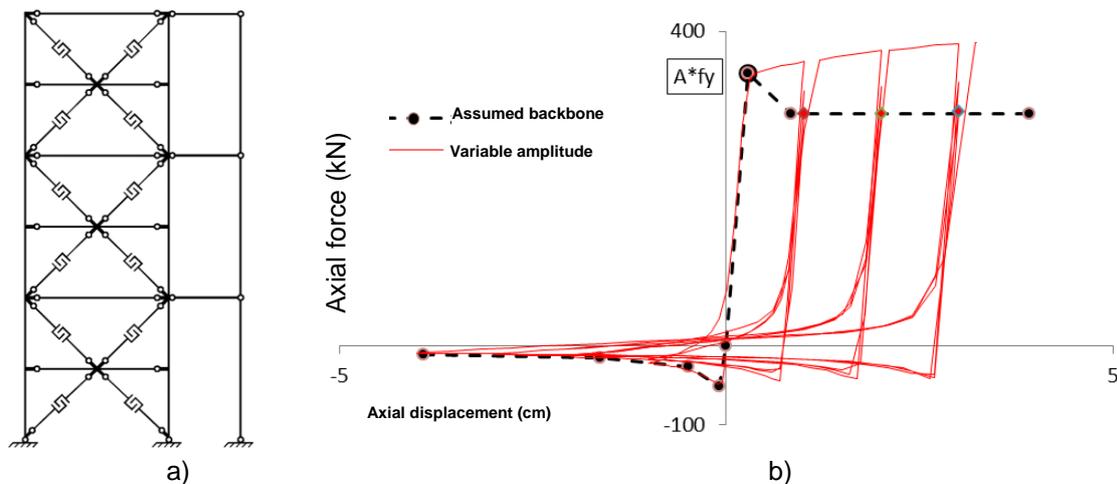


Abb. 9.22: Modell für nichtlineare dynamische Berechnungen (NDA): a) Modellüberblick; b) Hysteresis-Umhüllende

Tabelle 9.5: Beschreibung der „Pivot“-Punkte

„Pivot“-Punkt Parameter	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Wert	100	0,1	0,02	0,4	0,0

9.6 BERECHNUNGEN UND BEMESSUNG VON 2D-RAHMEN

Gleichungen, Elementeigenschaften, Bemessungsempfehlungen, kritische Nachweise und ein vorgeschlagener Verhaltensbeiwert, welche in dem Bericht enthalten sind, wurden mittels numerischer Berechnungen realer 2D-Gebäuderahmen mit CBF-MB unter Verwendung von SAP2000 verifiziert. Ursprünglich wurden die Rahmen über eine elastische Berechnung für die Grenzzustände GdT und GdG ausgelegt. Dem folgten nichtlineare statische und dynamische Berechnungen, um deren Verhalten über den elastischen Bereich hinaus zu untersuchen und den Wert des vorgeschlagenen Verhaltensbeiwerts $q = 5$ zu bestätigen.

9.6.1 Fallstudien

9.6.1.1 Geometrie und allgemeine Annahmen

Die im Anschluss vorgestellte Fallstudie basiert auf einem ebenen CBF-MB Rahmen, welcher aus einem dreistöckigen Gebäude entnommen wurde, siehe Abb. 9.23. Der Rahmen besteht aus drei 8 m Feldern mit nominell gelenkigen Riegel-Stützenanschlüssen und gelenkigen Stützenfüßen. Die CBF-MB Systeme sind wie in der Abbildung gezeigt angeordnet. Es werden warmgewalzte HEA-Profile für die Stützen und IPE-Profile für die Geschossträger verwendet. Die Verbundwirkung mit der Betondecke wird nicht betrachtet. Jeder CBF-MB ist in der Mitte des Feldes eingebaut. Auf diese Weise werden die Stützen des ausgesteiften Rahmens hauptsächlich mit Normalkräften belastet, die aus der seismischen Einwirkung entstehen,

und die restlichen Rahmenstützen tragen die Schwerkraftlasten. Ein ähnlicher Tragwerksansatz kann im FUSEIS-2 System gefunden werden, das durch Vayas et al. ([21], [22], [23]) vorgeschlagen wurde.

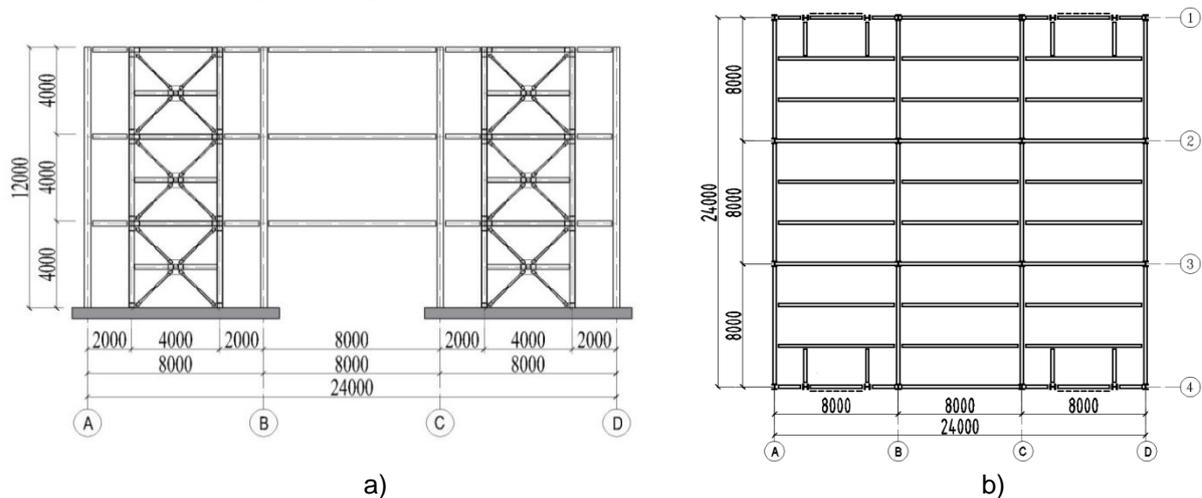


Abb. 9.23: 2D-Gebäuderahmen und Gebäudegrundriss

Für die vertikalen Lasten wird eine vorläufige Bemessung durchgeführt. Tabelle 9.6 fasst die Querschnitte der Hauptrahmen und die des vorgeschlagenen Systems für den seismischen Widerstand zusammen. Diese Querschnitte werden nachfolgend mittels des Antwortspektrenverfahrens genauer bestimmt.

9.6.1.2 Materialien

Für die Bemessung der dissipativen Elemente (modifizierte Diagonalstreben) wird eine Stahlgüte von S235 angesetzt und für die Bemessung der Stützen eine von S355. Für die Geschossträger und Trennbalken wurde Stahlgüte S275 verwendet. Die Geschosdecken werden mittels einer Metallverkleidung, welche lediglich als Schalung verwendet wurde, sowie mit Beton C25/30 und Bewehrungsstahl B500B ausgelegt.

Tabelle 9.6: Querschnitte des CBF und des Gebäuderahmens

Stockwerk	CBF-MB				Gebäuderahmen		
	Diagonalstreben ⁵	Stützen	Träger	Trennbalken	Stützen außen	Stützen innen	Träger
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	HEA260	HEA240	HEA260	HEB500	HEB500	IPE360 IPE500
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	HEA260	HEA240	HEA240	HEB500	HEB500	IPE360 IPE500
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	HEA260	HEA240	HEA240	HEB500	HEB500	IPE360 IPE500

⁵ Die Querschnitte der modifizierten Diagonalstreben (MB) werden über Abkürzungen beschrieben, welche wie folgt definiert sind: F (Flansch) 95,6: Breite 95 mm, Dicke 6 mm; W (Steg) 120,5: Breite 120 mm, Dicke 5 mm; – M (Modifizierter Querschnitt) 180,45: Länge 180 mm, Flansch mit 45 mm – T16 (Stegdickte des modifizierter Querschnitts) 16 mm.

9.6.1.3 Belastung und Lastkombinationen

Tabelle 9.7 fasst die Annahmen für die Parameter der Schwerkraftbelastung und seismischen Einwirkung zusammen. Die Belastung des obersten Stockwerks wird wie für eine genutzte Dachterrasse angenommen.

Tabelle 9.7: Belastung und Einwirkungen

Vertikale Belastung	
Eigenlast des Tragwerks (G_{k1})	3,00 kN/m ²
Andere ständige Lasten (Decke, Zwischenboden), (G_{k2})	0,75 kN/m ²
– Zwischengeschosse	1,35 kN/m ²
– Dachgeschoss (Terrasse)	2,40 kN/m
Außenwände, Stockwerkshöhe 4 Meter (G_{k3})	
Auflasten (Kategorie B + bewegliche Trennwände):	
– Zwischengeschosse ($Q_{k,1}$)	3,00 kN/m ²
– Dachgeschoss (Terrasse) ($Q_{k,2}$)	2,00 kN/m ²
Seismische Einwirkung	
Bemessungsantwortspektrum für elastische Berechnungen	Typ 1
Maximale Referenzspitzenbodenschleunigung	$a_{g,R} = 0,32g$
Bedeutungsklasse II (Gewöhnliche Gebäude)	$\gamma_I = 1,0$
Baugrundklasse	B ($T_B = 0,15$ s, $T_C = 0,50$ s)
Vorgeschlagener Verhaltensbeiwert q	5,0
Dämpfungsgrad	5 %
Beiwerte für die Stockwerksnutzung in der seismischen Bemessungssituation	$\varphi = 0,80$ (korrelierende Nutzungen einschließlich Dachterrasse)
Seismischer Kombinationskoeffizient für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen	$\psi_2 = 0,60, \psi_E = 0,48$

Die Stockwerksmassen je ausgesteiftem Rahmen sind in Tabelle 9.8 zusammengefasst. Es gilt die Annahme, dass die seismische Gesamtmasse gleichmäßig zwischen beiden CBF-MB in den Achsen 1 und 4 verteilt ist. Torsionseffekte infolge Ausmitten der Stockwerksmassen werden in diesem Beispiel nicht berücksichtigt.

Tabelle 9.8: Seismische Massen je ausgesteiftem Rahmen

Masse Stockwerk 1 = 82,05 t	Masse Stockwerk 2 = 82,05 t	Masse Stockwerk 3 = 82,35 t
-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------

9.6.1.4 Simulationen

Das linear-elastische Tragwerksmodell wurde in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 9.5.3.1 gegebenen Regeln erstellt. Alle Anschlüsse zwischen den Geschossträgern und den Stützen des CBF-MB sind nominell gelenkig ausgebildet, genauso wie die Anschlüsse zwischen den Gebäudestützen und den Geschossträgern in Richtung der Achsen 1, 2, 3 und 4. Letzteres impliziert, dass allen seitlichen Lasten allein durch das CBF-MB System standgehalten wird. Die Stützen(-Versatz)-Diagonalstrebenanschlüsse sind gelenkig ausgeführt. Die Anschlüsse zwischen den

Trennbalken und den Stützen werden als starr und volltragfähig angenommen, so dass sie als durchgehend modelliert werden. Dies kann durch eine geschweißte oder geschraubte Voutenträgerverbindung erreicht werden. Die Vorteile dieses Auslegungsansatzes wurden im Abschnitt 9.5.2.6 erläutert. Die Stützenfüße wurden als gelenkig bemessen und ausgelegt. Die elastische Berechnung setzt ein Modell mit lediglich unter Zug wirkenden Diagonalen voraus [1], während Modelle für nichtlineare statische und dynamische Berechnungen beide Paare von Diagonalstreben einschließen.

9.6.2 Bemessung für statische Kombinationen

Charakteristisches Merkmal der Tragwerkskonfiguration, wie sie in dieser Fallstudie gezeigt wird, ist die Tatsache, dass das vorgeschlagene erbebensichere System (CBF-MB) so ausgelegt wird, dass es abgesehen von seinem Eigengewicht frei von Gravitationsbelastung ist. Da letzteres vernachlässigbar ist, wird die Gravitationslastbemessung nicht vorgestellt. Es ist offensichtlich, dass die seismische Bemessungssituation maßgebend für das CBF-MB System ist und somit wird die Windkombination nicht betrachtet.

9.6.3 Bemessung für seismische Kombinationen

Es wurde das multi-modale Antwortspektrenverfahren durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 9.9 zusammengefasst. Die erste und zweite Eigenform aktivierten mehr als 90 % der Gesamtmasse.

Tabelle 9.9: Beteiligtes Massenverhältnis und Perioden

Eigenform	Eigenperiode [s]	Beteiligtes Massenverhältnis [%]	Gesamte aktivierte Masse [%]
1	0,881	83,8	97,2
2	0,309	13,4	

Gemäß [1] sollte für $T_C \leq T \leq T_D$ die Spektrenbeschleunigung größer oder gleich dem unteren Grenzwert sein. Da die erste Eigenform das Verhalten dominiert, wurde der Nachweis mittels Gl. (9.38) geführt:

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g, \quad \text{Gl. (9.38)}$$

wobei V_{tot} die Gesamtschubkraft aus dem Antwortspektrenverfahren, P_{tot} die gesamte Vertikalbelastung entsprechend der effektiven Masse des Rahmens in der seismischen Bemessungssituation und $\beta = 0,2$ der untere Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum ist. Die Überprüfung ergibt, dass eine Erhöhung der Schubkraft nicht erforderlich ist (Tabelle 9.10).

Tabelle 9.10: Überprüfung des Minimalwertes für das horizontale Bemessungsspektrum

V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	V_{tot} / P_{tot}	βa_g
234,2	2417,7	0,097	0,064

9.6.4 Genaue Bemessung

9.6.4.1 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter Annahme, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente enthält, lautet der Nachweis:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075h = (0.0075) \cdot 4000 = 30.0 \text{ mm}, \quad \text{Gl. (9.39)}$$

wobei $v=0,5$ der Reduktionsbeiwert [1], h die Stockwerkshöhe und d_r die gegenseitige Bemessungsstockwerksverschiebung ist. Tabelle 9.11 beinhaltet die Ergebnisse der Berechnung für jedes der Stockwerke.

Tabelle 9.11: Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Stockwerk	1	2	3
$d_{e,top}$ [mm]	8,2	18,0	27,6
$d_{e,bottom}$ [mm]	0,0	8,2	18,2
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ [mm]	41,0	49,0	47,0
$d_r \cdot v$	20,5	24,5	23,5

9.6.4.2 P-Delta Effekte

Die Empfindlichkeit gegenüber Effekten nach Theorie zweiter Ordnung (P- Δ) wird mittels des durch Gl. (9.40) berechneten Empfindlichkeitskoeffizienten der gegenseitigen Stockwerkverschiebung θ abgeschätzt, wobei P_{tot} und V_{tot} jeweils die Gesamtschwerkraftbelastung in der seismischen Bemessungssituation am und über dem betrachteten Stockwerk bzw. die Stockwerksschubkraft im betrachteten Stockwerk sind. Die berechneten Werte von θ sind in Tabelle 9.12 aufgeführt.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \quad \text{Gl. (9.40)}$$

Tabelle 9.12: Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Stockwerk	1	2	3
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ [mm]	41,0	49,0	4,0
P_{tot} / V_{tot}	2417,7 / 234,2	1612,8 / 193,1	807,9 / 129,6
θ	0,11	0,10	0,07

Der Maximalwert des Empfindlichkeitskoeffizienten beträgt $0,1 < \theta = 0,11 < 0,2$. Somit können Effekte nach Theorie zweiter Ordnung annähernd über die Multiplikation der Auswirkungen aus dem Erdbebenlastfall mit dem Multiplikator $k_\theta = 1/(1 - \theta) = 1,12$ berücksichtigt werden.

9.6.4.3 Bemessung der dissipativen Elemente

Der notwendige Querschnitt der modifizierten Diagonalstreben wird mittels des Nachweises des vorhandenen plastischen Widerstandes des geschwächten Querschnitts (RS) definiert: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$. Die Bemessungslasteffekte werden aus der seismischen Lastkombination $1,0 \cdot G_{k,j} + 0,48 \cdot Q_{k,i} + E$ gewonnen. Tabelle 9.13 fasst die verifizierten Querschnitte der Diagonalstreben für jedes Stockwerk zusammen. Zudem beinhaltet diese den Nachweis für das gleichmäßige globale Dissipationsverhalten des Systems, welches erreicht wird, wenn die Überfestigkeitswerte Ω der Diagonalstreben um nicht mehr als 25 % von ihrem Minimalwert abweichen.

Tabelle 9.13: Verifizierung der Diagonalstreben und Nachweis des gleichmäßigen Dissipationsverhaltens

Stockwerk	Querschnitt der Diagonalstrebe	Querschnittsfläche [mm ²]	N_{Ed} [kN]	$N_{pl,RS,Rd}$ [kN]	$\Omega = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	1740	348,2	389,4	1,12	1,063
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	1450	279,9	324,5	1,16	
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	960	180,0	214,9	1,19	

Tabelle 9.14 fasst die über Gl. (9.15) gewonnenen Werte der effektiven Schlankheit der modifizierten Diagonalstreben zusammen und vergleicht diese mit den durch eine Knickanalyse des FE-Modells einer einzelnen Diagonalstrebe in SAP2000 gewonnenen Werten [18].

Tabelle 9.14: Effektive Schlankheit der modifizierten Diagonalstreben

Stockwerk	Querschnitte der Diagonalstrebe	$\lambda_{z,eff}$ Gl. (5-7)	$\lambda_{z,eff}$ Knicken	Abweichung [%]	$1.3 \leq \bar{\lambda}_{z,eff} \leq 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	136,9	128,79	6,31	1,46
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	170,2	164,54	3,45	1,81
3	F75.4W 90.4-M180.35-T12	175,2	169,38	3,46	1,87

9.6.4.4 Kapazitätsbemessung der nicht-dissipativen Elemente

Die nicht-dissipativen Elemente des CBF (Stützen, Geschossträger und Trennbalken) werden nach den folgenden Kapazitätsbemessungskriterien gemäß Abschnitt 5.2.7 und Gl. (9.21) bis Gl. (9.29) ausgelegt. Der Gesamtvergrößerungsfaktor für Schnittkräfte im seismischen und im Lastfall UNB beträgt $1,1 \gamma_{ov} \Omega_{min} \rho$, mit $\rho = 1,15$. Der gesamte Kapazitätsvergrößerungsbeiwert beträgt 1,771. Zudem ist anzumerken, dass alle Schnittkräfte zuvor bereits um $k_{\theta} = 1,12$ erhöht wurden. Der Ausnutzungsgrad für Stützen, Geschossträger und Trennbalken wurde nach den Vorgaben

aus [17] berechnet. Tabelle 9.15, Tabelle 9.16 und Tabelle 9.17 zeigen die Nachweisführung für die nicht-dissipativen Elemente.

Tabelle 9.15: Verifikation der Stützen des CBF

Stockwerk	Stützenquerschnitt / Material	$N_{col,Ed}$	$M_{col,Ed}$	Ausnutzungsgrad
1	HEA 260 / S355	-1141,1	131,6	0,991
2	HEA 260 / S355	-642,8	75,9	0,566
3	HEA 260 / S355	-264,3	63,2	0,331

Für die Bemessung des Trennbalkens war das Kriterium von Gl. (9.19) maßgebend. Hervorzuheben ist, dass die Querschnitte basierend auf ihrem elastischen Widerstandsmoment nachgewiesen werden sollten.

Tabelle 9.16: Verifikation der Trennbalken

Stockwerk	Trennbalkenquerschnitt / Material	$N_{sb,Ed}$	$M_{sb,Ed}$	Ausnutzungsgrad	$\bar{\lambda}_{LT}$
1	HEA 260 / S275	123,8	-148,7	0,734	0,394
2	HEA 240 / S275	107,7	-86,7	0,544	0,362
3	HEA 240 / S275	54,9	-83,5	0,499	0,365

Tabelle 9.17: Verifikation der Geschossträger

Stockwerk	Geschossträgerquerschnitt / Material	$N_{b,Ed}$	$M_{b,Ed}$	Ausnutzungsgrad
1	HEA 240 / S275	-504,0	-18,7	0,356
2	HEA 240 / S275	-360,5	-18,7	0,285
3	HEA 240 / S275	-156,6	-17,0	0,178

Es wird empfohlen, die Querschnittsgröße nicht an die Schnittgrößenanforderungen anzupassen, sondern möglichst über alle Stockwerke konstant zu halten, da die Trennbalken zusammen mit den Stützen die elastische Steifigkeit des Rahmens bilden, welche nach dem Fließen der Diagonalen wesentlich für die Fähigkeit zur Rückzentrierung des Systems ist.

9.6.5 Nichtlineare statische Berechnungen

9.6.5.1 Auswertung des nichtlinearen Verhaltens der Rahmen

Nichtlineare statische (Pushover) Berechnungen wurden durchgeführt, um die Abfolge und Position der Fließgelenke sowie den erreichten Versagensmechanismus abzuschätzen. Zudem wird der Einfluss verschiedener Arten halbsteifer Geschossträger-Stützen-Anschlüsse untersucht. Mittels der Pushover-Berechnung wird außerdem der vorgeschlagene Verhaltensbeiwert verifiziert. Ein FE-Anschluss-Verersatzmodell wurde in SAP2000 [18] erstellt wie in Abschnitt 9.5.3 erläutert. Es wird eine umgekehrte dreiecksförmige Verteilung der inkrementell zunehmenden Horizontalkräfte verwendet und P- Δ -Effekte werden mittels der Modellierung einer anlehenden Stütze berücksichtigt. Gemäß den in 9.5.3 vorgestellten Bemessungsregeln werden in den Diagonalstreben Fließgelenke vom Typ P und in den Stützen

und Trennbalken Fließgelenke vom Typ P-M3 angesetzt. Deren Position im numerischen Modell ist in Abb. 9.20 dargestellt.

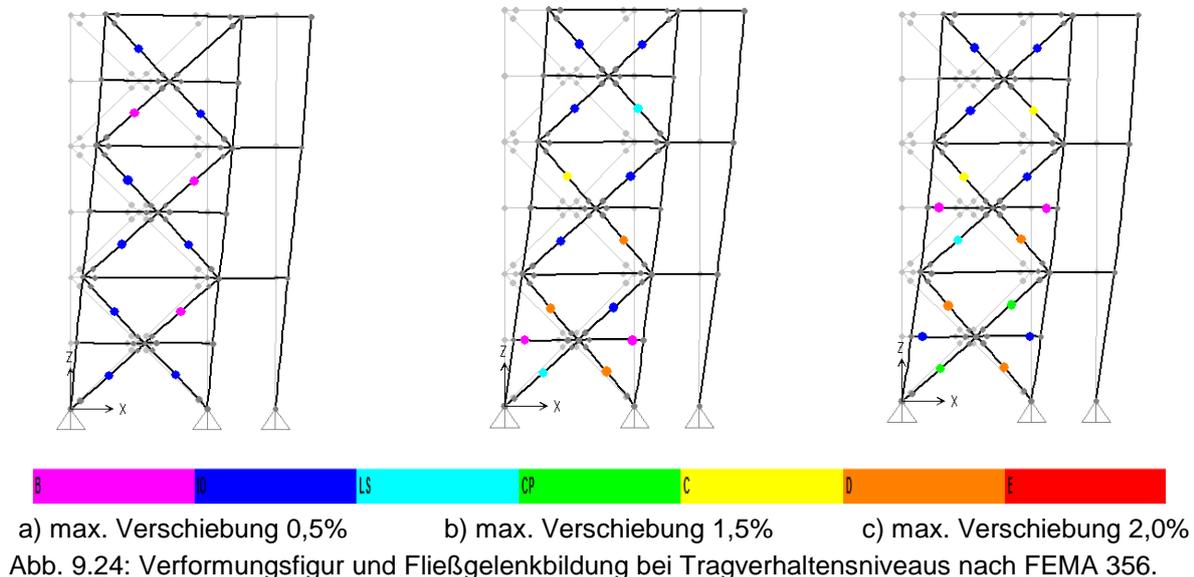


Abb. 9.24: Verformungsfigur und Fließgelenkbildung bei Tragverhaltensniveaus nach FEMA 356.

Die Eigenschaften des verwendeten Modells konzentrierter Plastizität für die Stützen und Trennbalken werden den Beschreibungen aus [10] folgend definiert und die angenommene M-N-Interaktionsregel stimmt mit [17] überein. Die resultierende Verteilung der Fließgelenke und die Verformungsfigur des CBF sind in Abb. 9.24 dargestellt. In den modifizierten Diagonalstreben entwickeln sich plastische Verformungen und bei großen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen (1,5 % über GdT) tritt zudem Fließen in den Trennbalken des ersten und zweiten Stockwerks auf.

Um das Tragverhalten unter verschiedenen seismischen Erregungen zu beurteilen, wurde die Einführung von drei Niveaus mit Bezug zu den Grenzzuständen GdG (SLS), GdT (ULS) und Versagensvermeidung (CP) vorgenommen. Die resultierende Kapazitätskurve mit den angegebenen Grenzzuständen und die entsprechenden plastischen Mechanismen sind in Abb. 9.25 dargestellt. Die Fließgelenkverteilung im GdT ist mit erheblichem und gleichmäßigem Fließen der Zugdiagonalstreben und Knicken der unter Druck stehenden Streben entlang der Gebäudehöhe gekennzeichnet, wobei der Außenrahmen elastisch bleibt. Der CP-Grenzzustand ist durch Fließen des Trennbalkens und eine Konzentration von plastischen Dehnungen in den Diagonalstreben im ersten Stockwerk charakterisiert. Die Verformungskapazitäten der Diagonalstreben werden nicht ausgeschöpft und alle Stützen bleiben elastisch. Der erwartete plastische Mechanismus mit verteilter Plastizität entlang der gesamten Höhe des Rahmens wird erzielt.

Die Vorgaben von zwei Bemessungsansätzen basierend auf der Zielverschiebung nach EN 1998-1 ([1], [24]) und der Begrenzung des Stockwerksverschiebungsgrades nach FEMA 356 wurden verglichen und in Tabelle 9.18 für jeden der drei Grenz-

zustände angegeben. Die Ergebnisse sind im Allgemeinen ähnlich mit einem deutlicheren Unterschied für den GdT, welcher schon in den in Abb. 9.24b und Abb. 9.25b gezeigten Fließgelenkverteilungen erkannt werden konnte.

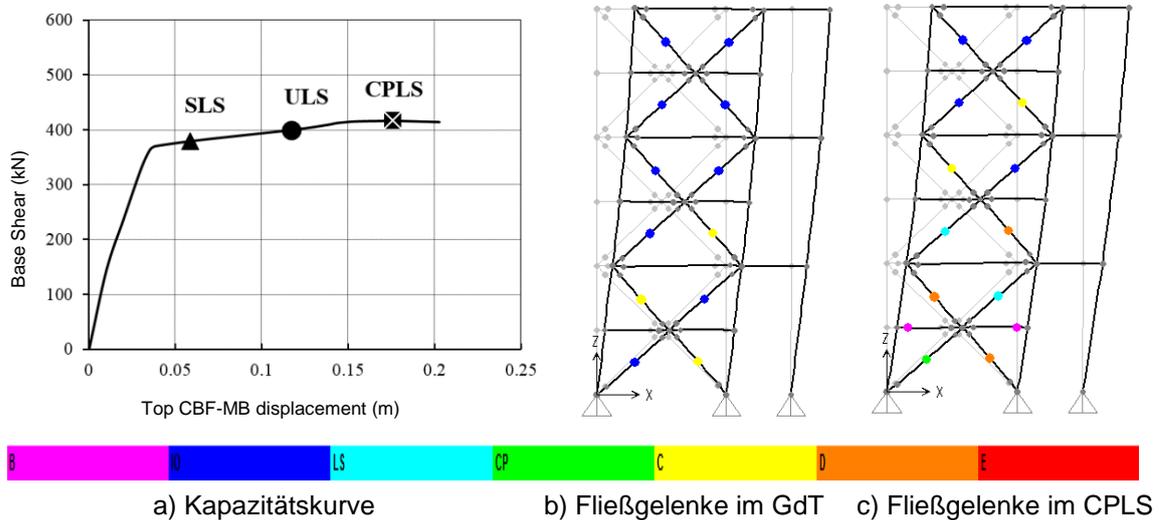


Abb. 9.25: Statische nichtlineare Berechnungen nach EN 1998-1

Tabelle 9.18: Vergleich zwischen EN 1998-1 und FEMA 356

Grenzzustände	Dachverschiebung [m]	
	EN 1998-1 N2-Verfahren	FEMA 356 Stockwerksverschiebungsverhältnis
GdG (SLS)	0,0578	0,0513
GdT (ULS)	0,116	0,150
CP	0,174	0,181

9.6.5.2 Auswertung des Verhaltensbeiwerts q

Der Verhaltensbeiwert wurde gemäß Gl. (9.41) definiert als das Produkt der Duktilität q_μ und der Überfestigkeit Ω [25].

$$q = q_\mu \Omega \quad \text{Gl. (9.41)}$$

Die für die Auswertung des Verhaltensbeiwerts verwendeten gängige Kapazitätskurve und die Parameter sind in Abb. 9.26 dargestellt.

Die Duktilität wird als das Verhältnis zwischen der Zielverschiebung q_μ für den GdT und der Fließverschiebung δ_{el} im äquivalenten bilinearen System bestimmt:

$$q_\mu = \delta_{ULS} / \delta_{el} \quad \text{Gl. (9.42)}$$

Die Überfestigkeit (Gl. (9.43)) wird definiert als das Verhältnis zwischen der Fließkraft V_y der bilinearen Beziehung „Schubkraft-Dachverschiebung“ und der Bemessungskraft V_d , welche über Gl. (9.44) mit der Spektralbeschleunigung und modalen Masse der ersten Eigenform berechnet wird.

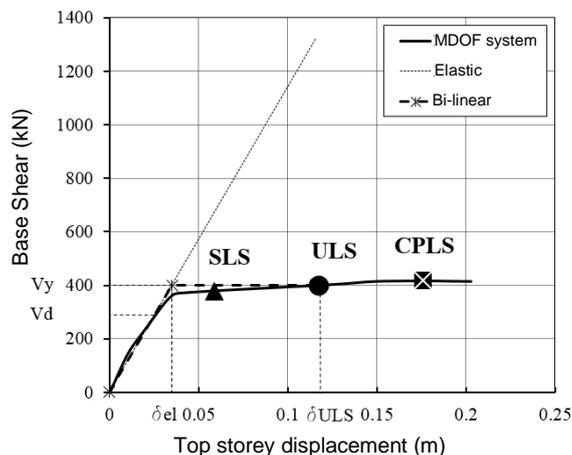


Abb. 9.26: Auswertung des Verhaltensbeiwerts anhand der Kapazitätskurve

$$\Omega = V_y / V_d \quad \text{Gl. (9.43)}$$

$$V_d = n M S_d(T_1), \quad \text{Gl. (9.44)}$$

Wobei n das beteiligte Massenverhältnis der Grundeigenform, M die Gesamtmasse und $S_d(T_1)$ die Beschleunigung aus dem Bemessungsspektrum an der Eigenperiode T_1 ist. Die berechnete Duktilität, Überfestigkeit und der Verhaltensbeiwert des vorgeschlagenen MB-CBF sind in Tabelle 9.19 angegeben. Der berechnete q -Faktor übersteigt den Wert von 5,0, der für dieses System vorgeschlagen wurde.

9.6.6 Nichtlineare dynamische Berechnungen

Um zu beurteilen, ob die elastische Bemessung des CBF-MB mit dem vorgeschlagenen Verhaltensbeiwert den seismischen Verhaltenszielen entspricht, wurden zehn nichtlineare dynamische Berechnungen mit aufgezeichneten Starkbeben durchgeführt. Das für die statischen nichtlinearen Berechnungen (SNA) verwendete FE-Anschluss-Versatzmodell wurde in SAP2000 geringfügig abgewandelt. Das hysteretische nichtlineare Verhalten der modifizierten Diagonalstreben wird in dem Modell durch ein multilineares plastisches „Pivot“-Federgelenk simuliert. Die Eigenschaften des verwendeten „Pivot“-Gelenks werden in Tabelle 9.22 und Tabelle 9.23 kurz vorgestellt. Die anfänglichen Belastungsbedingungen hinsichtlich der Schwerkraftbelastung der seismischen Kombination sind die gleichen wie in der statischen nichtlinearen Berechnung.

Tabelle 9.19: Berechnete Verhaltensbeiwerte q

q_μ	3,30
Ω	1,67
q	5,51

Tabelle 9.20: Multi-lineare Kraft-Verformungsdefinition

Stockwerk 1		Stockwerk 2		Stockwerk 3	
Verformung [m]	Kraft [kN]	Verformung [m]	Kraft [kN]	Verformung [m]	Kraft [kN]
-0,0354	-26	-0,0354	-15,4	-0,0354	-9,48
-0,00633	-38	-0,0045	-22,56	-0,00425	-14,22
-0,00237	-64	-0,0017	-37,60	-0,00159	-23,70
-0,00079	-128	-0,0006	-75,20	-0,00053	-47,40
0,0000	0	0,0000	0	0,0000	0
0,00253	409	0,0025	340,70	0,00253	225,6
0,00758	348	0,0076	289,60	0,00758	191,76
0,0354	348	0,0354	289,60	0,0354	191,76

Tabelle 9.21: Beschreibung der „Pivot“-Punkte

„Pivot“-Punkt Parameter	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Wert	100	0,1	0,02	0,4	0,0

9.6.6.1 Bodenbewegungsaufzeichnungen

Es wurden nichtlineare dynamische Berechnungen (Zeitverlaufsrechnungen mit direkter Integration) durchgeführt. Der untersuchte ausgesteifte Rahmen wurde einer Reihe von Bodenbewegungsaufzeichnungen ausgesetzt, welche aus einer Fernfeld-Aufzeichnungsreihe mit einer maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) nicht viel größer als 0,32 g gewonnen wurden. Diese Reihe wurde als geeignet für die Versagensauswertung des untersuchten Rahmens angesehen. Die Reihe enthält zehn reale Aufzeichnungen der stärksten horizontalen Bodenbewegungen der PEER NGA Datenbank und bezieht sich auf Orte, welche mindestens 10 km vom Erdbebenherd entfernt waren, wobei alle eine Magnitude von mindestens 6,5 hatten. Die letzten drei Signale wurden gemäß den Empfehlungen aus [28] normiert, während die ersten sieben Signale wie aufgezeichnet verblieben. Eine Anpassung der ausgewählten starken Erdbebenbewegungsaufzeichnungen wurde mittels der Software SeismoMatch [29] erzielt, welche in der Lage ist, die Erdbebenaufzeichnung so anzugleichen, dass deren Spektralbeschleunigungsreaktion mit dem Zielantwortspektrum übereinstimmt. Die Anpassung der Aufzeichnungen basierte auf den Regeln aus [1] für aufgezeichnete Akzelerogramme. Der Anpassungsprozess wurde für alle zehn Signale durchgeführt. Die Aufzeichnungen Nr. 2, 3 und 5 wurden anfangs jeweils mit den Skalierungsfaktoren 1,3, 1,5 und 1,5 skaliert und die restlichen Aufzeichnung ohne Skalierung verwendet. Das Kriterium aus [1] wurde erfüllt, nach welchem im Bereich der Perioden zwischen $0,2T_1$ und $2T_1$ kein Wert des Durchschnittsspektrums geringer als 90 % des entsprechenden Wertes des elastischen Antwortspektrums sein darf, siehe Abb. 9.28. Eine Auflistung der gewählten Starkbebenaufzeichnungen und deren grundlegender Merkmale ist in Tabelle 9.24 zu finden.

Tabelle 9.22: Auflistung gewählter Starkbebenaufzeichnungen

Erdbeben				Aufzeichnungsstation	Aufgezeichnete Bewegungen		Angepasste Bewegungen	
ID Nr.	M	Jahr	Name	Name	PGA max. [g]	PGV max. [cm/s]	PGA max. [g]	PGV max. [cm/s]
1	7,1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0,40	42	0,52	32
2	6,9	1995	Kobe, Japan	Kakogawa (CUE90)	0,34	23	0,33	31
3	7,5	1999	Kocaeli, Türkei	Duzce (270)	0,35	11	0,67	31
4	6,9	1989	Loma Prieta, USA	090 CDMG	0,39	45	0,34	45
5	6,5	1987	Superst. Hills, USA	Poe Road (temp)	0,35	10	0,52	40
6	7,6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0,36	22	0,52	49
7	6,5	1976	Friuli, Italien	Tolmezzo (000)	0,35	22	0,52	69
8	7,3	1992	Landers, USA	Coolwater	0,33	30	0,34	32
9	7,4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0,51	54	0,44	40
10	6,6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Stor	0,21	19	0,49	38

Als Zielantwortspektrum wurde das Antwortspektrum Typ 1 nach Eurocode verwendet, basierend auf einer maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) von 0,32 g und Baugrundklasse B. Abb. 9.27 zeigt die Antwortspektren der aufgezeichneten Akzelerogramme sowie das Zielantwortspektrum. Das mittlere angepasste Antwortspektrum der angepassten Akzelerogramme, das Zielantwortspektrum und die 90 % des Zielantwortspektrums sind in Abb. 9.28 dargestellt. Die mittlere Spektralantwort, welche aus allen zehn Aufzeichnungen im Bereich von Perioden zwischen 0,18 s und 2,0 s berechnet wurde, weicht weniger als 2 % von den entsprechenden Werten des Zielantwortspektrums ab. Die größte Abweichung beträgt 5,1 %. Die durchgeführte Verarbeitung der Aufzeichnungen stimmt vollständig mit den Bestimmungen der EN 1998-1 überein und wird als geeignet für die Auswertung des Verhaltens und für die Verifikation der Bemessungsmethode des CBF-MB Systems angesehen.

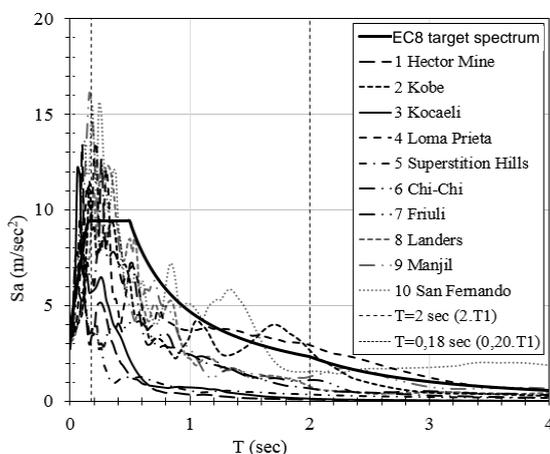


Abb. 9.27: Antwortspektren der aufgezeichneten Akzelerogramme und Zielantwortspektrum

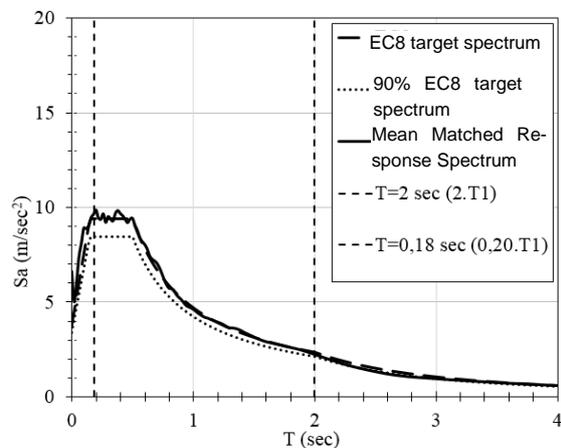


Abb. 9.28: Zielantwortspektrum (TRS), 90 % TRS und Durchschnitt angepasster Spektren

9.6.6.2 Bleibende globale Verschiebungen

Die anfängliche Beurteilung der dynamischen Reaktion des CBF-MB unter seismischen Anregungen wird mittels der Dachverschiebungszeitverläufe für jedes der zehn angepassten Signale durchgeführt. Abb. 9.29 zeigt die Dachverschiebungszeitverläufe für die Erdbebenaufzeichnungen von Kobe und Loma Prieta. Tabelle 9.25 fasst die bleibenden globalen Verschiebungsgrade für jede der seismischen Aufzeichnungen zusammen, die durch Division der bleibenden Dachverschiebungen durch die Höhe des CBF-MB (12 m) berechnet wurden. Es ist erwähnenswert, dass der bleibende globale Verschiebungsgrad nicht 0,16 % übersteigt, was dreimal so niedrig ist wie der Grenzwert von 0,5 % der FEMA-356 [10] für ausgesteifte Stahlrahmen im Zustand der sofortigen Nutzung (IO). Dies zeigt eine sehr gute Fähigkeit zur Rückzentrierung des untersuchten Tragwerks an und ist wesentlich für die Beurteilung des Verhaltenszustands nach einem großen seismischen Ereignis. Dieser Effekt ist auf die horizontale Steifigkeit des CBF-MB mit dem an die Stützen befestigten Trennbalken zurückzuführen.

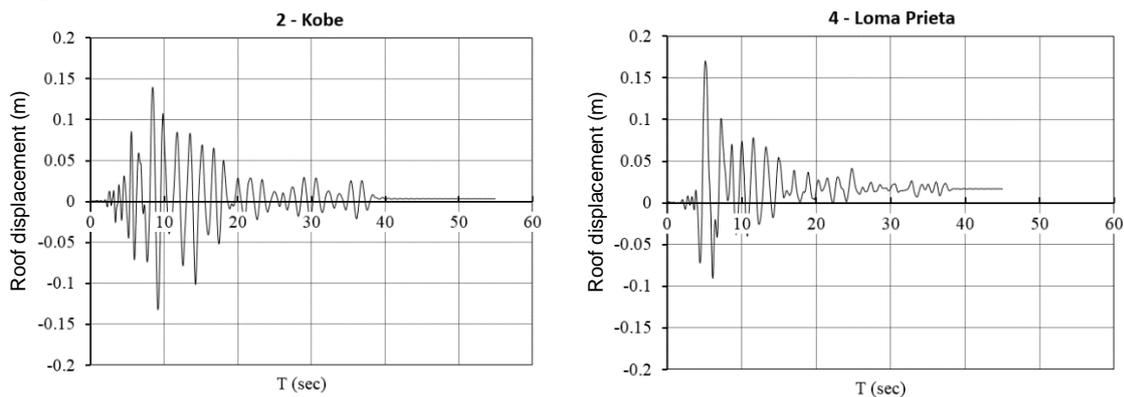


Abb. 9.29: Zeitverläufe der Dachverschiebung

Tabelle 9.23: Bleibende globale Verschiebungsgrade [%]

Erdbeben-aufzeichnung	MB-CBF	Erdbeben-aufzeichnung	MB-CBF
1. Hector Mine	0,08%	6. Chi-Chi	0,00%
2. Kobe	0,02%	7. Friuli	0,05%
3. Kocaeli	0,02%	8. Landers	0,02%
4. Loma Prieta	0,14%	9. Manjil	0,02%
5. Superstition Hills	0,09%	10. San Fernando	0,16%
Durchschnitt	0,06%	Standardabweichung	0,056%

9.6.6.3 Gegenseitige Stockwerksverschiebungen

Das Verhalten des CBF-MB wurde auch anhand der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen untersucht. In Abb. 9.30 sind die bleibenden und die maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungsgrade indikativ für die Aufzeichnungen von Landers und Loma Prieta gegeben.

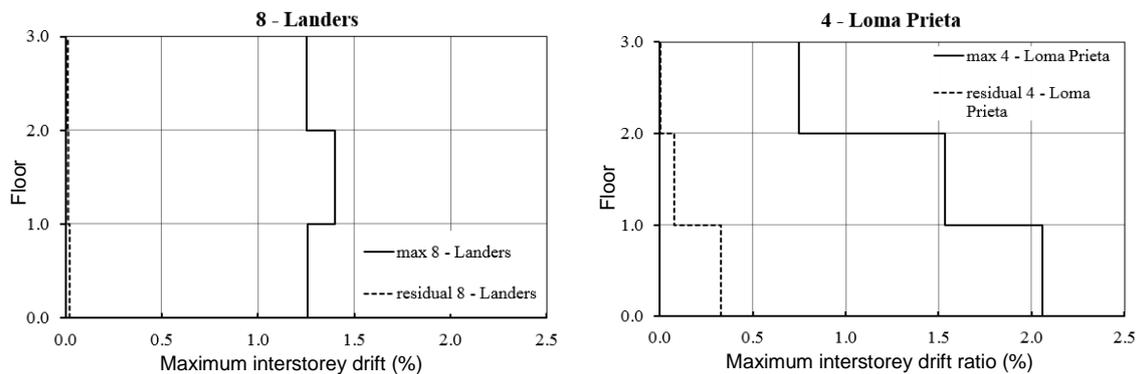


Abb. 9.30: Maximale und bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen für Erdbeben von Landers und Loma Prieta

Es ist zu sehen, dass die Werte der bleibenden gegenseitigen Stockwerksverschiebung nahe Null liegen, ähnlich zu den bleibenden Dachverschiebungen. Die kritischen Stockwerke mit maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen sind das 1. und 3., abhängig von den Eigenschaften der seismischen Aufzeichnungen. Die maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen für jede der zehn seismischen Aufzeichnungen sind in Tabelle 9.26 zusammengefasst.

Tabelle 9.24: Maximale gegenseitige Stockwerksverschiebungsgrade [%]

Erdbebenaufzeichnung	MB-CBF	Erdbebenaufzeichnung	MB-CBF
1. Hector Mine	1,78%	6. Chi-Chi	1,26%
2. Kobe	1,47%	7. Friuli	1,90%
3. Kocaeli	1,68%	8. Landers	1,40%
4. Loma Prieta	2,06%	9. Manjil	1,02%
5. Superstition Hills	1,76%	10. San Fernando	2,23%
Durchschnitt	1,66%	Standardabweichung	0,371%

Die Maximalwerte der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen treten zwischen den zwei Grenzwerten der FEMA 356 im GdT (1,5 %) und im CPLS (2,0 %) auf, mit Ausnahme der Werte für die seismischen Aufzeichnungen von Loma Prieta (2,06 %) und San Fernando (2,23 %). Aufgrund der experimentell gewonnenen, höheren Grenzwerte für das CBF-MB System (1,89 % im GdT und 3,00 % für CPLS (Abschnitt 4.4)) wird geschlossen, dass diese Werte nicht indikativ für ein Versagen sind.

9.6.6.4 Kurzzeitermüdung

Gl. (9.6) wird für eine Beurteilung der Kurzzeitermüddauerhaftigkeit des Systems verwendet. Diese gibt eine konservative Beziehung zwischen der axialen Verformungsamplitude δ_d und der entsprechenden Anzahl an Zyklen N bis zum Versagen an. Die Zeitverläufe der axialen Verlängerungen und Verkürzungen der Diagonalstrebe werden aus der Ausgabe des multi-linearen plastischen „Pivot“-Verbin-

ders im nichtlinearen Anschluss-Versatz-Modell aus SAP2000 entnommen. Die Anzahl an Zyklen wurde mittels der Rainflow-Methode gezählt, wobei alle Zyklen mit Auslenkungen geringer als 5 mm nicht berücksichtigt wurden. Diese wurden ausgeschlossen, da die vorgeschlagene Formel für Amplituden geringer als 5 mm sehr konservativ ist, siehe Abb. 9.16. Basierend auf Gl. (9.6) und der Palmgren-Miner-Regel wurde der Schadensindex berechnet und in Tabelle 9.25 wiedergegeben. In allen Fällen erwies sich der Schadensindex als wesentlich geringer als eins, wodurch ein sehr gutes Kurzzeitermüdungsverhalten des vorgeschlagenen Systems dargelegt wird.

Tabelle 9.25: Schadensindex

Erdbebenaufzeichnung	Schadensindex ($D < 1,0$)	Erdbebenaufzeichnung	Schadensindex ($D < 1,0$)
1. Hector Mine	0,070	6. Chi-Chi	0,144
2. Kobe	0,257	7. Friuli	0,076
3. Kocaeli	0,063	8. Landers	0,140
4. Loma Prieta	0,178	9. Manjil	0,155
5. Superstition Hills	0,048	10. San Fernando	0,127

9.6.6.5 Inkrementelle dynamische Analyse (IDA)

Ein anderes Verfahren zur Auswertung der nichtlinearen Reaktion des CBF-MB Systems ist die inkrementelle dynamische Analyse. Das Berechnungsverfahren wird in Vamvatsikos und Cornell ([26], [27]) und der FEMA-P695 [28] vorgestellt. Das Verfahren basiert auf der Beziehung zwischen dem repräsentativsten Intensitätsmaß (englisch: Intensity Measure, IM) der Bodenbewegung und dem Schadensmaß (englisch: Damage Measure, DM). Für das untersuchte System wird das Intensitätsmaß IM durch die Spektralbeschleunigung des angepassten Signals an der ersten Eigenschwingform unter Berücksichtigung von 5 % viskoser Dämpfung $S_a(T_1, 5\%)$ dargestellt. Das Schadensmaß DM wird über die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung θ_{\max} definiert. Zur Erzeugung der IDA-Kurven wurden die Bodenbewegungen aus Abschnitt 6.6.1 mit den Faktoren 0,50; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50 und größer skaliert, bis numerische Konvergenzprobleme erreicht wurden.

Die IDA-Kurven für alle der zehn untersuchten Aufzeichnungen sind in Abb. 9.31 dargestellt. Die sich daraus ergebenden Kurven sind durch einen elastischen Teil mit konstanter Steigung bis zum Fließen gekennzeichnet, welches bei $S_a(T_1, 5\%) \approx 0,25g$ und $\theta_{\max} \approx 0,6\%$ auftritt, gefolgt von einem Bereich mit sich ändernder Neigung, was auf die Entwicklung plastischer Verformungen zurückzuführen ist. Bei der höchsten numerisch konvergierenden Berechnung, wenn globale dynamische Instabilität auftritt und jegliche Steigerung des Intensitätsmaßes IM zu einem theoretisch unendlich großen Schadensmaß DM führen würde, tritt ein flacher Endabschnitt auf.

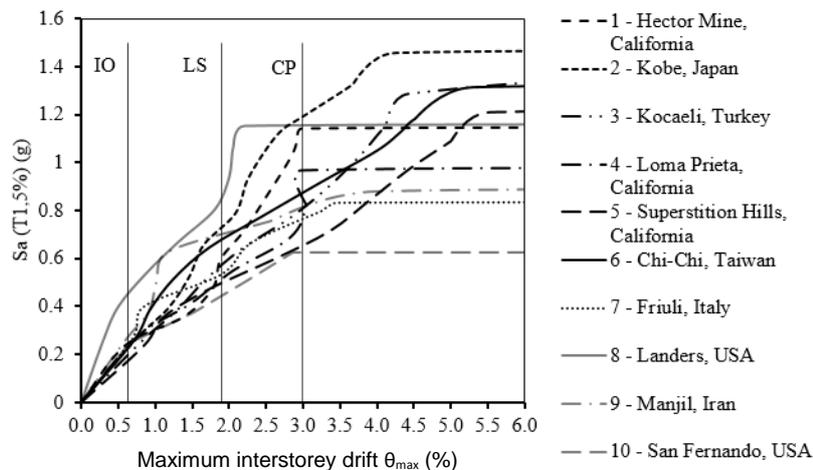


Abb. 9.31: IDA-Kurven für jede der verwendeten Erdbebenaufzeichnungen und experimentell gewonnene Grenzzustandskapazitäten (IO, LS, CP)

Zur Auswertung des Systemverhaltens wurden die drei Grenzzustände sofortige Nutzung (Immediate Occupancy IO), Schutz von Menschenleben (Life Safety LS) und Einsturzvermeidung (Collapse Prevention CP) für die IDA-Kurven definiert. Diese basieren auf den maximalen experimentellen Verschiebungen (GdG, GdT, CPLS). Die entsprechenden Werte des Intensitätsmaßes IM und Schadensmaßes DM für jede der seismischen Aufzeichnungen sind in Tabelle 9.26 gegeben.

Tabelle 9.26: IM- und DM-Werte für alle der zehn Aufzeichnungen und jeden Grenzzustand (IO, LS, CP)

Erdbebenaufzeichnung	$S_a(T_{1,5\%})$ [g]			θ_{max} [%]		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1. Hector Mine, California	0,242	0,597	1,141	0,625	1,89	3,00
2. Kobe, Japan	0,223	0,729	1,193			
3. Kocaeli, Türkei	0,195	0,566	0,812			
4. Loma Prieta, Kalifornien	0,224	0,509	0,797			
5. Superstition Hills, Kalifornien	0,174	0,495	0,657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0,226	0,674	0,874			
7. Friuli, Italien	0,240	0,535	0,765			
8. Landers, USA	0,444	0,860	1,152			
9. Manjil, Iran	0,269	0,695	0,794			
10. San Fernando, USA	0,237	0,442	0,627			
16 % Perzentil	0,207	0,501	0,705	0,625	1,89	3,00
50 % Perzentil	0,232	0,582	0,804			
84 % Perzentil	0,257	0,714	1,147			
Arithmetisches Mittel	0,248	0,610	0,881			

Die IDA-Kurven werden entsprechend ihren 16%, 50 % und 84 % Perzentilen zusammengefasst. Abb. 9.32 zeigt die repräsentative Median-Kurve (50 %). Zudem beinhaltet die Abbildung die Punkte der Zustände IO, LS und CP, welche durch die experimentell gewonnenen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen und die Werte des arithmetischen Mittels von $S_a(T_{1,5\%})$ definiert sind, welche aus Tabelle 9.26 nach Sortierung dieser in aufsteigender Reihenfolge ($S_a(T_{1,5\%})=0,25g, 0,61g, 0,88g$) gewonnen wurden. Es ist zu beobachten, dass diese drei Punkte sehr nah an der Median-Kurve liegen, wodurch die Definition dieser Grenzzustände verifiziert wird.

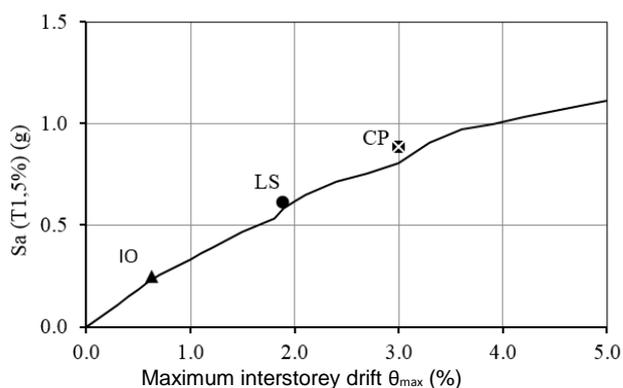


Abb. 9.32: Median-Kurve (50% Perzentil) und Punkte der Grenzzustände (IO,LS, CP)

9.6.7 Vergleich der Berechnungsmethoden

Zur Verifizierung der vorgeschlagenen Regeln zur Bemessung eines CBF-MB wurde ein Vergleich zwischen den Ergebnissen der durchgeführten Berechnungsarten vollzogen. Die gegenseitige Stockwerksverschiebung stellt eine Schätzung des Schadensniveaus des Tragwerks für die drei definierten Grenzzustände (GdG, GdT und CPLS) dar. Abb. 9.33 zeigt die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung, welche aus dem elastischen multi-modalen Verfahren (RSA), aus der statischen nichtlinearen Berechnung (SNA) und aus der inkrementellen dynamischen Analyse (IDA) resultieren. Die durch die IDA gewonnenen Werte werden durch den Bereich wiedergegeben, welcher durch die Kurven der 16 %- und 84 %-Perzentile umschlossen ist.

Zu beobachten ist, dass sowohl die Kurve der statisch nichtlinearen Berechnung (SNA) als auch die des Antwortspektrenverfahrens (RSA) sich hauptsächlich in der Mitte innerhalb des durch die Kurven der IDA definierten Bereichs befinden. Dies kann als indikativ für die Übereinstimmung der aus den drei Berechnungsarten erhaltenen Ergebnisse angesehen werden. Im dritten Stockwerk kann eine größere Abweichung zwischen der statisch nichtlinearen (Pushover) Berechnung (SNA) und den zwei anderen Methoden beobachtet werden. Dies kann auf den Einfluss höherer Schwingformen zurückzuführen sein. In der statisch nichtlinearen (Pushover)

Berechnung (SNA) wurde lediglich ein Lastmuster analog der ersten Eigenform verwendet. Der experimentell ermittelte Grenzwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung von 1,89 % im GdT wurde nirgendwo überschritten. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die vorgeschlagenen Bemessungsregeln sich als geeignet erwiesen haben.

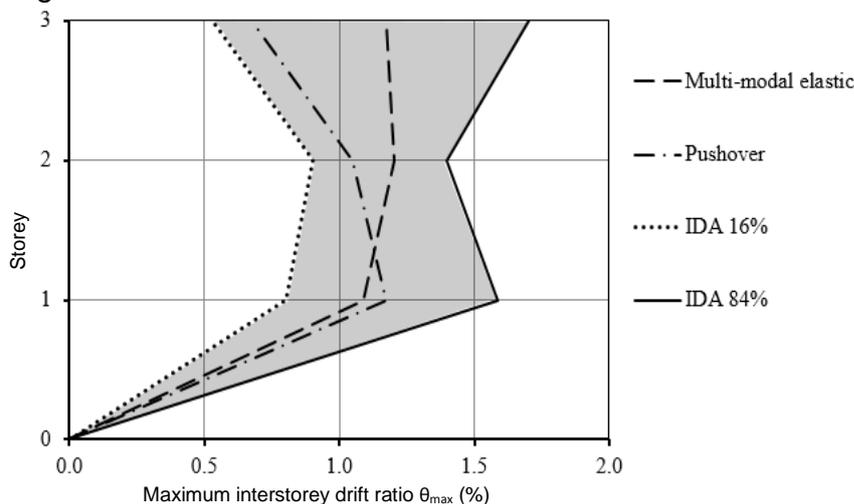


Abb. 9.33: Vergleich zwischen den gegenseitigen Stockwerksverschiebungsgraden, welche durch Antwortspektrenverfahren (RSA), nichtlineare statische (Pushover) Berechnungen (SNA) und inkrementelle dynamische Analysen (IDA) für den GdT gewonnen wurden

9.7 FAZIT

Die vorgestellte Studie stellt ein horizontallastresistentes System mit einem durch konzentrische Verbänden ausgesteiften Rahmen und einer innovativen Modifizierung der Diagonalstreben vor, welches CBF-MB genannt wird. Dieser Bericht zeigt dessen erfolgreiche Anwendung in Stahltragwerken in seismischen Regionen auf. Diese Studie legt einige der spezifischen Kennzeichen des Systems in Bezug zu seinem verbesserten seismischen Verhalten dar. Die Hauptfolgerungen sind nachfolgend zusammengefasst:

- Das vorgeschlagene System ist ähnlich zu herkömmlichen mit konzentrischen Verbänden ausgesteiften Rahmen mit sich kreuzenden Diagonalen. Es ermöglicht die Beibehaltung seiner Vorteile und die Überwindung seiner Schwächen ohne eine übermäßige Verkomplizierung der Bemessung, Herstellung und Errichtung zu bewirken;
- Die modifizierten Diagonalstreben, welche aus einem H-förmig gefertigten geschweißten Querschnitt bestehen, ermöglichen dem Tragwerksplaner die Variation der Querschnitteigenschaften und somit die Anpassung der Diagonalen an die besonderen Anforderungen des Tragwerks. Auf diese Weise ist es deutlich einfacher, in allen Stockwerken ein gleichmäßiges Fließen der Zugdiagonalen zu erreichen.

- Die modifizierten Diagonalstreben zeigen eine verbesserte Kurzzeitermüdungsbeständigkeit und ein frühzeitiger Bruch der Diagonalen wird vermieden, was zu einer Gesamtverbesserung des hysteretischen Verhaltens des Systems führt.
- Plastische Verformungen sind streng auf die modifizierten Diagonalstreben und Trennbalken beschränkt, sodass sie eine Ausbreitung des Schadens auf die restlichen Bauteile verhindern. Wenn die Diagonalstreben und Trennbalken nach einem starken seismischen Ereignis beschädigt sein sollten, können sie entfernt und ersetzt werden, da sie nicht Teil des schwerkraftresistenten Systems sind.
- Das System ist in der Lage eine effiziente Kontrolle sowohl bezüglich gegenseitiger Stockwerksverschiebungen als auch bleibender Verschiebungen zu gewährleisten. Es besitzt rückzentrierende Eigenschaften, welche eine sofortige Nutzung nach einem Erdbeben ermöglichen.

9.8 ANWENDUNGSFELD

Die CBF-MB Systeme sind repräsentativ für die Topologie ausgesteifter Rahmen. Deren Anordnung unterscheidet sich nicht viel von der Anordnung herkömmlicher mit gekreuzten Diagonalen ausgesteifter Rahmen. Somit können sie erfolgreich in Büro- und Gewerbegebäuden sowie in Industriebauwerken für Rohrleitungsbrücken oder den Anlagenbau eingesetzt werden.

9.9 VORHERIGE VERÖFFENTLICHUNGEN

1. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
2. Tzvetan Georgiev, „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS", 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October 2014, page 75.

9.10 BIBLIOGRAPHIE

1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
2. Georgiev Tzv., "Study on seismic behaviour of "X" CBFs with reduced diagonal sections", PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
3. Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001
4. Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008
5. ECCS, "Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones", Technical Committee 1 – Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 – Seismic Design. 1986.
6. Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
7. Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <http://www.seismosoft.com>.
8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.

10. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel" ,International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.
12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," University of Illinois, 1979.
13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.
15. Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, "A Unified Approach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue", Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
16. Luis Calado, João Azevedo, "A model for predicting the failure of structural steel elements", Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
19. M. D’Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames", Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, pp. 607-617, 1998.
21. Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)", Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
22. Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, "Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis", Journal of Constructional Steel Research Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
24. Fajfar P., Gaspersic P., "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46, 1996.
25. Dubina D., "Experimental Evaluation of q Factors", Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
28. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
30. Georgiev Tzv., „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS”, 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

10 RÜCKZENTRIERENDE STAHLVORRICHTUNG

10.1 EINLEITUNG

Die gegenwärtigen Bemessungsverfahren für Gebäude in Erdbebenregionen basieren auf dem Ansatz der *Kapazitätsbemessung*, bei welchem spezifische „dissipative“ Elemente bestimmt werden, in welchen Fließgelenke zur Dissipation der im Gebäude während eines Erdbeben gespeicherten Energie vorgesehen werden. Der vorhergesehene globale duktile Versagensmechanismus des Tragwerks wird dann über die Überdimensionierung der zu schützenden Bauteile mittels Annahme von Überfestigkeitsbeiwerten in Bezug sowohl auf die Materialien (γ_{ov}) als auch die Bemessungseinwirkungen (Ω) erreicht.

Gemäß dem Kapazitätsbemessungsansatz können Gebäude nach einem seismischen Ereignis signifikante *bleibende Verschiebungen* aufweisen, die mit einem teilweisen (oder vollständigen) Verlust der Nutzbarkeit des Gebäudes sowie der Sicherheit der Bewohner einhergehen. Diese Folgen beinhalten häufig einen entsprechenden wirtschaftlichen Aufwand, der notwendig ist, um den ursprünglichen Zustand wiederherzustellen, was in dem Ansatz nicht weitergehend berücksichtigt wurde.

Aus diesem Grund wurden während der letzten Jahrzehnte neue erdbebenresistente Systeme entwickelt, welche ein hohes Sicherheitsniveau gegenüber seismischer Einwirkungen ermöglichen, und gleichzeitig mögliche Reparaturkosten minimiert wurden. Tatsächlich widmen sich aktuelle Ansätze, welche die Anwendung spezifischer *passiver Dissipationselemente* vorsehen, der Begrenzung des Energieeintrittes während eines seismischen Ereignisses, oder anderenfalls, der Ermöglichung der Energiedissipation durch Einführung spezieller Vorrichtungen. In diesem Zusammenhang entwickelten sich während der letzten Jahrzehnte aufgrund ihrer hohen Leistungsfähigkeit und der damit verbundenen wirtschaftlichen Vorteile besonders *passive Schutzsysteme*, welche sowohl *Isolations-* als auch *Dämpfungsvorrichtungen* umfassen.

10.1.1 Passive Schutzsysteme

Verglichen mit *aktiven* und *semi-aktiven Systemen* werden passive Vorrichtungen ausgelegt, um ohne äußere Energiezufuhr oder elektronische Einrichtungen zu funktionieren. Ihre Eigenschaften können hinsichtlich der Reaktionsvariation gegenüber seismischer Einwirkungen nicht verändert werden.

Passive Schutzsysteme sind durch eine hohe Effizienz gegenüber seismischen Ereignissen gekennzeichnet und benötigen mit Ausnahme der Notwendigkeit eines eventuellen Austausches der beschädigten oder zerstörten konstruktiven Elemente keine spezielle Kontrolle sobald sie im Gebäude eingesetzt wurden. Die Anwendung von passiven Schutzsystemen führt zur Modifikation bedeutender Parameter des

Tragwerks, wie Festigkeit, Steifigkeit und Dissipationskapazität, wodurch die Leistungsfähigkeit des gesamten Gebäudes verbessert wird.

Die Leistung passiver Schutzsysteme wird im Allgemeinen für seismische Ereignisse hoher Intensität optimiert, während ihr Potential für Erdbeben mit geringer Intensität niedriger ist: Zur Lösung dieses Problems werden passive Schutzsysteme bei Anwendung in Gebäuden üblicherweise mit aktiven oder semi-aktiven Kontrollvorrichtungen verbunden.

Gemäß der durch Uang und Bertero⁶ (Uang C.M., Bertero V.V. (1990)) vorgeschlagenen Gleichung des Energiegleichgewichts kann das passive Schutzsystem sowohl zur Verminderung der Anforderung durch Einführung von *Isolationsvorrichtungen* als auch zur Steigerung der Gebäudekapazität mit Hilfe *dissipativer Systeme* verwendet werden, welche die dissipierte hysteretische Energie in Bezug auf plastische Verformungen modifizieren.

10.1.1.1 Rückzentrierende Vorrichtungen zur Energiedissipation (SSCD)

Insbesondere im Bereich der passiven Schutzsysteme waren rückzentrierende Vorrichtungen immer mehr Gegenstand von Forschungsarbeiten (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a, b; Christopoulos and Filiatrault 2006; Christopoulos et al 2008a; Maetal 2011; Braconi et al 2012). Diese Art einer dissipativen Vorrichtung ist durch das Vorhandensein einer rückzentrierenden Kraft gekennzeichnet, welche bleibende Verformungen in Gebäuden nach einem Erdbeben abmildern und sogar vermeiden kann.

Obwohl die frühesten Beispiele für selbstzentrierende Tragwerke bis in die Antike zurück reichen (z. B. in griechischen Tempeln, in welchen das Gewicht als rückzentrierende Kraft wirkte), und in den 80er Jahren ähnliche Prinzipien in der seismischen Bemessung einer Eisenbahnbrücke angewendet wurden (Cormack 1988), sind erst in den letzten Jahren rückzentrierende Systeme Gegenstand einer systematischen Entwicklung und Anwendung in Bauwerken. Insbesondere moderne selbstzentrierende Tragwerke beruhen auf geeigneten rückzentrierenden Vorrichtungen wie intelligenten Werkstoffen (DeRoches and Smith 2004) oder nachgespannten Elementen (Filiatrault et al 2000).

Anwendungen nachgespannter rückzentrierender Systeme in Stahl- und Fertigteilkonstruktionen wurden bereits erfolgreich umgesetzt (Priestley et al 1999), indem vorgespannte Elemente mit geeigneten dissipativen Elementen kombiniert wurden. Dies ermöglicht das Erzielen einer sogenannten "flaggenförmigen" Tragwerksreaktion, welche gekennzeichnet ist durch eine geringe Menge global dissipierter Energie sowie der Fähigkeit, bleibende Verschiebungen am Ende jedes hysteretischen

Zyklus (d. h. seismische Einwirkung) wieder auszugleichen (oder zu verringern) (Abb. 10.1a).

Die ideale F/d-Beziehung einer rückzentrierenden dissipativen Vorrichtung ist in Abb. 10.1b dargestellt. Neben der Maximal- und Fließkraft sowie -Verschiebung ist die Kurve durch zwei Koeffizienten α und β gekennzeichnet, welche jeweils als Koeffizient der post-elastischen Steifigkeit sowie der Energiedissipation definiert sind. Der untere Grenzwert $\beta=0$ führt zum bilinearen elastischen System ohne Dissipationskapazität, während der obere Grenzwert $\beta=1$ die Begrenzung der Fähigkeit zur Rückzentrierung darstellt.

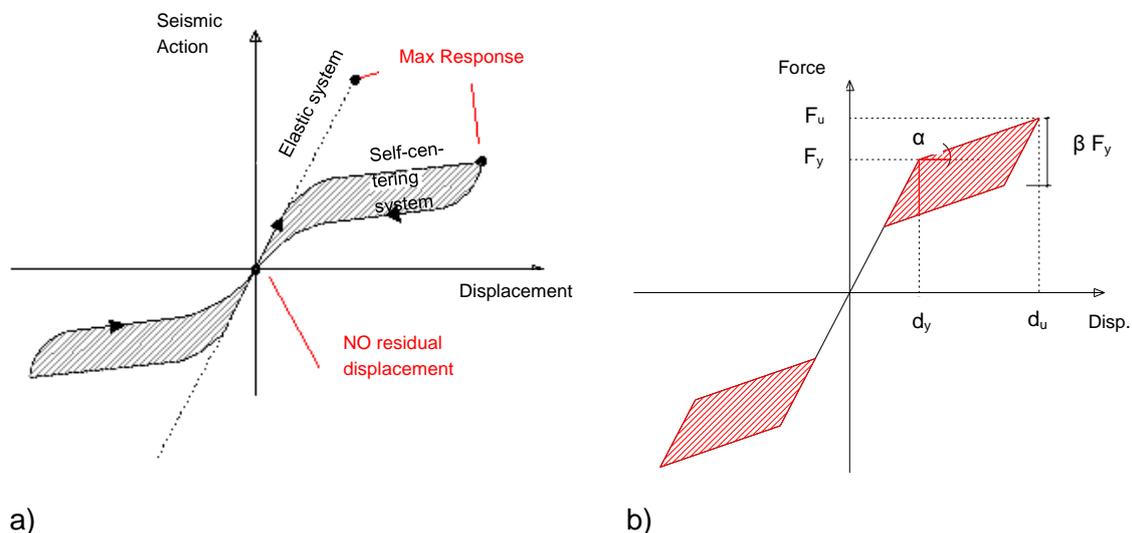


Abb. 10.1: Die ideale Kraft/Verschiebungs-Beziehung für: a) eine Vorrichtung zur Rückzentrierung; b) eine hysteretisches System zur Rückzentrierung.

Basierend auf diesem Prinzip wurde die Grundidee für eine rückzentrierende Vorrichtung zur Energiedissipation (englisch: Self-Centering Energy Dissipative (SCED) device) durch Christopoulos et al (2008a) vorgeschlagen. Das System besteht aus zwei Aussteifungselementen, einer Anzahl an nachgespannten Elementen, einem System zur Energiedissipation und zwei angrenzenden Elementen (Abb. 10.2), die derart angeordnet und verbunden sind, dass die relative Bewegung der Aussteifungselemente Energie dissipiert und die nachgespannten Elemente eine Kraft ausüben, welche darauf abzielt, diese in ihre ursprünglichen relativen Positionen zurückzusetzen.

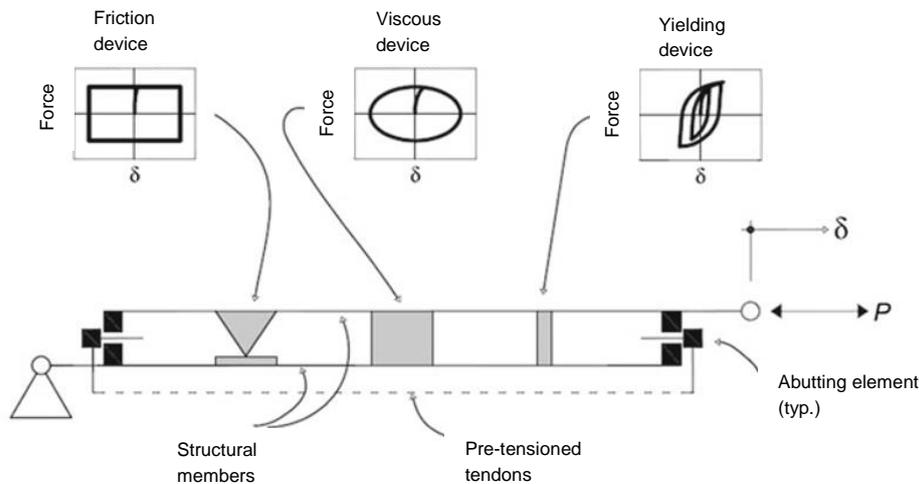


Abb. 10.2: SCED System-Überblick (Christopoulos et al 2008a)

Wie in Abb. 10.2 dargestellt, kann ein solches System zur Energiedissipation unter Verwendung von Reibungs-, viskosen und plastizierenden dissipativen Vorrichtungen oder einer geeigneten Kombination dieser hergestellt werden. Das mechanische Verhalten einer SCED-Vorrichtung, einschließlich seiner Fähigkeit zur Rückzentrierung oder dem Kraftniveau, bei welchem die relative Bewegung der aussteifenden Elemente einsetzt, hängt von den geometrischen und mechanischen Eigenschaften der einzelnen Elemente ab.

In den folgenden Abschnitten, wird die Bemessung und experimentelle Validierung einer Stahlvorrichtung zur Rückzentrierung (englisch: Steel Self Centering Device, SSCD) beschrieben. Die SSCD wurde im Rahmen der Projekte PRECASTEEL (vorgefertigte Stahltragwerke für niedrige Gebäude in Erdbebenregionen, englisch: PREFabRICATED STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas, Alderighi et al 2010) und STEELRETRO (Lösungen aus Stahl für die seismische Nachrüstung und Verbesserung bestehender Bauwerke, englisch: STEELsolutions for seismic RETROfit and upgrade of existing constructions, Bonessio et al 2010; Caprili et al 2012) mit einer Subvention des Forschungsfonds für Kohle und Stahl des Forschungsprogramms der europäischen Kommission durchgeführt. Die Vorrichtung basiert auf der gleichen Grundidee wie sie Christopoulos et al (2008a) formulierten, wobei ein hysteretisches dissipatives System mit einem Vorspann-System aus Stahl zur Rückzentrierung kombiniert wird. Das vorgeschlagene System wurde mit Stahlsicherungen hergestellt, welche nach Verwendung leicht zu ersetzen sind. Diese Eigenschaften machen die vorgeschlagene SSCD-Vorrichtung sehr geeignet für den Schutz neuer sowie bestehender Gebäude. Eine Patentierung der vorgeschlagenen SSCD-Vorrichtung ist derzeit im Gange.

10.2 DIE RÜCKZENTRIERENDE STAHLVORRICHTUNG (SSCD)

Das SSCD System (Braconi et al.) besteht aus drei Elementgruppen, wobei jede ihre eigenen Funktionen hat: *Skeletbau*, die *dissipativen Elemente* und die *Vorspannungs-Elemente*. Der Skeletbau überträgt und verteilt jegliche äußeren Kräfte zwischen den dissipativen Elementen und den Vorspannungs-Elementen. Abb. 10.3 stellt die Haupt-Skeletbau-Elemente (z. B. äußerer Rahmen, innerer Gleitrahmen und Endplatten), die dissipativen Elemente und die Vorspannungs-Elemente dar.

Der innere Gleitrahmen wird innerhalb des Äußeren Rahmens angebracht. Der Rahmen enthält Führungselemente, welche dem inneren Gleitrahmen Bewegung nur in axialer Richtung erlauben, und gleichzeitig als "Stopper" für die Endplatten in Längsrichtung dienen. Die Endplatten befinden sich entsprechend an den Enden des inneren Gleitrahmens.

Die im Skeletbau angebrachten dissipativen Elemente werden aus Stahl-Elementen mit geschwächtem Querschnitt hergestellt, welche mit dem inneren Rahmen und den Endplatten verbunden werden. Diese sind mit einem Stützsystem gegen seitliches Knicken versehen. Die mit vorgespannten Kabeln hergestellten Vorspannungs-Elemente befinden sich innerhalb des Skeletbaus und werden mit den Endplatten an beiden Enden verbunden.

Die Elemente werden so angeordnet und miteinander verbunden, um das gleiche globale Verhalten der SSCD-Vorrichtung sowohl unter äußeren Zug- als auch Druckkräften zu gewährleisten.

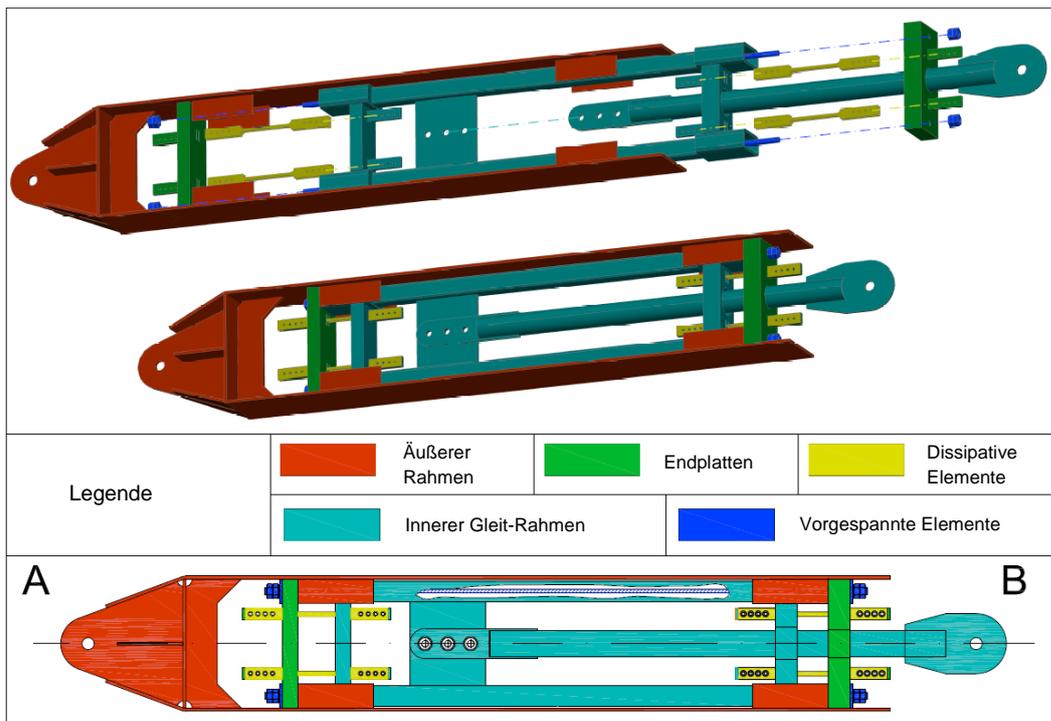


Abb. 10.3: Hauptkomponenten des vorgeschlagenen Systems.

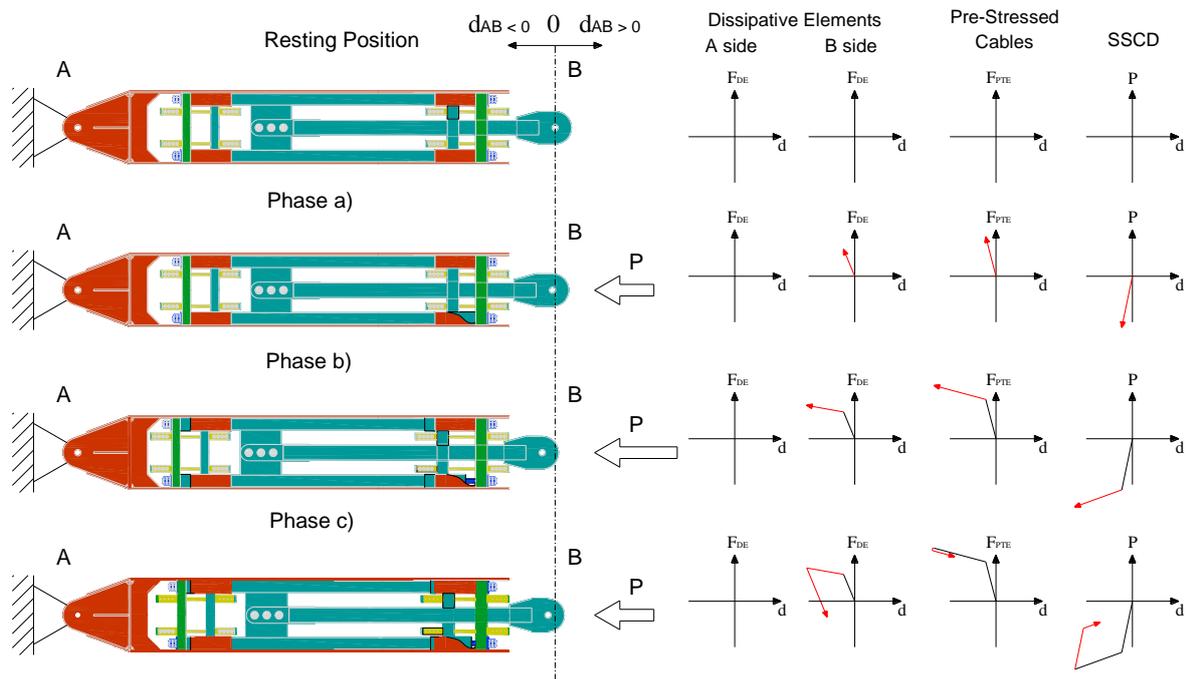


Abb. 10.4: Schematische Darstellung des SSCD-Verhaltens unter äußerer Druckkraft.

Abb. 10.4 zeigt das Verhalten des SSCD-Systems unter einer äußeren Druckkraft. Das Gesamtverhalten kann in drei Hauptzustände unterteilt werden:

- Lastzustand mit äußerer Kraft P kleiner als die Vorspannkraft P_{TE} ;
- Lastzustand mit P größer als P_{TE} ;
- Entlastungszustand

Im ersten Zustand (*Zustand a*) drückt die äußere Druckkraft den inneren Rahmen gegen Endplatte A, aber die Vorspannkraft erlaubt kein Gleiten der Endplatte selbst. Somit wird jeder relativen Bewegung zwischen den Endplatten und dem inneren Rahmen vorgebeugt und die dissipativen Elemente werden nicht aktiviert. Die auf dem inneren Rahmen wirkende Belastungskraft wird von Endplatte A zur Endplatte B übertragen und dann mittels der Vorspannungs-Elemente in den äußeren Rahmen bis zum Punkt A. In diesem Zustand ist das Gesamtverhalten der SSCD *linear-elastisch*.

Wenn der Wert der äußeren Kraft den der Vorspannkraft übersteigt (*Zustand b*), verliert die Endplatte A den Kontakt mit den Stoppfern auf dem äußeren Rahmen und beginnt, gedrückt durch den inneren Rahmen in Richtung der Kraft, zu gleiten. Damit bewegen sich der innere Rahmen und Endplatte B relativ zu einander und die entsprechenden dissipativen Elemente werden aktiviert, wobei sie eine Zugverformung proportional zum Wert der äußeren Kraft erfahren. In diesem Zustand wird die äußere Kraft durch die elastische Kraft in den vorgespannten Kabeln und durch die in den dissipativen Elementen wirkende Kraft ausgeglichen. Der Übergang von Zustand (a) zu Zustand (b) ist von einer plötzlichen Abnahme der Steifigkeit infolge der

Druckentlastung des äußeren Rahmens und des Fließens der dissipativen Elemente gekennzeichnet.

Wenn die äußere Kraft abnimmt (*Zustand c*), neigt die über die vorgespannten Kabel übertragene Kraft dazu, die Endplatte A zurück in ihre Ausgangslage zu versetzen, wobei die dissipativen Elemente auf Druck verformt werden, welche dank des seitlichen Stützsystems davor bewahrt werden zu knicken. Dieser Zustand ist durch eine plötzliche Änderung der Steifigkeit infolge Fließens der dissipativen Elemente unter Druck gekennzeichnet. Wenn die äußere Kraft gleich Null ist und das anfängliche Vorspannungsniveau ausreichend hoch ist in den dissipativen Sicherungen unter Druck Fließen zu verursachen, wird Endplatte A zurück in Kontakt mit dem inneren Rahmen und den Stoppnern des äußeren Rahmens gebracht.

Somit wird das zyklische Verhalten der SSCD durch eine *flaggenförmige hysteretische* Kurve mit einer bleibenden Verschiebung von Null gekennzeichnet.

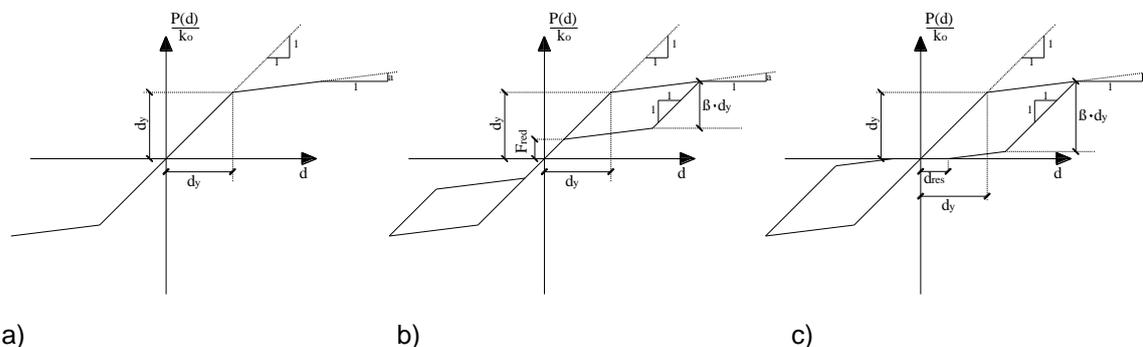


Abb. 10.5: Idealisierte flaggenförmige hysteretische Kurve, die mittels der Anfangssteifigkeit k_0 normiert wurde: (a) $\beta=0$; (b) $0 < \beta < 1$; (c) $\beta > 1$.

Hauptsächlich abhängig vom Wert des Verhältnisses zwischen anfänglicher Vorspannkraft und der Fließgrenze der dissipativen Elemente, kann die hysteretische Kurve der SSCD verschiedene Formen aufweisen, wobei jede durch unterschiedliche Werte der dissipierten Energie, der bleibenden Verschiebung und der bleibenden Rückzentrierungskraft gekennzeichnet ist, wie in Abb. 10.5 dargestellt. Die Form der hysteretischen Kurve wird von zwei Parametern, α und β , bestimmt, wobei α das Verhältnis zwischen der Verfestigungs- und der Anfangssteifigkeit darstellt, und β die Energiedissipation und die Fähigkeit des Systems zur Rückzentrierung widerspiegelt (Christopoulos and Filiatrault 2006), was gleich dem Verhältnis zwischen der Fließgrenze der dissipativen Elemente und der anfänglichen Vorspannkraft angenommen werden kann. Eine hysteretische Kurve mit $\beta = 0$ kann durch Verwendung der SSCD ohne jegliche dissipativen Elemente erzeugt werden, wobei die Vorrichtung ein nichtlineares elastisches Verhalten mit großer Fähigkeit zur Rückzentrierung, aber keiner Energiedissipation entwickelt. Demgegenüber führen Werte von $\beta > 1$ zu bleibenden Verschiebungen (wenn die äußere Kraft auf Null

abfällt) und einer relativ "breiten" Hysterese: In diesem Fall ist die anfängliche Vorspannkraft nicht groß genug, um die dissipativen Elemente unter Druck vollständig zum Fließen zu bringen, und die Endplatte wird nicht zurück in Kontakt mit dem inneren Rahmen und dem Stopper des äußeren Rahmens gebracht. Der abfallende Ast der flaggenförmigen Kurve schneidet die Verschiebungsachse, womit der Wert der bleibenden Verschiebung bestimmt werden kann.

Werte von β zwischen 0 und 1 gewährleisten eine geeignete Fähigkeit zur Rückzentrierung der Vorrichtung mit einer dissipativen Kapazität, welche von dem Wert von β selbst abhängig ist (nahe Null: geringe Energiedissipation, aber gute Fähigkeit zur Rückzentrierung; nahe eins: hohe Energiedissipation, aber geringe Rückzentrierungskraft). In diesen Fällen schneidet der zurückgehende Zweig der flaggenförmigen Kurve den elastischen Belastungszweig und die Ordinate des Schnittpunkts stellt die bleibende Fähigkeit der Vorrichtung zur Rückzentrierung dar. Im Rahmen der Erdbebenbemessung oder -nachrüstung kann diese als die Kraft angesehen werden, welche die Vorrichtung in der Lage ist auf das Tragwerk zu übertragen, wenn dessen bleibende Verschiebungen minimal werden. Wie in Abb. 10.6 dargestellt entwickelt die SSCD ein ähnliches Verhalten, wenn es sich bei der äußeren Einwirkung um eine Zugkraft handelt, mit dem einzigen Unterschied, dass in diesem Fall der innere Rahmen gegen Endplatte B drückt und die mit Endplatte A verbundenen dissipativen Elemente infolge von Zugspannung fließen.

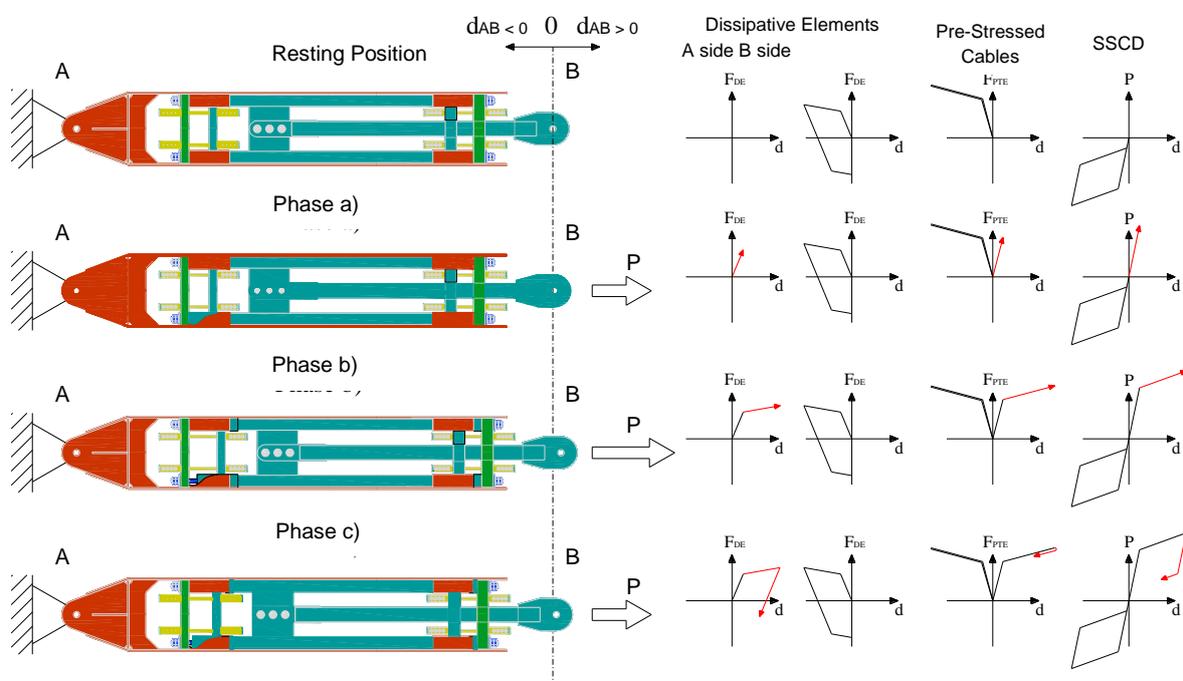


Abb. 10.6: Schematische Darstellung des SSCD-Verhaltens unter äußerer Zugkraft.

10.3 MECHANISCHES MODELL UND EXPERIMENTELLE ÜBERPRÜFUNG DER SSCD

10.3.1 Theoretische Formulierung: semi-analytisches Modell

Es wurde ein sehr detailliertes semi-analytisches Modell der angenommenen SSCD durch Banushi (Banushi G. (2010)) vorgeschlagen; folgend wurden vereinfachte Versionen erstellt und für die Anwendung der Vorrichtung in verschiedenen Fallstudien-Gebäuden vereinfacht übernommen.

Für das mechanische Verhalten der SSCD werden die Hauptelemente als Federn mit einer spezifischen Steifigkeit und einem konstitutiven Materialgesetz abgebildet. Die Steifigkeit k_i jeder einzelnen Komponente kann auf Grundlage der folgenden Gleichung ausgewertet werden:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i} \quad \text{Gl. (10.1)}$$

Wobei E der Elastizitätsmodul des Materials, A_i der Querschnitt und L_i die Länge der betrachteten Elemente ist.

Tabelle 10.1 zeigt eine Zusammenfassung der Hauptkomponenten des SSCD Systems mit den entsprechenden angenommenen konstitutiven Beziehungen.

Tabelle 10.1: Hauptkomponenten der SSCD und konstitutive Beziehung.

Element		Wesentliches Gesetz
Außenrahmen 1	C1	Linear-elastisch
Außenrahmen 2	C2	Linear-elastisch (kein Zug)
Gleitrahmen	TM	Linear-elastisch
Kolben	P	Linear-elastisch
Endplatte (links)	CT _{SX}	$k = \infty$ (kein Zug)
Endplatte (rechts)	CT _{DX}	$k = \infty$ (kein Zug)
Vorgespannte Kabel	PT	Bilinear-elastisch
Dissipatives Element (links)	DE _{SX}	Ideal elastisch-plastisch
Dissipatives Element (rechts)	DE _{DX}	Ideal elastisch-plastisch

Der äußere Rahmen kann schematisch in zwei Abschnitte unterteilt werden, wobei der erste (C1) aus dem Hauptteil zwischen den acht Flanschen und der zweite (C2) aus dem verbleibenden Teil bis zur Verankerung des Tragwerks besteht. Der letztere wird schematisiert durch $k=\infty$ charakterisiert und folglich in den Berechnungen vernachlässigt.

Die Bestimmung der konstitutiven Gesetze der verschiedenen Komponenten ermöglicht die Wiedergabe der SSCD als ein *System aus Federn* welche passend miteinander verbunden sind. Es können zwei Hauptbedingungen (Abb. 10.7) in Zusammenhang mit dem Verhalten unter Druck oder Zug bestimmt werden; der Unterschied im Verhalten unter Zug und unter Druck steht in Beziehung mit der Kräfteverteilung innerhalb der einzelnen Komponenten.

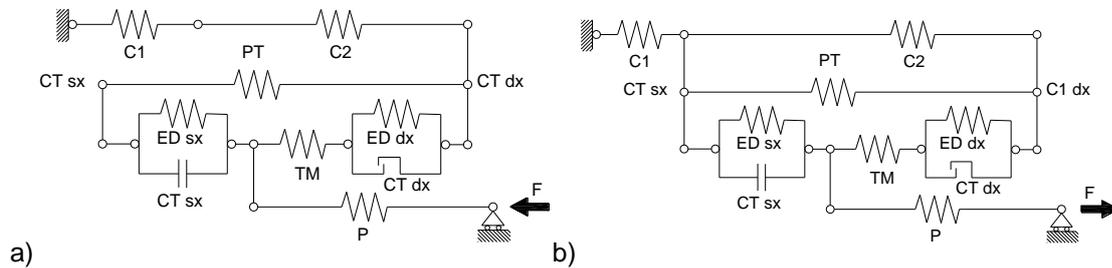


Abb. 10.7: a) Schematische Darstellung für Verhalten unter Druck, b) Schematische Darstellung für Verhalten unter Zug.

Die äquivalente Steifigkeit des Systems kann gemäß den folgenden Gleichungen bestimmt werden:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_i \frac{1}{K_i} \text{ für Federn in Reihenschaltung} \quad \text{Gl. (10.2)}$$

$$K_{eq} = \sum_i K_i \text{ für Federn in Parallelschaltung} \quad \text{Gl. (10.3)}$$

Die genaue Lösung des vereinfachten Schemas, welches in Abb. 10.7 dargestellt ist, ermöglicht die ausführliche Erläuterung des semi-analytischen, durch Banushi vorgeschlagenen Modells, welches in der Lage ist effektiv das Tragverhalten der SSDC wiederzugeben. Tatsächlich ist die gewonnene Kraft/Verschiebungs-Kurve kohärent mit der flaggenförmigen, welche bei der experimentellen Untersuchung des Prototyps beobachtet wurde (Abb. 10.8). Die Definition der F/D-Kurve ist durch viele Parameter gekennzeichnet (Tabelle 10.2) und dies erlaubt keine einfache Anwendung des Modells in praktischer Hinsicht.

Tabelle 10.2: In der Definition der F/D-Kurve inbegriffene Parameter.

Vorgespannte Kabel		Dissipative Elemente	
ϕ	Durchmesser der Kabel	A_{DE}	Globaler Querschnitt
$A_{PTE} = n \frac{\pi \phi^2}{4}$	Globaler Querschnitt	f_{yDE}	Fließgrenze
$f_{y, PTE}$	Fließgrenze	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y, PTE}$	Zugkraft
ρ_{PTE}	Vorspannung in Prozent	L_{DE}	Länge
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y, PTE}$	Vorspannungsspannung		
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	Vorspannungskraft		
L_{PTE}	Länge		
E_{PTE}	Elastizitätsmodul		
$d_{PTE} = \frac{f_{y, PTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	Verschiebung		

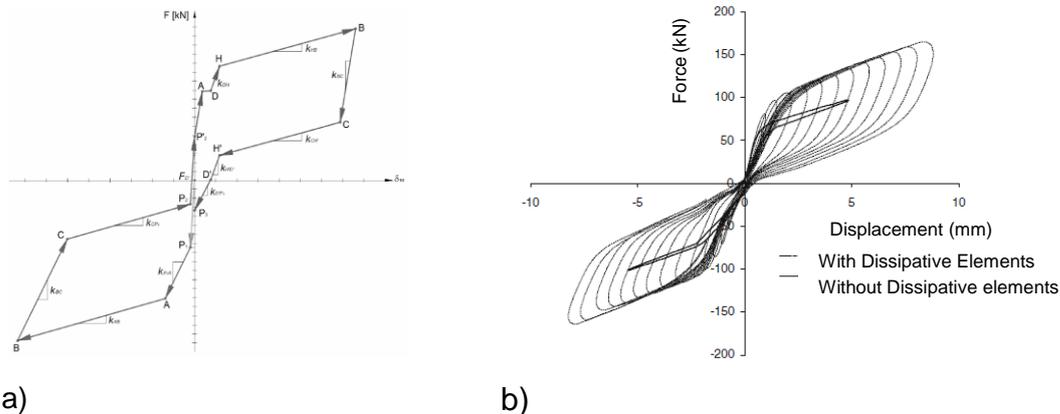


Abb. 10.8: a) Semi-analytisches Modell nach Banushi und b) experimentelle F/D-Kurve der SSCD.

10.3.2 Vereinfachte Modelle für die SSCD

Da die Definition aller beteiligten Parameter (Tabelle 10.2) zu fordernd ist, wurde ein vereinfachtes Modell erarbeitet, welches eine äquivalente Steifigkeit der beteiligten Elemente ansetzt.

Zur Bestimmung der vereinfachten F/D-Kurve (Abb. 10.9) ist eine vorangehende Größenbestimmung der signifikanten Komponenten des Systems erforderlich. Die Querschnitte des Außenrahmens, des inneren Gleitrahmens und des Kolbens sollten zur Vermeidung von Knickphänomenen unter seismischer Einwirkung ausgelegt werden, während die vorgespannten Kabel und dissipativen Elemente bemessen werden, um der seismischen Anforderung zu genügen. Für das vorliegende SSCD System sind die Abmessungen der Hauptkomponenten in Tabelle 10.3 zusammengefasst.

Tabelle 10.3: Abmessungen der Elemente, die das SSCD-System bilden.

Element	A_i [mm ²]	L_i [mm]	k_i [kN/mm]	
Außenrahmen 1	11088	3700	k_C	629,32
Außenrahmen 2	-	690	k_{C2}	∞
Gleitrahmen	1538,72	3500	k_{TM}	92,32
Kolben	861,55	3500	k_P	51,69
Endplatte (links)	66538	50	k_{CT}	∞
Endplatte (rechts)	60048	70		∞
Vorgespannte Kabel	226,19	3500	k_{PT}	12,67
Dissipatives Element (links)	320	170	k_{DE}	395,29
Dissipatives Element (rechts)				

Die anfänglichen Abmessungen der Elemente sollten in Bezug zur Definition der Parameter k_{el} , k_{pe} , F_y , F_u , d_y , d_u , α und β bemessen werden, welche die charakteristische flaggenförmige Kurve bestimmen:

- k_{el} Elastische Steifigkeit
- k_{pe} Nach-elastische Steifigkeit
- F_y Fließkraft des Systems
- F_u durch das System zugelassene Maximalkraft
- d_y Fließverschiebung
- d_u Maximale Verschiebung
- α Koeffizient der Nach-elastischen Steifigkeit
- β Koeffizient der Energiedissipation

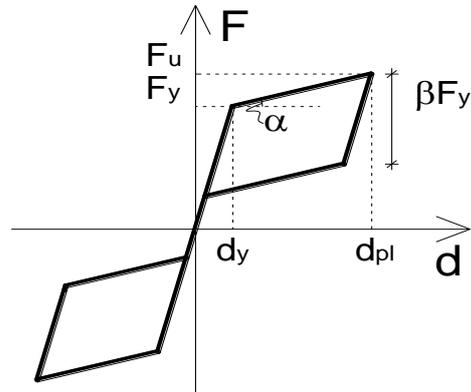
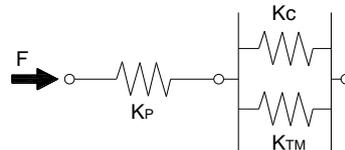


Abb. 10.9: Ideale Kraft/Verschiebungs-Beziehung für ein hysteretisches System zur Rückzentrierung.

Der erste Zweig der Kurve ist durch eine Steifigkeit gleich k_{el} gekennzeichnet, die durch Berücksichtigung der den Kolben abbildenden Feder (k_P), welche parallel zu derjenigen des Außenrahmens (k_C) und derjenigen des Gleitrahmens (k_{TM}) angeschlossen ist, gemäß Gl. (10.4) bestimmt wird.

$$k_{el} = \frac{k_P(k_C + k_{TM})}{k_P + k_C + k_{TM}}$$

Gl. (10.4)

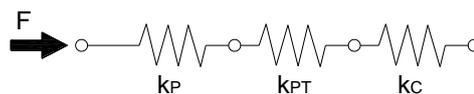


Der nach-elastische Zweig der F/D-Kurve, welcher am Fließ-Punkt des Systems beginnt, besitzt eine Steifigkeit gleich k_{pe} . Es sollten zwei verschiedene Schemata zur Bestimmung dieses Wertes in Bezug zum Verhalten des Systems unter Druck (Gl. (10.5)) oder Zug (Gl. (10.6)) angesetzt werden. In beiden dieser zwei Fälle wird der Beitrag der dissipativen Elemente, welche nach der ersten Belastung fließen, vernachlässigt.

$$k_{pec} = \frac{k_P \cdot k_{PT} \cdot k_C}{k_P k_{PT} + k_P k_C + k_{PT} k_C}$$

Gl. (10.5): Druck

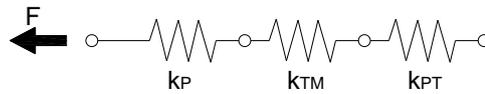
(k_{pec}): Federn für den Kolben (k_P), die vorgespannten Kabel (k_{PT}) und den Außenrahmen (k_C) in Reihe.



Gl. (10.6): Zug

(k_{pet}): Federn für den Kolben (k_P), den Gleitrahmen (k_{TM}) und Kabel (k_{PT}) in Reihe.

$$k_{pet} = \frac{k_P \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_P k_{TM} + k_P k_{PT} + k_{PT} k_{TM}}$$



Unter der Annahme, dass das Verhalten des SSCD System das gleiche unter Zug und Druck ist, entsprechend dem vorhin Erwähntem, kann die Steifigkeit des nachelastischen Zweigs als der Mittelwert zwischen den zwei gewonnen Werten angenommen werden (Gl. (10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2} \quad \text{Gl. (10.7)}$$

wobei k_{pec} und k_{pet} nur von der Steifigkeit der Komponenten des Systems abhängen, welche unter seismischer Einwirkung immer im elastischen Bereich verbleiben.

Die Form der hysteretischen Kurve wird durch die zwei Parameter α und β bestimmt, welche wie in Gl. (10.8) und Gl. (10.9) beschrieben definiert werden können.

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}} \quad \text{Steifigkeitskoeffizient nach Fließen} \quad \text{Gl. (10.8)}$$

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} \quad \text{Energiedissipationskoeffizient} \quad \text{Gl. (10.9)}$$

F_{yDE} ist die Fließkraft zugehörig zu den dissipativen Elementen und F_{PTE} die Kraft der vorgespannten Elemente. Der Koeffizient β kann auch durch Gl. (10.10) ausgedrückt werden:

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE} f_{yDE}}{A_{PTE} \rho_{PTE} f_{yPTE}} \quad \text{Gl. (10.10)}$$

wobei A_{PTE} und A_{DE} jeweils die Querschnitte der vorgespannten und der dissipativen Elemente sind und ρ_{PTE} der prozentuale Anteil der Vorspannung ist. β ist folglich abhängig von der Variation der Querschnitte, der Vorspannung der Kabel und dem Querschnitt der dissipativen Komponenten.

Für jedes bemessene System sollte eine spezifische Kombination der zwei Parameter α und β vorgesehen werden (Abb. 10.10).

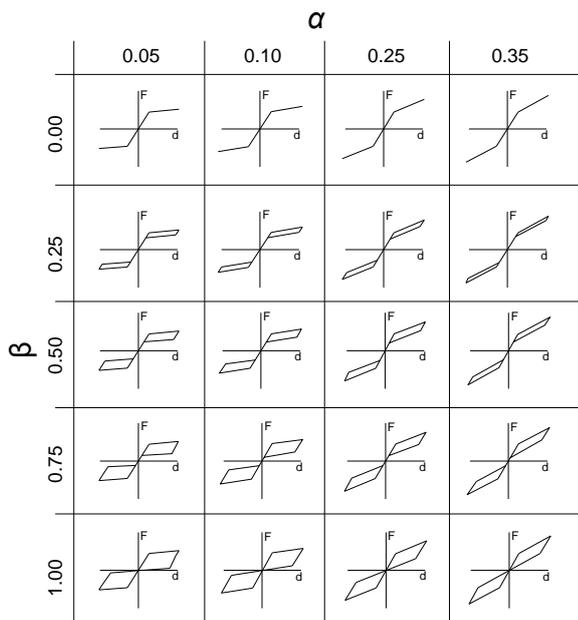


Abb. 10.10: Variation der flaggenförmigen Kurve hinsichtlich den Parametern α und β .

Hauptsächlich abhängig von dem Wert des Verhältnisses zwischen der anfänglichen Vorspannkraft und der Fließgrenze der dissipativen Elemente, kann die hysteretische Kurve der SSCD verschiedene Formen annehmen, wobei jede durch unterschiedliche Werte der dissipierten Energie, der bleibenden Verschiebung und der bleibenden Rückzentrierungskraft gekennzeichnet ist, wie in Abschnitt 10.2 dargestellt.

Das Fließen des Systems stellt die Grenze dar, bei der die Steifigkeit vom elastischen in den nach-elastischen Wert übergeht, verursacht durch das Überschreiten der Vorspannkraft der Kabel. Diese Kraft kann folglich angenommen werden zu:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE} \quad \text{Gl. (10.11)}$$

Die Verschiebung d_y korrespondierend zu F_y kann bestimmt werden zu:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}} \quad \text{Gl. (10.12)}$$

Die endgültige (maximale) Verschiebung d_u des Systems, welche gleich der maximalen Verformung der vorgespannten Kabel angenommen wird, ist definiert als:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE} \quad \text{Gl. (10.13)}$$

Gemäß der vorherigen Formulierung kann die Verschiebungskapazität erhöht oder gesenkt werden, indem auf die verschiedenen Parameter eingewirkt wird; wenn die mechanischen Eigenschaften (F_{yPTE} und E_{PTE}) der Materialien konstant gehalten werden, steht die maximale Verformung mit der Länge und ρ_{PTE} in Beziehung. Entsprechend der experimentellen Versuche, welche an einem Prototyp im Maßstab

1:1 durchgeführt wurden, ermöglicht ein Wert gleich 0,50 für diesen Parameter die Bereitstellung einer guten Fähigkeit des Systems zur Rückzentrierung mit einem guten Niveau äquivalenter Dämpfung des gesamten Tragwerks.

Schließlich kann die Maximalkraft F_u des Systems wie folgt ausgedrückt werden:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe} \quad \text{Gl. (10.14)}$$

Im vorgeschlagenen Bemessungsverfahren wurden die Querschnitte des äußeren Rahmens, des Gleitrahmens, des Kolbens und der globalen Abmessungen der Endplatten konstant gehalten. Die mechanischen Eigenschaften der Materialien, entsprechend den in Tabelle 10.4 aufgelisteten Werten, sind für alle betrachteten Systeme dieselben (für alle Elemente des Rahmens, der Kabel und der dissipativen Elemente).

Auf diese Weise kann die Anzahl der Parameter, welche zur Dimensionierung des SSCD Systems ermittelt werden sollten, reduziert werden, entsprechend den in Tabelle 10.15 zusammengefassten Angaben. Für die Realisierung der dissipativen SSCD Vorrichtung können spezifische Vorgaben zur Auswahl der eingesetzten Materialien angegeben werden. Die in den Vorbemessungsanalysen gewonnen Ergebnisse zeigten, dass niedrige Werte der Fließgrenze der dissipativen Elemente eine gute globale Duktilität und gleichzeitig eine effektive Fähigkeit zur Rückzentrierung des Systems bieten, sobald die äußere Kraft auf Null abfällt.

Tabelle 10.4: Festgesetzte Werte, die für die Bemessung des SSCD-Systems angenommen wurden.

Parameter	Wert
A_{c1}	11088 mm ²
A_{TM}	1539 mm ²
A_P	862 mm ²
A_{CT}	66538 mm ²
E	210000 N/mm ²
f_{yPTE}	1670 N/mm ²
E_{PTE}	196000 N/mm ²
f_{yDE}	240 N/mm ²
L_{DE}	170 mm

Tabelle 10.5: Parameter, die während der Bemessung modifiziert wurden und deren Einfluss auf die Kraft/Verschiebungs-Kurve.

Eingangsparameter	Abhängige Parameter
L_{C1}	k_{el}, d_y
L_{TM}	k_{el}, d_y
L_P	k_{el}, d_y
L_{PTE}	k_{pe}, α, d_u, F_u
ϕ	$k_{el}, k_{pe}, \alpha, d_u, F_u$
ρ	F_u, d_y
A_{DE}	β

10.3.3 Experimentelle Überprüfung des SSCD-Prototypen

Es wurden zwei verschiedene Versuche am SSCD Prototypen durchgeführt: Zum einen vorläufige Versuche der SSCD ohne die dissipativen Elemente zur Auswertung des tatsächlichen Wertes der durch die vorgespannten Kabel verursachten

Rückzentrierungskraft. Zum anderen endgültige Versuche der SSCD mit den dissipativen Elementen zur Überprüfung des Gesamtverhaltens der Vorrichtung. Es wurden verschiedene Werte für die anfängliche Vorspannkraft und Querschnitte der dissipativen Elemente berücksichtigt, um den Einfluss dieser Faktoren auf das Gesamtverhalten der Vorrichtung zu beurteilen. Die experimentellen Versuche des SSCD Prototyps wurden im "Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione" der Universität Pisa durchgeführt. Ein Überblick über den Versuchsaufbau ist in Abb. 10.11 gegeben.

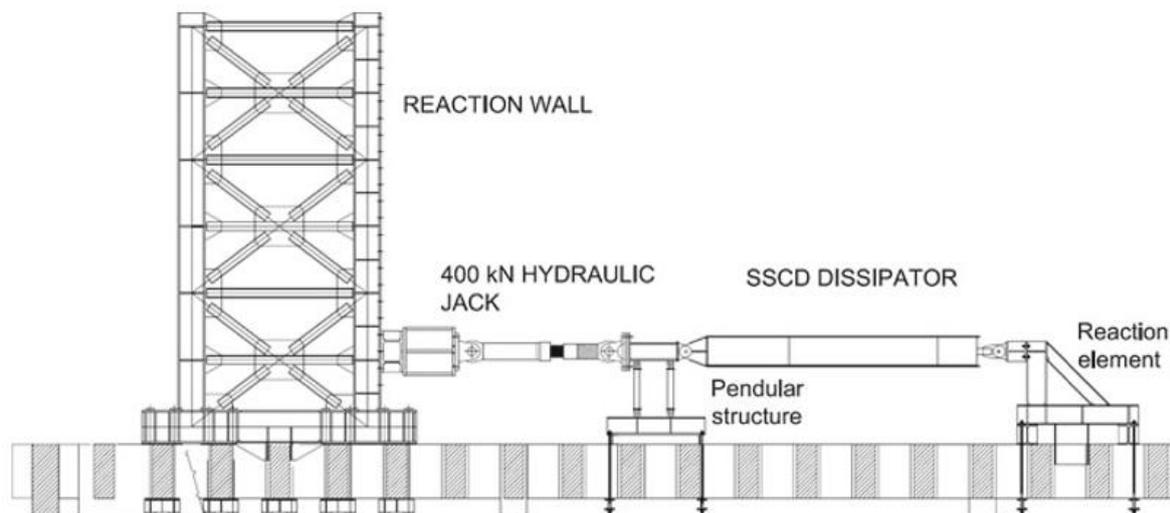


Abb. 10.11: Vorderansicht des Versuchsaufbaus

Die äußere Kraft wurde mittels eines 400 kN Hydraulikzylinders aufgebracht, welcher mit einer Kraftmessdose und einem Verschiebungssensor ausgestattet ist. Der Zylinder, horizontal aufgebaut, wurde an einer Seite mit der Reaktionswand verbunden und auf der anderen Seite mit einer gelenkigen Stahlkonstruktion, die horizontale Verschiebungen aufnehmen kann. Der SSCD Prototyp wurde mittels gelenkiger Anschlüsse an einem Ende mit der gelenkigen Stahlkonstruktion (Abb. 10.12a) und an dem andern Ende mit einem starren Stahlrahmen verbunden, welcher jegliche horizontale oder vertikale Verschiebung der Vorrichtung verhindert (Abb. 10.12b). Um die Verschiebungen, Verformungen und Lasten zu messen und aufzuzeichnen, wurde der Prototyp mit 8 LVDT Verschiebungssensoren, 20 Dehnungsmessstreifen und einer Kraftmessdose ausgestattet, angeordnet wie in Abb. 10.13 dargestellt. Die vorläufigen Versuche wurden unter einem vollständigen Belastungs-Entlastungs-Zyklus unter Zug und Druck bei kontrollierter Verschiebungsamplitude bis zu einem Maximal-/Minimalwert von ± 5 mm durchgeführt. Die Versuchsergebnisse für sich ändernde Werte des Befestigungsdrehmoments der Vorspannkraft sind in Abb. 10.14 dargestellt.

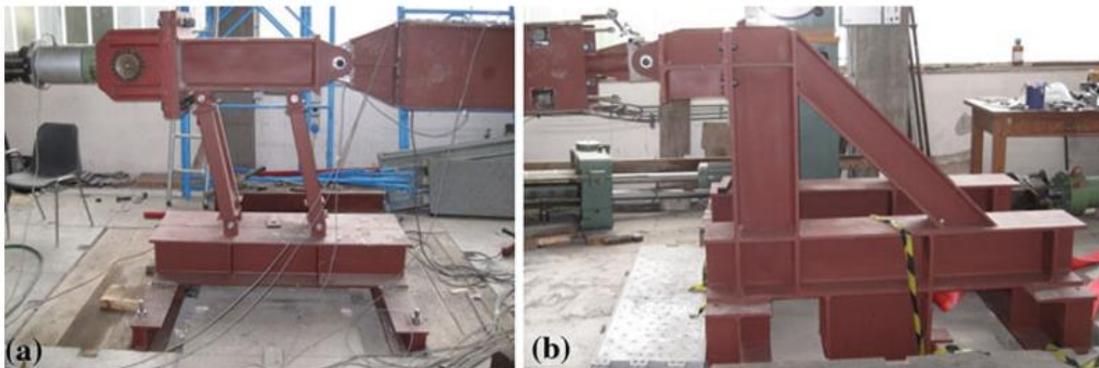


Abb. 10.12: a) Gelenkige Stahlkonstruktion; b) starrer Stahlrahmen

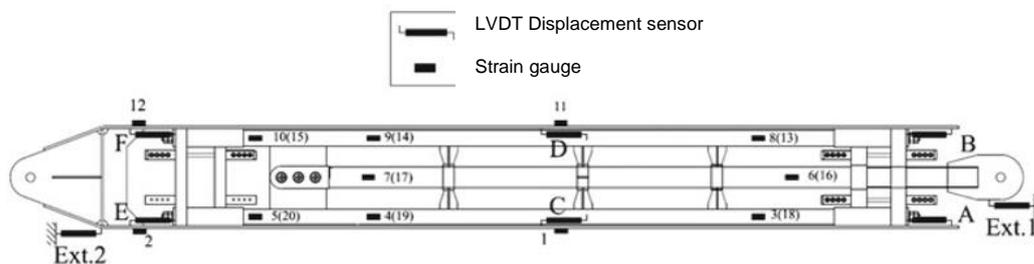


Abb. 10.13: Anordnung der Verschiebungssensoren (Ext.1, Ext.2 und A bis F) und Dehnungsmessstreifen (von 1 bis 20, auf der gegenüberliegenden Seite der SSCD angebrachte Dehnungsmessstreifen sind in Klammern dargestellt)

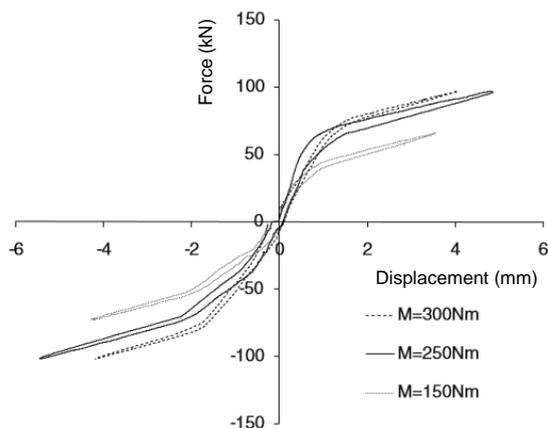


Abb. 10.14: F/D-Kurve der SSCD ohne dissipative Elemente

Abb. 10.14 zeigt die vom Zylinder ausgeübte Kraft als Funktion der relativen Verschiebung zwischen dem äußeren Rahmen und dem inneren Gleitrahmen, wie sie durch die C und D LVDT Verschiebungssensoren aufgezeichnet wurde (Abb. 10.13). Für jeden Wert des Befestigungsdrehmomentes wurde das Verhalten des SSCD durch eine bilineare Kurve wiedergegeben. Die Vorspannkraft wurde als der Wert bestimmt, der der Änderung in der Steifigkeit entspricht. Der erste Zweig der bilinearen Kurve entspricht dem Verhalten der SSCD bis zu dem Punkt, wo die Endplatten infolge der Einwirkung der Vorgespannten Kabel in Kontakt mit dem inneren

Rahmen kommen. Wenn die äußere Kraft die Vorspannung übersteigt, verlieren die Endplatten den Kontakt mit dem inneren Rahmen und die Steifigkeit nimmt ab. Die gewonnenen Ergebnisse sowohl für Zug als auch für Druck sind in Tabelle 10.6 zusammengefasst.

Tabelle 10.6: Vorspannkraft für verschiedene Werte des Befestigungsdrehmoments

Durchmesser der vorgespannten Litze [mm]	Befestigungsdrehmoment [Nm]	Vorspannkraft [kN]	
		Zug	Druck
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

Die endgültigen Versuche wurden entsprechend dem kurzen Prüfverfahren durchgeführt, welches durch die ECCS Gruppe beschrieben wurde (ECCS TWG 1.3 1986). In der ersten Phase der Prüfung wurden kleine Erhöhungen der Verschiebung (0,1 mm) angesetzt, um mindestens vier vollständige Zyklen durchzuführen bevor die dissipativen Elemente fließen. Danach wurden die Verschiebungsinckremente auf 1 mm erhöht und für jedes Verschiebungsniveau drei vollständige Zyklen durchgeführt. Die Geschwindigkeit des hydraulischen Antriebs wurde auf 3 mm/min festgelegt und es wurden drei zyklische Versuche mit Variation der geometrischen und mechanischen Eigenschaften der vorgespannten Kabel und dissipativen Elemente durchgeführt. Abb. 10.15 und Abb. 10.16 zeigen das zyklische Verhalten des SSCD Prototypen mit den dissipativen Elementen für verschiedene Werte der anfänglichen Vorspannkraft. Es ist ersichtlich, dass am Ende jedes Belastungs-Entlastungs-Zyklus die bleibende Verschiebung nahezu Null war (in jedem Fall unter 0,5 mm): Die SSCD Vorrichtung entwickelte eine optimale Rückzentrierungsfähigkeit. Darüber hinaus zeigte die SSCD für jedes maximale Verschiebungsniveau stabile Hysterese-Schleifen, wodurch ein konstantes Niveau der Energiedissipation gewährleistet wird. Schließlich erhöhte das Hinzufügen der dissipativen Elemente zum System die Fläche der Hysterese-Schleifen signifikant, obwohl die Steigung der Kurve nahezu dieselbe wie die der SSCD ohne die dissipativen Elemente war.

Die Versuchsergebnisse bestätigen die vorläufigen Erkenntnisse der numerischen Parameteranalysen. Abb. 10.17 a) zeigt einen Vergleich der Hysterese des SSCD mit verschiedenen Querschnittsflächen der dissipativen Elemente (Versuche 1 und 2) zusammen mit den Ergebnissen der SSCD ohne dissipative Elemente. Die Abbildung zeigt, dass die Vergrößerung des Querschnittes zu einer höheren Energiedissipation führt, aber gleichzeitig zu einer größeren bleibenden Verschiebung. Abb. 10.17 b) zeigt das zyklische Verhalten der SSCD für zwei Werte des Befestigungsdrehmoments (Versuche 2 und 3). In beiden Fällen ist die dissipierte Energie nahezu

die gleiche, obwohl die SSCD größere Kraftwerte für die höheren Befestigungsdrehmomentwerte liefert.

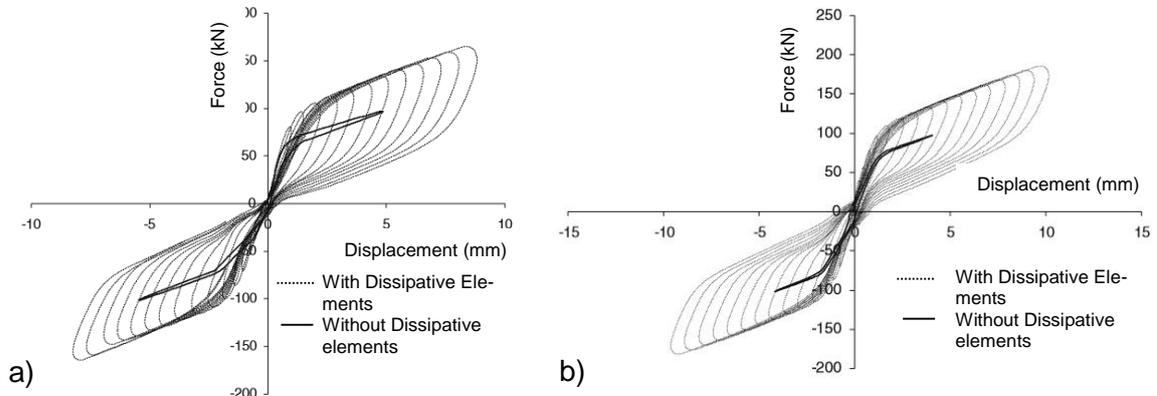


Abb. 10.15: F/D-Kurve der SSCD mit dissipativen Elementen: a) Versuch 1; b) Versuch 2.

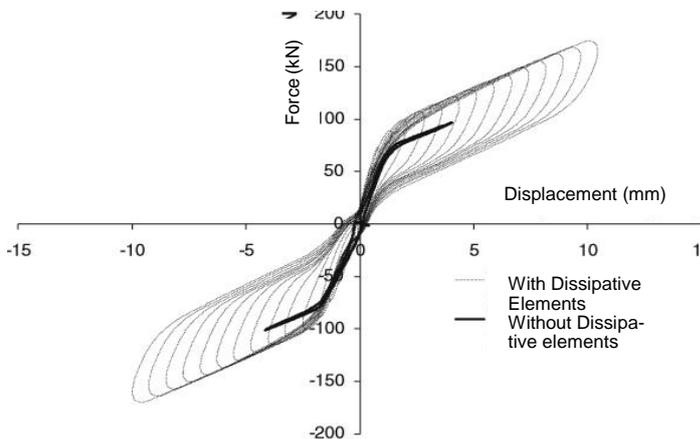


Abb. 10.16: F/D-Kurve der SSCD mit dissipativen Elementen, Versuch 3

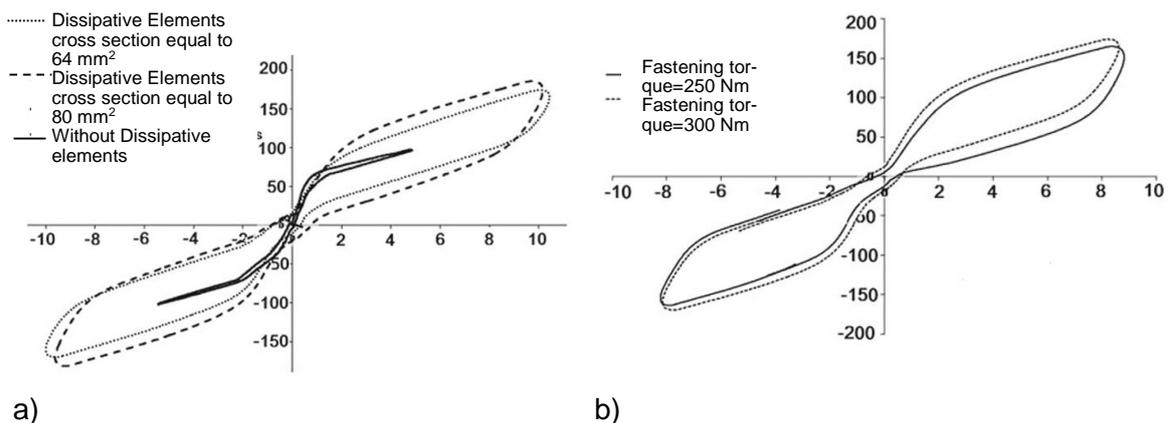


Abb. 10.17: F/D-Kurve: a) Versuch 1 und 2; b) Versuch 2 und 3.

Sobald das mechanische Verhalten des Systems definiert und eine experimentelle Untersuchung des Prototyps gemacht wurde, kann die Anwendung auf verschiedene Fallstudien untersucht werden. Es ist erforderlich hervorzuheben, dass es keine spezifischen zu befolgenden Vorschriften für die Bemessung von Tragwerken

mit passiven Schutzsystemen gibt – zum Beispiel fehlen Angaben bezüglich des *Verhaltensbeiwerts* q , welcher für die Dimensionierung der Elemente angesetzt werden muss, und so weiter.

10.4 ANWENDUNG AUF DIE BEMESSUNG EINES GEWERBEGBÄUDES (EINE FALLSTUDIE)

10.4.1 Allgemeine Beschreibung des Gebäudes der Fallstudie

Das Gewerbegebäude befindet sich in Mirandola (Emilia-Romagna, MO). Das Gebäude stellt ein hybrides Tragwerk dar, welches durch die folgenden Hauptkomponenten gekennzeichnet ist (Abb. 10.18):

- **Stahlbetonwände** in den vier Ecken des Gebäudes, welche die horizontalen Erdbebeneinwirkungen tragen;
- **Innere gelenkige Stahlrahmen**, welche die vertikalen Lasten tragen;
- **SSCD hysteretische Systeme** zur (horizontalen) Verbindung zwischen den bewehrten Betonwänden und den Stahlrahmen.

Das für diese Komponenten angenommene Bemessungsverfahren ist iterativ und wird genau ausgeführt, da die mechanischen und geometrischen Eigenschaften der Elemente (besonders der Stahlbetonwände) einen großen Einfluss auf die Steifigkeit und das globale dynamische Verhalten des Tragwerks haben. Es wurden lineare und nichtlineare Analysen an den in der Software SAP2000 erstellten, dreidimensionalen Modellen durchgeführt: die linearen zur vorläufigen Dimensionierung der verschiedenen Komponenten; die nichtlinearen zur Verbesserung der Auslegung und Verifizierung des Verhaltens des Tragwerks.

Das Gebäude besteht aus vier Stockwerken, welche durch eine rechteckige Grundfläche mit Abmessungen von 50x36 m gekennzeichnet sind. Die Stockwerkshöhe beträgt 4,50 m. Das 1. und 2. Stockwerk sind für kommerzielle Nutzung bestimmt, während das Untergeschoss als Parkfläche verwendet wird. Obwohl sich vier Haupttreppenhäuser in den Ecken des Gebäudes befinden, sind zusätzlich innere Rampen vorhanden, welche einige Abweichungen in der Anordnung der Bauteile sowie der Decken des Untergeschosses (Ebene P1) und der anderen Stockwerke (P2, P3 und P4) mit sich bringen (Abb. 10.19). Die Decken sind alle auf die gleiche Weise mit einer maximalen Stützweite von 6,0 m angeordnet. Abb. 10.20 zeigt einen typischen Querschnitt des Gebäudes.

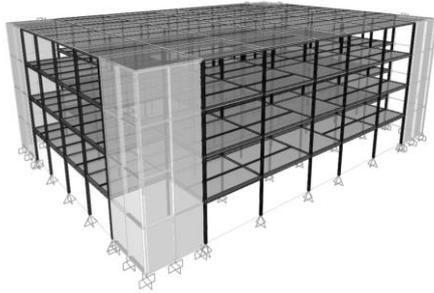


Abb. 10.18: Dreidimensionale schematische Darstellung des Gebäudes der Fallstudie.

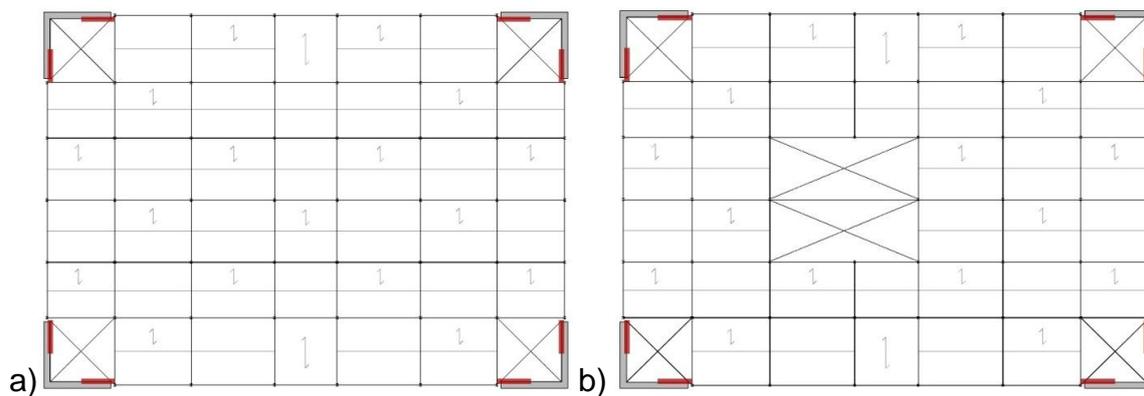


Abb. 10.19: Typische Anordnung im Grundriss: a) P1, b) P2 und P3.

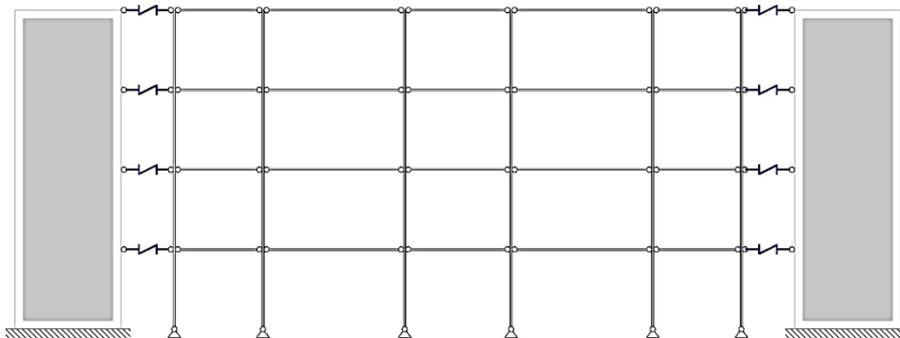


Abb. 10.20: Typischer Schnitt des bemessenen Systems.

Die Bemessungsstrategie basiert darauf, dass die Stahlbetonwände und der Stahlrahmen im elastischen Bereich verbleiben, während das nichtlineare Verhalten auf die SSCD Vorrichtungen konzentriert wird.

Die Breite des Stahlrahmens reicht von 6,00 bis 8,00 m und es wurde eine Stahlgüte von S275 verwendet. Um diese nahe der Stahlbetonwände zu trennen wurden im Modell 10 cm breite Fugen eingeführt.

Die Stahlbetonwände wurden gemäß EN 1998-1:2005 als große leicht bewehrte Wände bemessen, die im vorliegenden Fall die maximalen Reaktionen infolge der verbundenen SSCD Vorrichtungen aufnehmen müssen. Es wurden eine Betonfestigkeitsklasse von C25/30 und Stahlbewehrungsstäbe B450C verwendet.

Die SSCD Systeme wurden eingeführt, um die seismische Energie zu absorbieren und zu dissipieren, wobei die Verschiebungen und die Verformung des Gebäudes aufgenommen werden. Diese verbinden bzw. trennen die Stahlbetonwände von den Stahlrahmen. Tatsächlich fügen die SSCD Vorrichtungen sie zwar geometrisch zusammen, aber lassen sie sich unabhängig voneinander bewegen. Letztendlich wird jede Vorrichtung durch diese relative Verschiebung aktiviert.

Die anfängliche Länge der dissipativen Systeme wurde zu 3,5 m angenommen (entsprechend der Prototypen, welche experimentell geprüft und in Braconi et al. vorgestellt wurden); für alle Komponenten der SSCD mit Ausnahme der dissipativen Elemente wurde Stahlgüte S355JR verwendet, welche durch eine niedrige Fließgrenze gekennzeichnet ist.

10.4.2 Vorläufige Bemessung der Fallstudie

10.4.2.1 Bestimmung der Einwirkungen

Es wurden statische und seismische Lasten in Bezug zu den Vorgaben der aktuellen italienischen Baunorm (D.M.14/01/2008) bestimmt. Abb. 10.21 zeigt die für die linearen Berechnungen angenommenen Antwortspektren, wobei die ständigen und anderen statischen Einwirkungen nachfolgend aufgelistet sind:

- $G_1 = 1,90 \text{ kN/m}^2$ Ständige Last der regulären Stockwerksdecke (Eigengewicht)
- $G_2 = 2,45 \text{ kN/m}^2$ Ständige Last der regulären Stockwerksdecke;
- $G_1 = 0,15 \text{ kN/m}^2$ Ständige Last der Dachdecke (Eigenlast);
- $G_2 = 0,20 \text{ kN/m}^2$ Ständige Last der Dachdecke;
- $Q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ Verkehrslast für gewerbliche Tätigkeiten (reguläres Stockwerk);
- $Q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ Schneelast (Dach);
- $V_N = 50$ Jahre Nominelle Lebensdauer des Gebäudes;
- $C_U = 1,5$ "Coefficiente d'uso" äquivalent zum Bedeutungsbeiwert, entsprechend Abschnitt 2.1(3) und 4.2.5, Eurocode 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $V_R = V_N C_U = 75$ Referenzperiode;

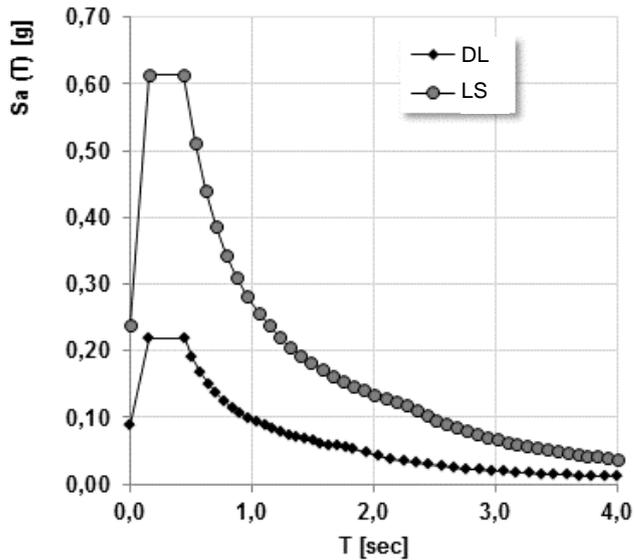


Abb. 10.21: Antwortspektren nach D.M.14/01/2008 für Grenzzustände „Schutz von Menschenleben“ (Life Safety) und „Schadensbegrenzung“ (Damage Limitation).

10.4.2.2 Vordimensionierung der Bauteile - Schwerkraftrahmen

Die Stahlrahmen wurden darauf bemessen lediglich vertikalen Lasten standzuhalten, welche unter Verwendung der Kombination des Grenzzustands der Tragfähigkeit bestimmt wurde (Gl. (10.15)).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \quad \text{Gl. (10.15)}$$

Die Vorgaben der D.M.14/01/2008 wurden zur Bestimmung der minimal erforderlichen Querschnitte sowohl für Träger als auch für Stützen verwendet. Die verwendeten Profile sind in Tabelle 10.7 zusammengefasst.

Tabelle 10.7: Profile für die Stahlrahmen.

Bauteil	L [m]	q [kN/m]	Profil
Zwischenträger	6,0	40,94	HEB220
Zwischenträger	8,0	40,94	HEB280
Dachträger	6,0	6,9	HEB160
Dachträger	8,0	6,9	HEB160
Stützen	-	-	HEB220

10.4.2.3 Vordimensionierung der Bauteile – SSCD

Eine anfängliche Länge von 3,50 m wurde basierend auf den Ergebnissen der experimentellen Versuche angesetzt. Die Querschnitte des äußeren Rahmens, des Kolbens, des Gleitrahmens und der vorgespannten Elemente wurden unter Berücksichtigung, dass sie zum multi-linearen elastischen Verhalten des SSCD Systems beitragen und die Bestimmung der Steigung der bilinearen F/D-Kurve ermöglichen, festgelegt. Die das dissipative Verhalten beeinflussenden Parameter wurden zunächst vernachlässigt. Sie werden behandelt, wenn das Verhalten des Tragwerks

im nichtlinearen Bereich betrachtet wird. Im ersten Schritt wurden alle SSCD an verschiedenen Ebenen als gleich angenommen. Die zur Bestimmung der bilinear-elastischen F/D-Kurve verwendeten Daten werden in Tabelle 10.8 zusammengefasst. Um die dissipativen Systeme in das SAP2000 Modell einzuführen, wurde ein multi-linear-elastischer Verlauf angenommen, siehe Abb. 10.22.

Tabelle 10.8: Anfängliche Parameter der F/D-Kurve des SSCD-Systems.

k_{el}	144,658 kN/mm
k_{pe}	28,886 kN/mm
F_y	634,822 kN
d_y	4,388 mm
F_u	938,765 kN
d_u	14,911 mm

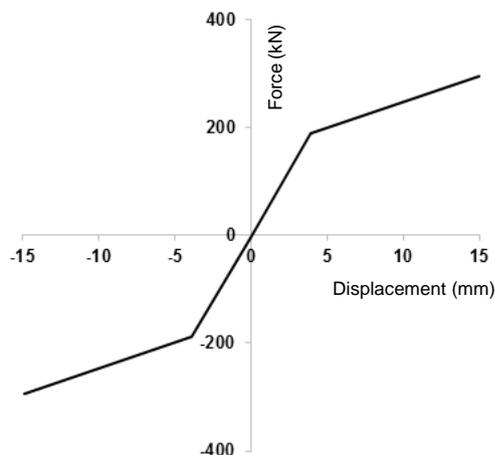


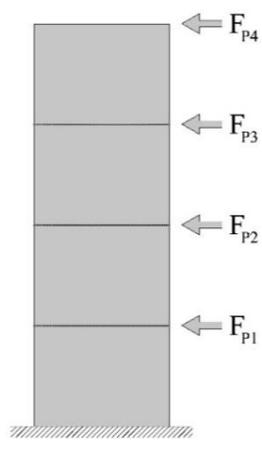
Abb. 10.22: Bilineare-Elastische Kurve des SSCD

10.4.2.4 Vordimensionierung der Bauteile – Stahlbetonwände

Die Länge der Stahlbetonwände wurden gemäß dem architektonischen Entwurf zu 6,0 m angenommen. Zur vorläufigen Bestimmung ihrer Dicke wurde eine statisch äquivalente Analyse durchgeführt, wobei die Stahlbetonwand als ein Kragarm mit Einzellast unter Verwendung eines einheitlichen Verhaltensbeiwerts ausgewertet wurde. Dies bedeutet, dass sich die SSCD Vorrichtungen wie “starre Komponenten“ verhalten, welche die seismische Einwirkung nicht dissipieren, aber unmittelbar in die Wände übertragen.

Die Bemessungskräfte und die daraus resultierenden Schub- und Biegeeinwirkungen sind in Tabelle 10.9 zusammengefasst.

Tabelle 10.9: Statische Kräfte für $q = 1$, daraus folgende Bemessungseinwirkungen und Verteilung, welche für die Stahlbetonwände angenommen wurden.



F_h [kN]	Stockwerk	z_i [m]
23838,1	P1	4,5
	P2	9,00
	P3	13,5
	P4	18,00
W_i [kN]	F_i [kN]	
15449,74	F_{P1}	969,63
13590,34	F_{P2}	1705,86
14214,94	F_{P3}	2676,38
2420,58	F_{P4}	607,66

Bemessungseinwirkungen	
V_{ed}	4935 kN
M_{ed}	30964 kNm

Gemäß EN1998-1:2005 und D.M.14/01/2008 sollten die nachfolgenden Vorgaben eingehalten werden.

Die Dicke b_w des Querschnitts sollte größer sein als das Maximum aus 150 mm und $h_s/20$, wobei h_s die Stockwerkshöhe ist, was im vorliegenden Fall folgendes Ergebnis liefert:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

Die Längsbewehrungsstäbe dürfen maximal 300 mm entfernt voneinander entlang beider Seiten der Wand angeordnet werden und ihre Durchmesser sollten die nachfolgende Beziehung erfüllen (Gl. (10.6)):

$$\phi_l \leq \frac{b_w}{10} \quad \text{Gl. (10.16)}$$

Die beiden stark bewehrten Bereiche der Wand sollten so lang sein, wie in Gl. (10.17) beschrieben:

$$l_c = 0,20 l_w \geq 1,5 b_w = 1,20 \text{ m} \quad \text{Gl. (10.17)}$$

Die vertikale Stahlbewehrung in diesen Zonen sollte der folgenden Gleichung genügen (Gl. (10.18)):

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad \text{Gl. (10.18)}$$

Unter Berücksichtigung aller zuvor aufgelisteten Vorgaben wurde die Wanddicke zu 600 mm bestimmt; in den stark bewehrten Bereichen wurden Stahlstäbe mit 24 mm Durchmesser in einem Abstand von 100 mm verwendet, während in den anderen Teilen ihr Abstand auf bis zu 250 mm vergrößert wurde.

10.4.3 Modellierung und Strukturanalyse der Fallstudie

10.4.3.1 Lineares Modell und Berechnung

Als Ergebnis der dynamischen modalen Analyse (siehe Abb. 10.21 für die verwendeten Antwortspektren) ist das Tragwerksverhalten des Gebäudes in beiden Hauptrichtungen X und Y ähnlich (d.h. ähnliche Eigenperioden und modale Formen), wobei es ein Biegeverhalten und eine hohe Beteiligung der Massen zeigt (Abb. 10.23).

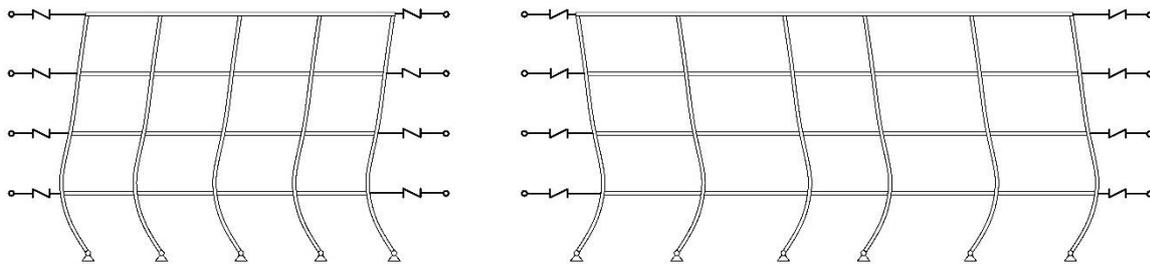


Abb. 10.23: Erste modale Form zugehörig zur Y- und X-Richtung.

Die horizontale Verschiebung des Gebäudes ist unmittelbar mit der Aktivierung der SSCD Vorrichtungen in der betrachteten Richtung verbunden, mit elastischen Kräften proportional zur Verschiebung der verschiedenen Stockwerke.

Um das Tragwerksverhalten des Systems zu optimieren, wurde eine modale Verformungsfigur angestrebt, die weitestgehend *gleichmäßig* ist, mit dem Ziel über dem ersten Stockwerk mehr oder weniger "vertikal" zu bleiben: Auf diese Weise sollen alle SSCD Systeme mit einem gleichen Niveau an Kräften und Verformungen agieren, mit Relativverschiebungen nahe Null für alle Stockwerke über dem ersten (Abb. 10.24).

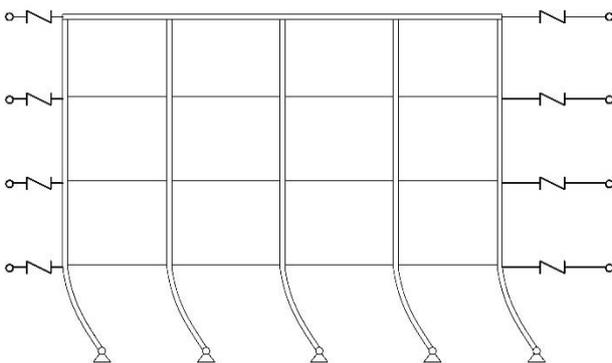


Abb. 10.24: Angestrebte modale Verformungsfigur.

Die angestrebte Verformungsfigur wurde durch Variation der elastischen Steifigkeit der SSCD Vorrichtungen (k_{el}) erreicht, unter Verwendung der Verschiebungen x_i des Gebäudes an den SSCD verschiedener Ebenen (x_1, x_2, x_3, x_4) als "Kontroll-Parameter".

Zuerst wurde die Steifigkeit k_{el} nur über die Länge L_P des Kolbens verändert. Dieser Parameter wurde iterativ geändert bis als Ergebnis der linearen modalen Analyse die gewünschte Verformungsfigur erzielt wurde.

Infolge der reduzierten Steifigkeit der Stützen, welche nur zum Tragen der Schwerkraftlasten bemessen werden, sind diese nicht in der Lage eine starke Verbindung zwischen den verschiedenen Stockwerken zu bieten. Dies bedeutet, dass sich die Stockwerke unabhängig untereinander verhalten (d.h. Massen mit unabhängigem Verhalten). Wenn jedes Stockwerk unabhängig von den anderen ist, wird die Eigenperiode der einzelnen Masse eines allgemeinen Stockwerks i durch folgende Gleichung angegeben (Gl. (10.19)).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \quad \text{Gl. (10.19)}$$

Wenn sich alle Stockwerke in ähnlicher Weise verhalten sollen (d.h. mit derselben Verschiebung), muss diesen dieselbe Schwingungsperiode auferlegt werden. Da die seismische Masse jedes Stockwerks gegeben ist, kann die unterschiedliche Steifigkeit der SSCD einfach ausgewertet werden (Tabelle 10.10).

Tabelle 10.10: Steifigkeit der verschiedenen SSCD in Bezug zu den Ergebnissen der linearen dynamischen Analyse.

Stockwerk	z_i [m]	m_i [kN]	k_{el} SSCD
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

Im vorliegenden Fall werden unter Berücksichtigung, dass die seismischen Massen der ersten drei Etagen nahezu gleich sind, dieselben SSCD Vorrichtungen für die Etagen P1, P2, und P3 angesetzt, während nur für P4 andere Systeme verwendet werden.

Mit den in Tabelle 10.10 angegebenen Steifigkeitswerten wurde die in Abb. 10.25 dargestellte modale Verformungsfigur gewonnen, welche sehr nah an die gewünschte "vertikale Anordnung" heranreicht (Abb. 10.24). Tabelle 10.11 fasst die Ergebnisse der linearen modalen Analyse mit der gewählten, endgültigen Konfiguration zusammen.

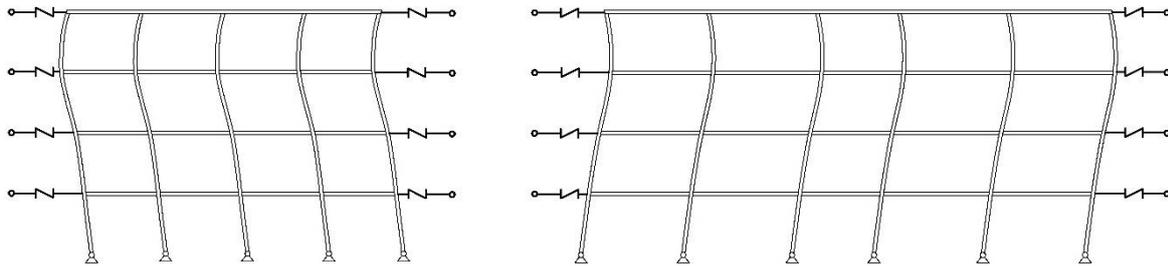


Abb. 10.25: Modale Verformungsfigur entsprechend der ersten Eigenform in Y- und X-Richtung.

Tabelle 10.11: Ergebnisse der modalen Analyse.

Mode	Periode [s]	Masse X [%]	Masse Y [%]	Masse Z [%]	Resultierendes M_x [%]	Resultierendes M_y [%]
1	0,315126	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,313854	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,284094	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,276967	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Die Einwirkungen auf die SSCD Vorrichtungen während der elastischen Phase können unter Berücksichtigung der seismischen Einwirkungen für den Grenzzustand der Schadensbegrenzung (englisch: Damage Limitation, DL) abgeschätzt werden, wobei eine Auswertung der maximal erwarteten Verschiebung für jede der SSCD ermöglicht wird; die Fundamenteinwirkungen in den Stahlbetonwänden können bestimmt und mit den anfänglich angenommenen verglichen werden, mit der möglichen Optimierung der Bauteilabmessungen.

Anschließend kann die endgültige Auslegung der SSCD über die Bestimmung der zuvor unberücksichtigten Querschnittsfläche der dissipativen Elemente durchgeführt werden, welche unmittelbar den Parameter β , die global dissipierte Energie und die Form der F/D-Kurve beeinflusst. Die Haupteigenschaften der bemessenen SSCD, welche in verschiedenen Ebenen eingesetzt wurden, sind in Tabelle 10.12 und Tabelle 10.14 zusammengefasst; zudem zeigt Abb. 10.26 die zugehörigen flaggenförmigen Hysteresen.

Tabelle 10.12: Geometrische und mechanische Eigenschaften der vorgespannten Kabel.

Vorgespannte Kabel			
		P1, P2, P3	P4
Anzahl der Elemente	n	2	2
Durchmesser	ϕ	22 mm	12 mm
Querschnittsfläche	A_{PTE}	380,13 mm ²	113,1 mm ²
Globale Querschnittsfläche	$A_{PTE,tot}$	760,27 mm ²	226,1 mm ²
Fließgrenze	$f_{y,PTE}$	1670,00 N/mm ²	1670, N/mm ²
Vorspannungsanteil	$\rho_{PTE} = f_{PTE}/f_{y,PTE}$	0,50	0,50
Vorspannungsfestigkeit	f_{PTE}	835,00 N/mm ²	835,0 N/mm ²
Vorspannungskraft	F_{PTE}	634,82 kN	188,8 kN
Länge	L_{PTE}	3500 mm	3500 mm
Elastizitätsmodul	E_{PTE}	196000 N/mm ²	19600 N/mm ²
Maximale Verlängerung	d_{PTE}	14,91 mm	14,91 mm

Tabelle 10.13: Geometrische und mechanische Eigenschaften der dissipativen Elemente.

Dissipative Elemente (Stahlgüte BO40)			
		P1, P2, P3	P4
Anzahl der Elemente	n	4 -	4 -
Querschnittsfläche	A_{ED}	120 mm ²	80 mm ²
Globale Querschnittsfläche	$A_{ED,tot}$	480 mm ²	320 mm ²
Fließgrenze	$f_{y,ED}$	240 N/mm ²	240 N/mm ²
Fließkraft	$F_{y,ED}$	115,2 kN	76,8 kN
Maximale Verlängerung	$A_{gt,ED}$	24,67 %	24,67 %
Länge der reduzierten Querschnittsfläche	L_{ED}	170 mm	170 mm

Tabelle 10.14: Parameter der SSCD Vorrichtungen für Ebenen P1, P2 und P3.

Flaggenförmige F/D-Kurve		
Parameter	P1, P2, P3	P4
k_{el}	144,658 kN/mm	48,237 kN/mm
k_{pe}	28,886 kN/mm	9,588 kN/mm
F_y	634,822 kN	188,873 kN
d_y	4,388 mm	3,9155 mm
F_u	938,765 kN	294,295 kN
d_u	14,911 mm	14,911 mm
$\alpha = k_{pe}/k_{el}$	0,200	0,199
$\beta = F_{y,ED}/F_{PTE}$	0,181	0,407

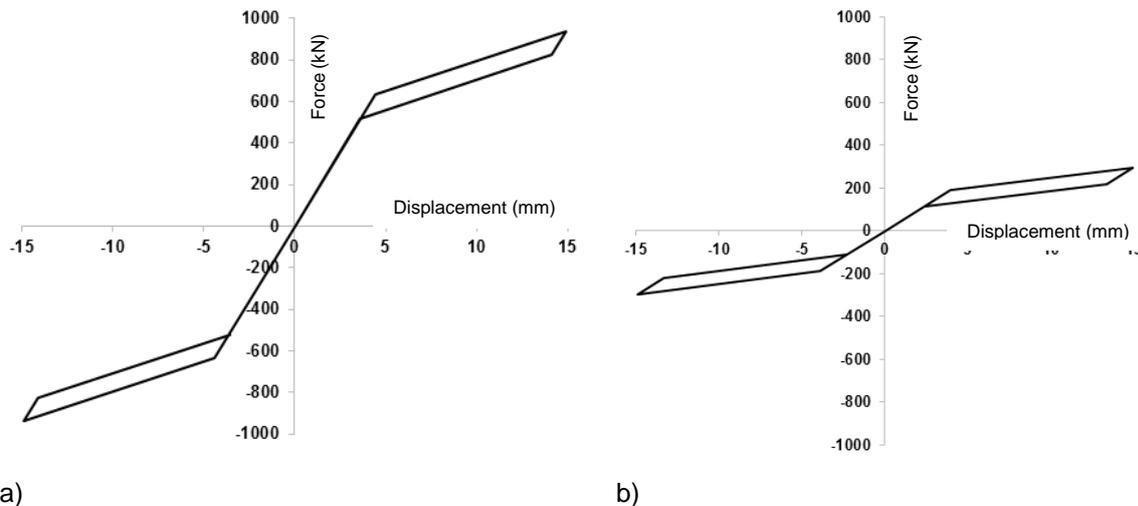


Abb. 10.26: Flaggenförmige Hysteresen für eine SSCD der Ebenen: a) P1, P2 und P3; b) P4.

Um die SSCD im numerischen Modell des Gebäudes einzuführen, wurden Verbinderelemente mit einer spezifischen flaggenförmigen konstitutiven Beziehung verwendet.

Das SSCD Modell wird mittels zweier verschiedener Federn, welche parallel geschaltet sind, simuliert (Abb. 10.27): Die erste ist gekennzeichnet durch eine “*multilinear-elastische*“ Beziehung, wobei die ersten zwei Äste der Kurve anhand der Steifigkeiten k_{el} und k_{pe} , sowie der Fließkraft F_y und der maximalen Verschiebung d_u definiert sind (Abb. 10.28a). Die zweite Feder, als “*plastisch*“ gekennzeichnet, bestimmt die hysteretischen Zyklen der dissipativen Elemente über den Parameter k_{DE} und die entsprechende Kraft F_{yDE} (Abb. 10.28b).

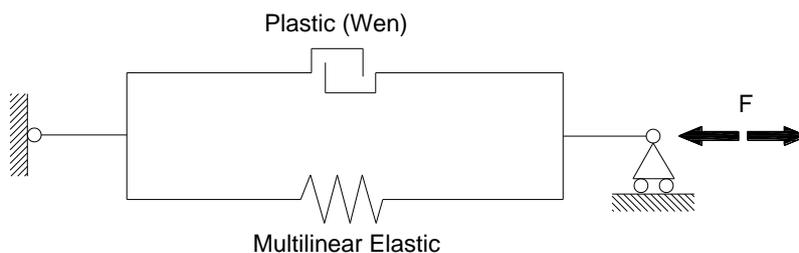


Abb. 10.27: Vereinfachtes Modell der SSCD mit zwei parallelen NL-Verbinderelementen.

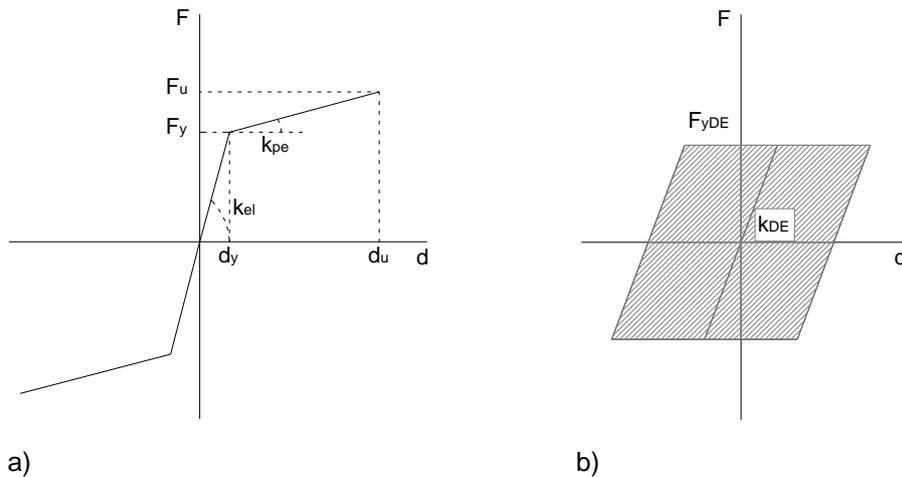


Abb. 10.28: a) Multilinear-elastisches und b) plastisches konstitutives Gesetz.

10.4.3.2 Nichtlineares Modell und nichtlineare dynamische Berechnung

Zur vertieften Untersuchung des Tragwerksverhaltens des Gebäudes im nach-elastischen Bereich wurden nichtlineare dynamische Analysen durchgeführt. Inkrementelle dynamische Analysen (IDA) wurden in Übereinstimmung mit dem von Vamvatsikos und Cornell vorgeschlagenen Verfahren basierend auf den nachfolgend aufgelisteten Schritten durchgeführt:

1. Bestimmung der zu verwendenden unskalierten Akzelerogramme: $a_1(ti)$;
2. Bestimmung des Skalierungsfaktors (SF), der auf die Akzelerogramme angewendet wird: $a_\lambda = \lambda a_1$;
3. Bestimmung des Intensitätsmaßes (IM, „Intensity Measure“), als Funktion des unskalierten Akzelerogrammes, welches monoton mit dem Skalierungsfaktor λ ansteigt (d.h. die maximale Bodenbeschleunigung (PGA, „Peak Ground Acceleration“), die Spektrale Beschleunigung entsprechend der ersten Periode, usw.);
4. Bestimmung des (DM, „Damage Measure“), ein Parameter der die Tragwerksreaktion des Gebäudes während der seismische Ereignisse kennzeichnet (zum Beispiel die maximale Schubkraft V_b , die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung, usw.);
5. Bestimmung der IDA-Kurve, welche eine graphische Darstellung des Schadensmaßes DM in Abhängigkeit des Intensitätsmaßes IM für das gewählte Akzelerogramm ist.

Im vorliegenden Fall wird die maximale Bodenbeschleunigung PGA als Intensitätsmaß IM gewählt.

Zwei Schadensmaße DM werden betrachtet: Die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung d_{rmax} und die maximale Verschiebung d_{dmax} der SSCD Systeme. Die Erreichung des Grenzzustands der Schadensbegrenzung (DL) wird mit dem Erreichen der maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebung nach D.M.

14/01/2008 gleichgesetzt, um eine effektive Nutzung des Gebäudes zu gewährleisten (Gl. (10.20)):

$$d_r \leq 0,01 h \quad \text{Gl. (10.20)}$$

wobei h die Stockwerkshöhe ist. In diesem Fall ergibt sich die Beziehung zu Gl. (10.21):

$$d_r \leq 45 \text{ mm} \quad \text{Gl. (10.21)}$$

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit (LS) ist mit einer axialen Verformung der SSCD Systeme verbunden, die größer ist als die maximal zulässige Verlängerung, entsprechend der Fließbedingung der vorgespannten Kabel und dem Verlust der Fähigkeit zur Rückzentrierung. Diese Begrenzung kann entsprechend Gl. (10.22) angesetzt werden:

$$d_{SSCD} \leq 14,91 \text{ mm} \quad \text{Gl. (10.22)}$$

Es ist notwendig hervorzuheben, dass eine solche Begrenzung nicht exakt mit dem Erreichen eines Grenzzustands des "endgültigen" Versagen übereinstimmt, da statisch betrachtet die SSCDs dem Tragwerk immer noch eine hinreichende verbleibende Festigkeit gegen Versagen bieten. Das Problem besteht größtenteils im Verlust der Fähigkeit zur Rückzentrierung (eine reduzierte Dissipationskapazität bleibt). Zudem wird der LS-Zustand nicht gleichzeitig von allen SSCD Systemen erreicht, womit nur in einigen die Wirksamkeit abnimmt.

Sieben Akzelerogramme wurden für die Durchführung der inkrementellen dynamischen Analysen (IDA) verwendet. Das betrachtete Intensitätsmaß IM wurde mit verschiedenen Skalierungsfaktoren SF für die verschiedenen Akzelerogramme bis zu 0,40 g skaliert (Tabelle 10.15).

Tabelle 10.15: Für die verschiedenen Akzelerogramme verwendeten Skalierungsfaktoren.

Akzelerogramm	PGA _{max}	0,05 g	0,10 g	0,15 g	0,20 g	0,25 g	0,30 g	0,35 g	0,40 g
0520ME	0,2591	0,193	0,386	0,579	0,772	0,965	1,158	1,351	1,544
0529ME	0,2672	0,187	0,374	0,561	0,749	0,936	1,123	1,310	1,497
SPC1	0,3127	0,160	0,320	0,480	0,640	0,799	0,959	1,119	1,279
SPC2	0,2508	0,199	0,399	0,598	0,797	0,997	1,196	1,396	1,595
SPC3	0,2855	0,175	0,350	0,525	0,701	0,876	1,051	1,226	1,401
SPC4	0,3374	0,148	0,296	0,445	0,593	0,741	0,889	1,037	1,186
SPC5	0,2507	0,199	0,399	0,598	0,798	0,997	1,197	1,396	1,596

Abb. 10.29 und Abb. 10.30 zeigen die Zusammenfassung der Ergebnisse der unter Verwendung der sieben verschiedenen Akzelerogramme durchgeführten IDA. Bei

Betrachtung der aus den IDAs gewonnenen Ergebnisse wird deutlich, dass die maximale Verlängerung (d_{dmax}) der dissipativen Vorrichtungen stark von dem verwendeten Akzelerogramm abhängig ist: bis zu einem IM von 0,15 g ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten, während ansteigende Niveaus des IM mit zunehmenden Abweichungen in den erzielten Ergebnissen einhergehen. Ähnliche Beobachtungen können auch für die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung (d_{rmax}) im Zustand der Schadensbegrenzung (DL) gemacht werden. Um diese Effekte teilweise zu reduzieren, wurden die Durchschnittswerte der sieben Akzelerogramme gemäß D.M.14/01/2008 berücksichtigt. Die Durchschnittswerte der Schadensmaße DM zeigen die Fähigkeit des bemessenen Tragwerks auf, die für den Zustand DL für PGA bis 0,30 g auferlegten Anforderungen vollstens zu erfüllen, während im Zustand LS sich die maximale PGA im Bereich von 0,25 g (Erfüllung) und 0,30 g (Überschreiten der LS Anforderungen) befindet.

Zudem wurden zur Überprüfung der Effizienz des Modells die bleibenden Verschiebungen ausgewertet (Tabelle 10.16): die bleibenden Verschiebungen ergaben sich zu weniger als 2 % der maximal aufgetretenen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen. Dieser Wert kann als zulässig angesehen werden, um die Rückzentrierungsfähigkeit des Systems zu gewährleisten. Wie in Abb. 10.30 zu sehen ist, weisen die Ebenen P1, P2 und P4 ein ähnliches Verhalten für steigende Niveaus der PGA auf, während P3 durch eine größere Verschiebung gekennzeichnet ist. Die Fließgrenze der vier Kurven ist ungefähr die gleiche und innerhalb des Bereichs [0,10 g; 0,15 g], was einem sehr gleichmäßigen Verhalten des Gebäudes entspricht.

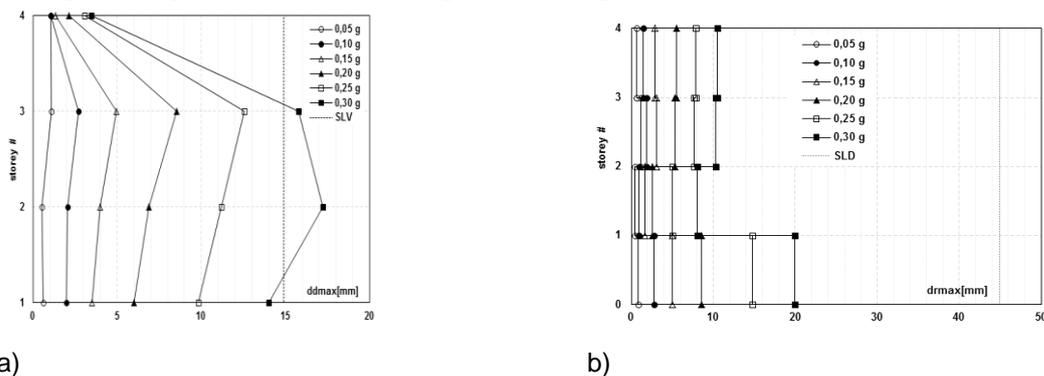


Abb. 10.29: Durchschnittliche Ergebnisse der sieben Akzelerogramme: a) maximale Verschiebung der SSCD (LS) und b) maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung (DL).

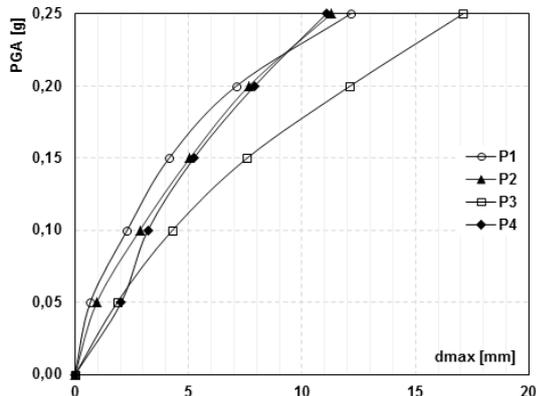


Abb. 10.30: Ergebnisse der IDA hinsichtlich der Verschiebung der verschiedenen Stockwerke gegenüber der PGA (Durchschnitt der sieben Akzelerogramme).

Tabelle 10.16: Durchschnittliche bleibende Verschiebungen für das Gebäude (PGA gleich 0,25 g).

Stockwerk	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

Die Durchführung von Sicherheitsnachweisen gemäß aktueller Vorschriften für alle das Tragwerk bildenden Bauteile in Bezug auf eine PGA von 0,25 g im Zustand LS führte zu einigen Modifikationen der Profile, die in Tabelle 10.17 für die Stahlprofile kurz zusammengefasst sind. Es waren keine weiteren Modifikationen der Abmessungen und der Bewehrung der Stahlbetonwände erforderlich.

Tabelle 10.17: Notwendige Modifikationen für Stahlprofile gemäß den Ergebnissen der nichtlinearen Analysen.

Element	Vorheriges Profil	Modifikation	Begründung
Reguläre Geschosstahlträger	HEB280	HEA340	Biegung
Dachstuhlträger	HEB160	HEB180	Biegung
Stütze	HEB220	HEB240	Knicken

10.4.4 Optimierung der vorgeschlagenen Lösung

Die Ergebnisse der nichtlinearen Analysen zeigten global auf, dass das Tragverhalten des Systems hauptsächlich von der maximalen Verlängerung der SSCD beeinflusst wird, was unmittelbar das Erreichen des LS-Zustands kennzeichnet. Dahingegen liegen die gegenseitigen Stockwerkwerksverschiebungen, welche mit der Erfüllung der Bedingungen im Zustand DL verbunden sind, normalerweise deutlich unter der angesetzten Begrenzung und stellen somit keine Anforderung für die Bestimmung der effektiven Kapazität des Systems dar.

Die Modifikation der SSCD kann anschließend zur Vergrößerung der Tragwerkskapazität des Gebäudes zur Erfüllung der Begrenzung im Zustand LS für Intensitätsmaße IM größer als 0,25 g durchgeführt werden, was unmittelbare Auswirkungen auf die verschiedenen Parameter hat. Die nachfolgenden Möglichkeiten wurden dabei berücksichtigt.

10.4.4.1 Fall 1 – Vergrößerung der Länge der SSCD Vorrichtung

Mehrere Modifikationen der Länge der SSCD Vorrichtung wurden durchgeführt und untersucht, wobei schließlich eine externe Länge von 5,30 m für die Vorrichtung (im Gegensatz zur anfänglichen von 3,50 m, welche aus experimentellen Versuchen am SSCD Prototypen resultierte) und eine Länge von 5,10 m für die vorgespannten Kabel gewählt wurde (Abb. 10.31). Infolgedessen (Abb. 10.32) beeinflusst die Vergrößerung der SSCD-Länge nicht signifikant das Verhalten des Tragwerks, da die maximal zulässige PGA bei 0,25 g verbleibt. Dies ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass mit Vergrößerung der Länge eine Verringerung der linearen Steifigkeit einhergeht (Abb. 10.31).

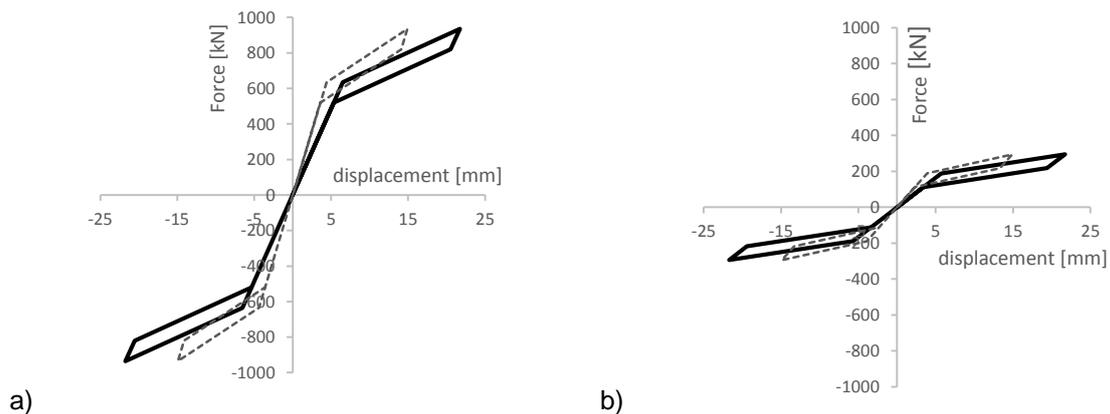


Abb. 10.31: Erste Modifikation (SSCD-Länge): Veränderte flaggenförmige Hysterese für a) Ebenen P1, P2 und P3, b) Ebene P4.

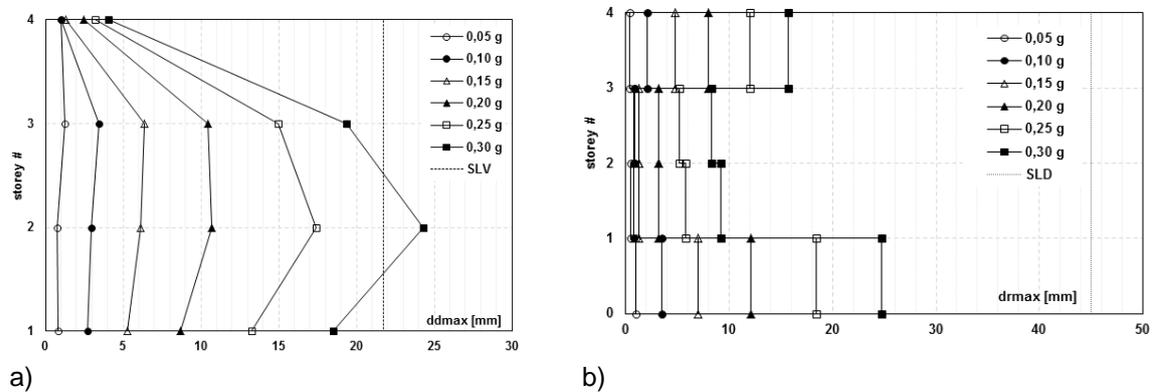


Abb. 10.32: Durchschnittliche Ergebnisse der IDA für a) maximale Verschiebung der SSCD (Zustand LS) und b) gegenseitige Stockwerksverschiebung (Zustand DL).

10.4.4.2 Fall 2 – Vergrößerung des Durchmessers der vorgespannten Kabel

Die zweite Möglichkeit besteht in der Modifikation der Durchmesser der vorgespannten Kabel, wobei diese um 4,00 mm erhöht wurden; die globale Länge der SSCD wird auch in diesem Fall unter Berücksichtigung der anfänglichen auf 5,30 m vergrößert. Da der Durchmesser diesen Parameter nicht beeinflusst, bleibt die Zielverschiebung im Zustand LS bei 21,93 mm. Die Modifikation des Durchmessers der Kabel beeinflusst unmittelbar die Fließ- und Maximalkräfte, sowie die Steifigkeit sowohl der elastischen als auch der nach-elastischen Zweige der flaggenförmigen Hystereseurve (Abb. 10.33).

Wie zu sehen ermöglicht die Kombination der Modifikationen der SSCD-Länge und des Durchmessers der Kabel die Steigerung der Tragkapazität des Systems, mit einer maximal zulässigen PGA von 0,30 g ohne Überschreiten der Anforderungen des Zustands LS. Im Zustand DL können keine Änderungen beobachtet werden. Der Vergleich zwischen dem ersten und zweiten Stockwerk zeigt keine signifikanten Unterschiede für Intensitätsmaße IM kleiner oder gleich 0,15 g: Dies bedeutet, dass unter 0,15 g der Einfluss des vorgespannten Kabels unerheblich ist. Bei Steigerung der PGA wird der Einfluss der Kabel größer, hauptsächlich auf das nach-elastische Verhalten der SSCDs.

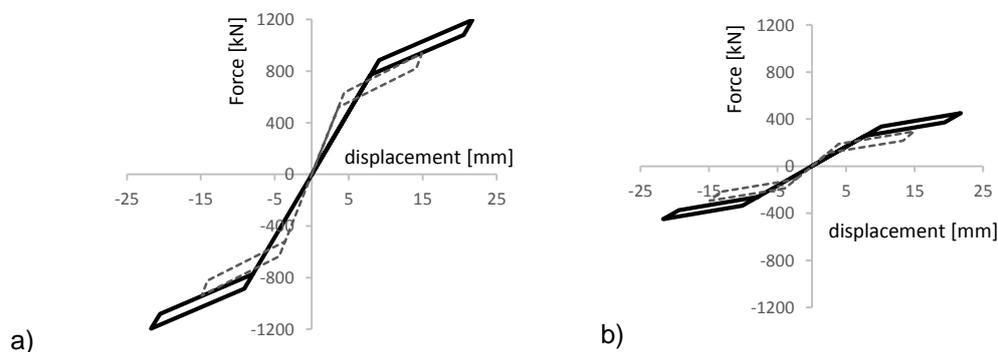


Abb. 10.33: Zweite Modifikation (SSCD Länge und Durchmesser der Kabel): Flaggenförmige Hystereseurven für a) Ebenen P1, P2 und P3, b) Ebene P4.

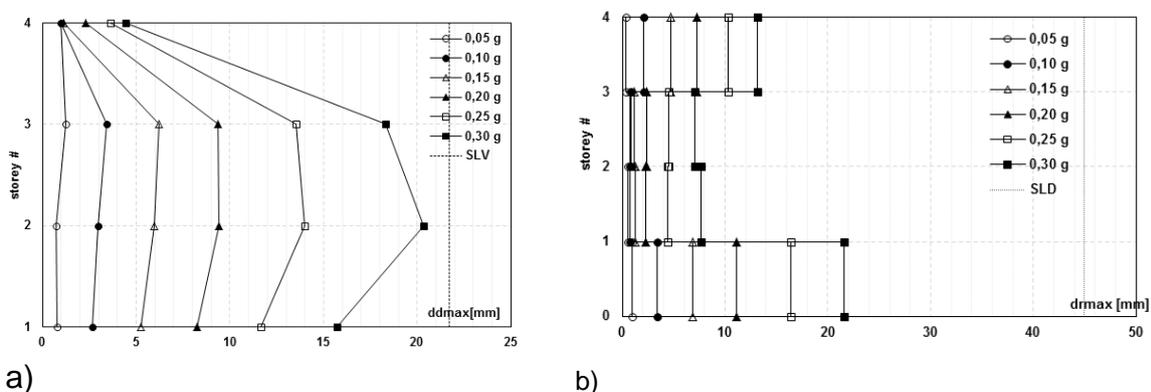


Abb. 10.34: Durchschnittliche Ergebnisse der IDA für a) maximale Verschiebung der SSCD (Zustand LS) und b) gegenseitige Verschiebung (Zustand DL) – Fall 2.

10.4.4.3 Fall 3 – Vergrößerung der dissipativen Elemente – $\beta = 0,50$

Die globale Kapazität des Tragwerks kann auch durch Erhöhung der Dissipationskapazität der SSCD Vorrichtungen gesteigert werden. Vorerst ergeben sich die β -Koeffizienten, welche die gewonnenen flaggenförmigen Hysteresekurven kennzeichnen, jeweils zu 0,18 für Ebenen P1, P2 und P3 und zu 0,40 für Ebene P4.

In diesem dritten Fall wird zur Auswertung der Wirksamkeit dieses Parameters die anfängliche Länge der SSCD (3,50 m) angenommen, wobei die Abmessungen der dissipativen Elemente bis zum Erreichen von $\beta = 0,50$ erhöht werden, ohne andere Eigenschaften zu modifizieren (Abb. 10.5).

Wie durch Abb. 10.36 gezeigt, erzielt diese Lösung eine gute Effizienz, mit einer maximal zulässigen PGA im Zustand LS von 0,35 g und einer ungefähr 50%igen Reduktion der maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen. Da die Steifigkeit der SSCD nicht modifiziert wird, werden die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen reduziert. Darüber hinaus ermöglicht die geringere Größe der Vorrichtung weniger Kosten und eine einfachere Anwendung.

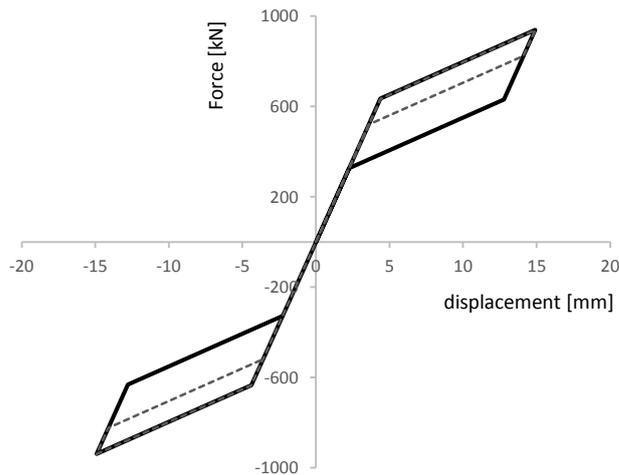


Abb. 10.35: Dritte Modifikation ($\beta = 0,50$): Flaggenförmige Hysteresekurven für Ebenen P1, P2 und P3.

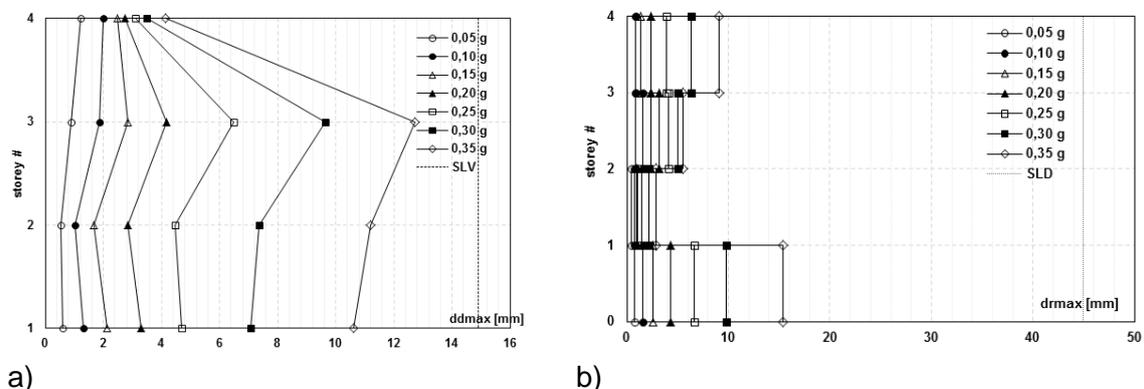
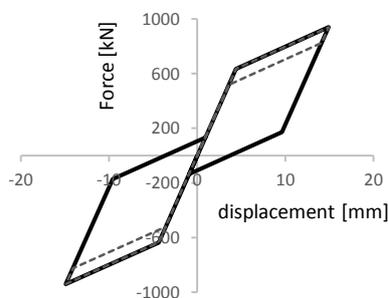


Abb. 10.36: Durchschnittliche Ergebnisse der IDA für a) maximale Verschiebung der SSCD (Zustand LS) und b) gegenseitige Verschiebung (Zustand DL) – Fall 3.

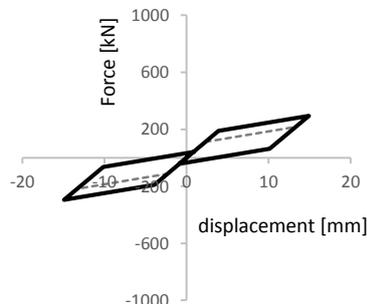
10.4.4.4 Fall 4 – Vergrößerung der dissipativen Elemente – $\beta = 1,25$

Die Erhöhung des β -Koeffizienten über 0,90 führt den experimentellen Prüfungsergebnissen zu Folge zum Verlust des typischen flaggenförmigen Verhaltens der dissipativen Elemente: Wie in Abb. 10.37 zu sehen sind in diesem Fall zudem bleibende Verschiebungen von Bedeutung. Das offensichtlichste Ergebnis der IDA ist, dass die Vergrößerung des Querschnitts der dissipativen Elemente die globale Kapazität des Gebäudes verringert, mit einer maximal zulässigen PGA von 0,30 g (Abb. 10.38): Dies bedeutet, dass ab einem bestimmten Grenzwert die Erhöhung der Größe der dissipativen Elemente nicht nützlich zur Verbesserung des Tragverhaltens des Gebäudes ist.

Die SSCD Vorrichtungen in Ebene P4 erreichen größere Verlängerungen (in allen anderen betrachteten Fällen werden die SSCD Vorrichtungen in Ebene P4 am wenigsten durch die Variation der Parameter beeinflusst): Dies verursacht die Verringerung der globalen Kapazität im Zustand LS. Diese Tatsache wird durch die Kapazitätskurve der verschiedenen Ebenen belegt (Abb. 10.39): ungeachtet dessen, dass die Kurve zugehörig zu Ebene P4 bei einer PGA von 0,10 g Fließen zeigt, entwickeln die Kurven für die anderen drei Ebenen ein nahezu lineares Verhalten. Dies bedeutet, dass das Gebäude die maximale Begrenzung in Ebene P4 erreicht, während sich die anderen SSCD Vorrichtungen im elastischen Bereich befinden.



a)



b)

Abb. 10.37: Vierte Modifikation ($\beta = 1,25$): Flaggenförmige Hysteresekurven für a) Ebenen P1, P2 und P3, b) Ebene P4.

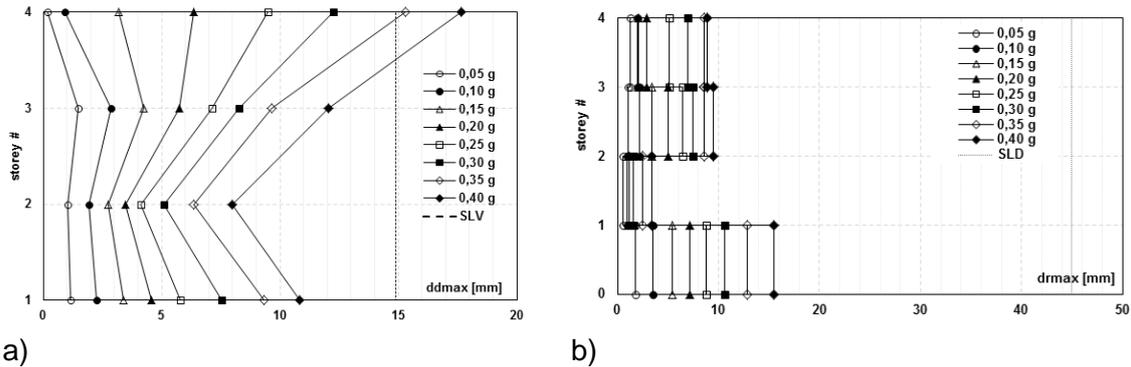


Abb. 10.38: Durchschnittswerte der IDA für a) maximale Verschiebung der SSSD (Zustand LS) und b) gegenseitige Stockwerksverschiebung (Zustand DL) – Fall 4.

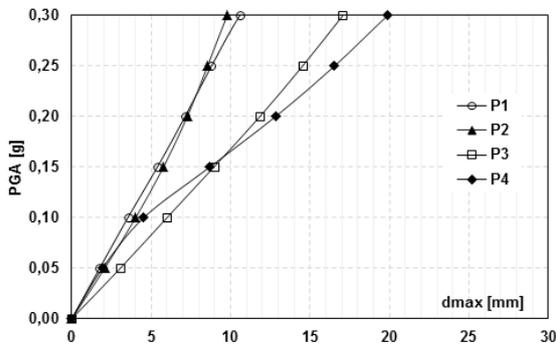


Abb. 10.39: Kapazitätskurven für die verschiedenen Stockwerke – Fall 4.

Schließlich wurden die bleibenden Verschiebungen ausgewertet: Für β -Werte größer als 1,0 verlor die SSSD ihre Fähigkeit zur Rückzentrierung, wobei das Gebäude bleibende Verschiebungen erleidet. Deren Durchschnittswerte für eine PGA von 0,30 g sind in Tabelle 10.18 zusammengefasst.

Tabelle 10.18: Durchschnittliche bleibende Verschiebungen des Stahltragwerks für eine PGA = 0,30 g.

Stockwerk	$\beta = 1,25$			$\beta = 2,00$		
	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]	d_r [mm]	d_{rmax}	d_r [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Für den Fall, dass der β -Koeffizient gleich 2,0 ist, können ähnliche Rückschlüsse gezogen werden, abermals mit der Steigerung der Größe der dissipativen Elemente und dem Verlust des flaggenförmigen Verhaltens.

10.5 FAZIT

Das vorgeschlagene SSSD System wurde für die Bemessung eines gewerblichen Hybridtragwerks aus Stahlbeton verwendet. Das Bemessungsverfahren ist iterativ

und beinhaltet sowohl lineare als auch nichtlineare Analysen, wie umfangreich vorgestellt.

Der "originale" Prototyp des Systems, welcher in Braconi et al. mit seinen mechanischen und geometrischen Eigenschaften beschrieben wurde, erlaubte es das Gebäude für eine seismische Einwirkung mit einer maximalen PGA von 0,25 g in Übereinstimmung mit den Anforderungen aktueller Normen für den Zustand DL und LS zu bemessen, wobei eine gute Fähigkeit der Rückzentrierung mit sehr begrenzten bleibenden Verschiebungen erreicht wurde.

Die Modifikation von Parametern, wie der Länge der Vorrichtung, dem Durchmesser der Kabel und der Größe der dissipativen Elemente der SSCD, erlaubt es eine Verbesserung des Tragverhaltens des Gebäudes zu erzielen, wie umfangreich gezeigt. Das System kann mit Hilfe parametrischer Untersuchungen optimiert werden, um die Werte der Eigenschaften des SSCD Systems zu bestimmen, sodass die Anforderungen an das Gebäude erfüllt werden. Hauptsächlich betrifft dies die Länge der vorgespannten Kabel und den Querschnitt der dissipativen Elemente.

Die horizontale Positionierung der SSCD Vorrichtung (als Verbindung zwischen Stahlbetonwand und Stahlrahmen) ermöglicht die direkte Kontrolle über das Tragverhalten des Gebäudes und die Möglichkeit zur Optimierung der modalen Verformungsfigur, um wie im betrachteten Fall in allen Stockwerken gleiche Verschiebungen zu erhalten.

Der Vergleich zwischen den numerischen Ergebnissen der Berechnungen und den aus den experimentellen Versuchen gewonnenen Daten belegt, dass die im Modell angenommenen Vereinfachungen (wie zum Beispiel die Vernachlässigung der Reibung und der dissipativen Elemente bei der Bestimmung der äquivalenten Steifigkeit) zu einem Fehler führen, der hauptsächlich die Menge der dissipierten Energie betrifft. Dahingegen haben sich zwischen Berechnung und experimentellen Versuchen sehr geringe Unterschiede bezüglich der Abschätzung von bleibenden Verschiebungen ergeben.

Die signifikanteste Einschränkung des SSCD Systems betrifft die verringerte Verschiebungskapazität, welche einem Maximum von 25 mm entspricht. Die Menge an dissipierter Energie steht in Beziehung zu den einwirkenden Verschiebungen und Kräften auf die Vorrichtung: Die Verschiebung kann mit einer Vergrößerung der Abmessungen der vorgespannten Kabel oder der Länge der Vorrichtung erhöht werden, wobei letzteres schwierig umzusetzen ist. Die Dissipationskapazität der SSCD Vorrichtung kann durch größere Abmessungen der dissipativen Elemente erhöht werden, wobei der β -Koeffizient niedriger als 0,90 gehalten sollte.

Es ist zudem hervorzuheben, dass durch das Fehlen spezifischer Vorschriften, in denen Parameter beschrieben werden, welche für die Kennzeichnung von dissipativen Vorrichtungen benötigt werden, kein unmittelbarer Vergleich des Verhaltens

eines "herkömmlichen" Systems zu dem eines Gebäudes mit einem dissipativen Schutzsystem möglich ist. Die vorgeschlagene SSCD Vorrichtung wurde unter Berücksichtigung sowohl statischer als auch seismischer Bedingungen ausgelegt und überprüft, jedoch ist die effektive Bestimmung der Leistungsniveaus gemäß den Zuständen IO, DL, LS und CP, sowie die Definition des effektiven Verhaltensbeiwerts q , welcher im vorliegenden Fall zu 1,0 angenommen wurde, nicht eindeutig festgelegt.

10.6 ANWENDUNGSFELD

Die rückzentrierende Stahlvorrichtung kann sowohl in bestehenden als auch neuen Gebäuden eingesetzt werden. Sie ist besonders geeignet, um in Stahl- oder Betonrahmen eingebaut zu werden.

10.7 VERÖFFENTLICHUNGEN

Veröffentlichungen in internationalen Fachzeitschriften

1. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
2. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
3. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization*, Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

10.8 BIBLIOGRAPHIE

- [1] Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCATED STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels.
- [2] Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.
- [3] Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- [4] Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
- [5] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames*. ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.
- [6] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) *Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems*. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.

- [7] Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.
- [8] Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) *Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation*. J Struct Eng 134(1): 96–107.
- [9] Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) *Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative braces, buckling restrained braces and moment resisting frames*.
- [10] Cormack LG (1988) *The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation*. Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.
- [11] Desroches R, Smith B (2004) *Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations*. J Earthq Eng 8 (3):1–15.
- [12] EN1998-1:2005 - *Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General Rules, seismic action and rules for buildings*.
- [13] Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) *Performance evaluation of friction spring seismic damper*. ASCE J Struct Eng 126:491–499.
- [14] NTC (2008) Norme tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
- [15] Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) *Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey precast concrete test building*. PCI J 44(6):42–47.
- [16] Uang C.M., Bertero V.V. (1990) - *Evaluation of seismic energy in structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.
- [17] Vamvatsikos D., Cornell C.A. *Incremental dynamic analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514, 2002-.

11 DREIECKFÖRMIGE HYSTERETISCHE STAHLVORRICHTUNG (TRSH)

11.1 EINLEITUNG

Im Rahmen des gemeinschaftlichen Forschungsprojekts „Risikominimierung Für Erdbeben und Erdrutsche“ (englisch: Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides, Akronym: LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) des sechsten europäischen Rahmenforschungsprogramms wurden dreieckförmige hysteretische Stahlvorrichtungen (englisch: TRIangular Steel Hysteretic (TRSH) devices) als ergänzendes dissipatives Element in Basisisolationssystemen entwickelt und in Hinblick auf ihre Anwendbarkeit geprüft [1, 2]. Die Forschungsarbeiten gehörten zum Teilprojekt 6, „Entwicklung und Herstellung von Vorrichtungen zur Energiedissipation und seismischen Isolatoren“.

Dieser Bericht stellt die Ergebnisse der Untersuchungen zum seismischen Verhalten der TRSH-Vorrichtungen vor und schlägt ein Bemessungsverfahren für Stahl- und Verbundgebäude vor, in welchen die TRSH Vorrichtung in hysteretischen Aussteifungssystemen verwendet wird.

11.2 BESCHREIBUNG DES DREIECKFÖRMIGEN HYSTERETISCHEN AUSSTEIFUNGSSYSTEMS AUS STAHL

Hysteretische Stahlvorrichtungen (englisch: Steel Hysteretic Devices, SHD) stellen eine effektive Lösung dar, die Fähigkeit von Tragwerken zur Dissipation seismischer Energie zu steigern. Unter SHD-Vorrichtungen ist die dreieckförmige Stahlvorrichtung (TRSH) (siehe Abb. 11.1) ein effektives Element zur Anwendung in einem tragenden Aussteifungssystem, z. B.:

- die durch eine am Ende der dreieckförmigen Platte angesetzte seitliche Last hervorgerufene Biegekrümmung ist über die gesamte Höhe der Platte gleichbleibend (siehe Abb. 11.2),
- es kann großen plastischen Verformungen ohne Konzentration der Krümmungen standhalten (siehe Abb. 11.2).

Abb. 11.3 zeigt zwei mögliche Anordnungen des TRSH-Systems: einzelnes Element (links) oder in Reihe (rechts) in einer gekoppelten Gruppenverbindung.

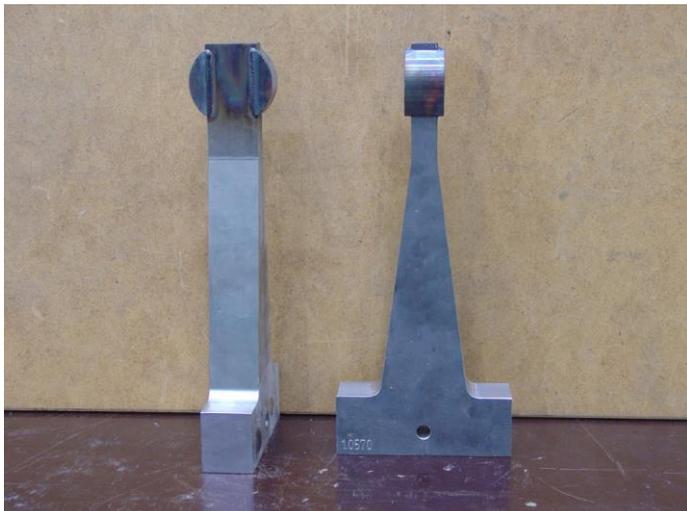


Abb. 11.1: TRSH-Element mit halbmondförmigem Kopf [1]

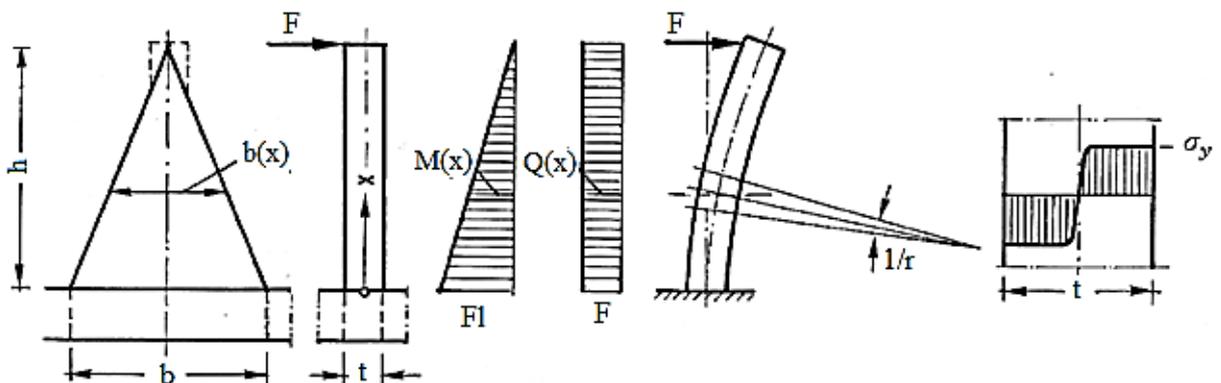
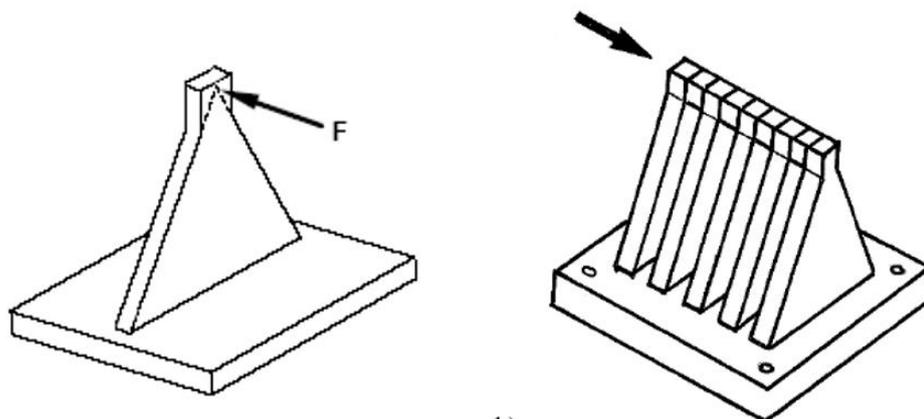


Abb. 11.2: Geometrische Parameter und mechanisches Verhalten eines TRSH-Elementes [1]



a) b)
 Abb. 11.3: TRSH-Element: a) einzelnes Element, b) Reihenverbindung [1]

Das Funktionsprinzip eines TRSH-Vorrichtungen enthaltenden Aussteifungssystems und seine qualitative Kinematik sind in Abb. 11.4 dargestellt. Eine mögliche Anordnung der Verbindung der Diagonalstreben mit einem Träger durch ein TRSH ist in Abb. 11.5 und Abb. 11.6 dargestellt. Die dreieckförmigen Platten dissipieren

seismische Energie, hervorgerufen durch die horizontalen Komponenten der Erdbebeneinwirkung, während die Übertragung der vertikalen Komponenten der Diagonalstreben an eine Gleitschiene übertragen wird.

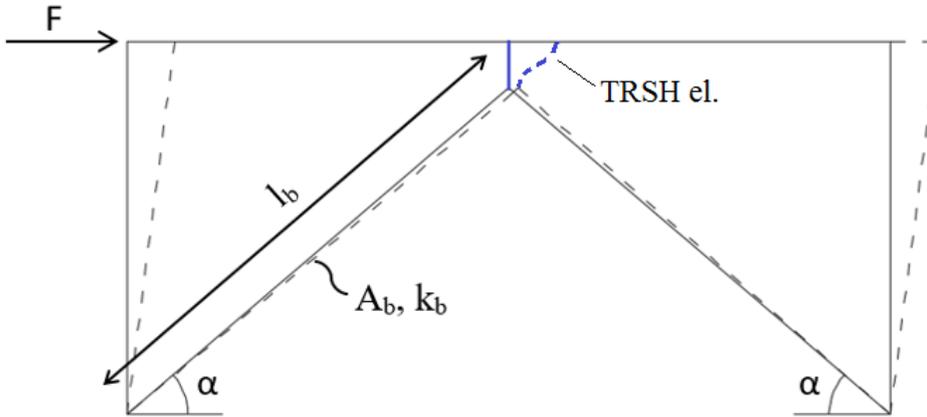


Abb. 11.4: Funktionsprinzip und qualitative Kinematik eines TRSH-Aussteifungssystems

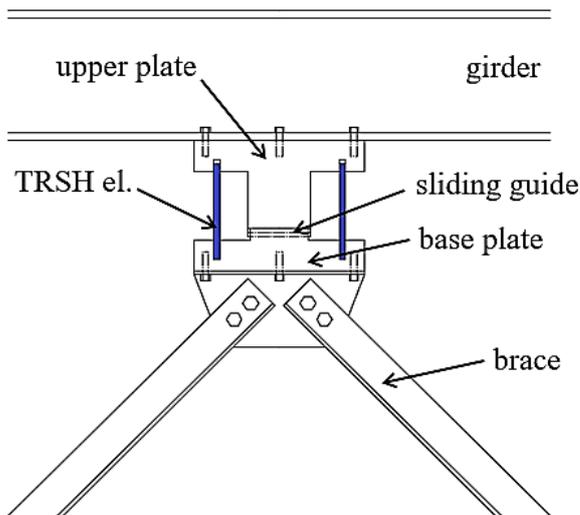


Abb. 11.5: Hauptkomponenten eines TRSH-Aussteifungssystems – Seitenansicht

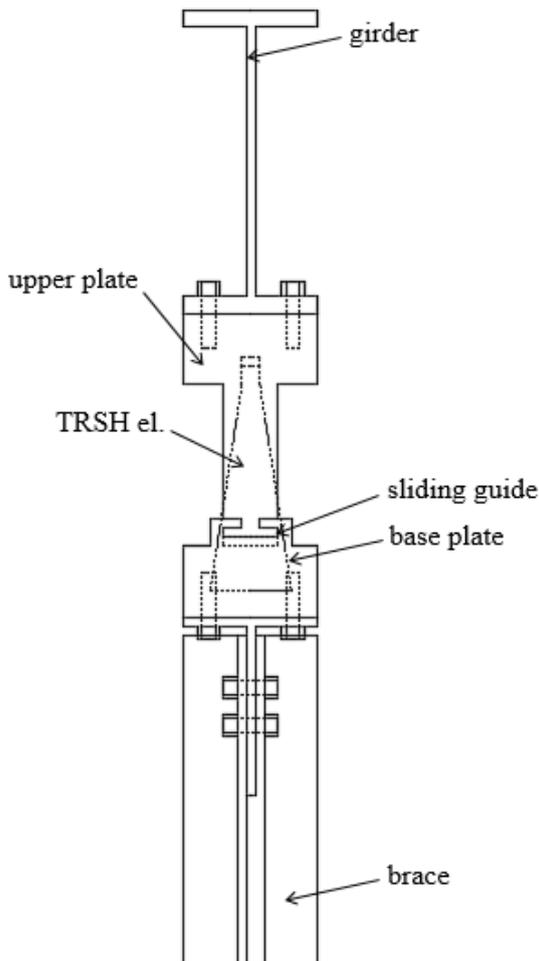


Abb. 11.6: Hauptkomponenten eines TRSH-Aussteifungssystems – Querschnitt

Erste numerische und experimentelle Untersuchungen über die seismische Reaktion von TRSH-Vorrichtungen beinhaltenden Tragwerken gehen bis in die frühen 90er Jahre zurück [3-8]. In Übereinstimmung mit diesen Studien können die elastische horizontale Steifigkeit $k_{el,t}$, die elastische Krümmung $\chi_{el,t}$ (konstant), die Fließkraft $F_{y,t}$, die Maximalkraft $F_{u,t}$ und die Fließverschiebung $\Delta_{y,t}$ einer TRSH-Vorrichtung wie folgt berechnet werden [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3} \quad \text{Gl. (11.1)}$$

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3} \quad \text{Gl. (11.2)}$$

$$F_{y,t} = \frac{n\sigma_ybt^2}{6h} \quad \text{Gl. (11.3)}$$

$$F_{u,t} = \frac{n\sigma_ybt^2}{4h} \quad \text{Gl. (11.4)}$$

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{k_{el,t}} = \frac{\sigma_yh^2}{Et} \quad \text{Gl. (11.5)}$$

wobei b , h , und t die geometrischen Parameter sind, welche in Abb. 11.2 dargestellt sind, und n , E , und σ_y jeweils die Anzahl, sowie der Elastizitätsmodul und die Fließspannung des TRSH-Stahls sind.

Es konnte gezeigt werden, dass die elastische horizontale Gesamtsteifigkeit $k_{el,T+B}$ eines eine TRSH-Vorrichtung enthaltenden Aussteifungssystems sich ergibt zu:

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}} \quad \text{Gl. (11.6)}$$

wobei $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b) \cos^2 \alpha$ die horizontale Steifigkeit der Diagonalstreben ohne die dissipativen Elemente ist.

11.3 ANALYTISCHES MODELL

11.3.1 Bilineare Annäherung der Kraft-Verschiebungsschleife

Für Bemessungszwecke werden üblicherweise Kraft-Verschiebungsschleifen durch eine bilineare Hystereseschleife mit einer Anfangssteifigkeit k_1 , einer Fließsteifigkeit k_2 und einer Fließkraft F_y abgeschätzt. Die nachfolgend angewendete Methode für die bilineare Annäherung einer Hystereseschleife ist in Abb. 11.7 dargestellt.

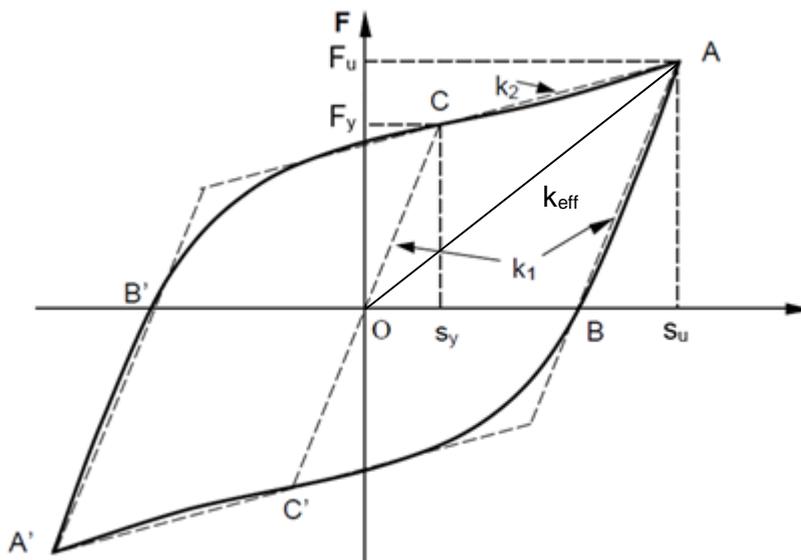


Abb. 11.7: Bilineare Annäherung der hysteretischen Schleife

Die gekrümmte Schleife $A'B'CBC'A'$ ist bezüglich des Mittelpunktes 0 nicht symmetrisch und die Koordinaten der Scheitelpunkte A und A' sind die maximalen Verschiebungen $\pm s_u$ sowie die Maximalkraft $\pm F_u$.

Die Anfangssteifigkeit k_1 wird durch die Steigung der parallelen Linien AB und A'B' abgeschätzt, wobei B und B' die Schleifen-Schnittpunkte mit der X-Achse sind.

Die Fließsteifigkeiten k_2^+ und k_2^- werden durch die Steigung der Linien AC und A'C' abgeschätzt, wobei CC' die Linie durch 0 mit der Steigung k_1 ist.

Die Koordinaten des Punktes C (s_y, F_y) entsprechen jeweils der Fließverschiebung und der Fließkraft für die Abschätzung der gekrümmten Hystereseschleife.

Die bilinearen Hystereseparameter ändern sich mit der maximalen Dehnungsamplitude ε_u bei einer niedrigen Dehnung schnell, jedoch langsamer bei größerer Dehnung. Praktisch bewirken diese Parameter-Änderungen keine großen Fehler basierend auf einer bilinearen Annäherung, da seismische Reaktionen durch relativ große Verformungen mit langsam variierenden Parametern dominiert werden. Mit festen Werten für k_1, k_2 und F_y basieren die bilinearen Schleifen auf einer Kurve mit zwei Steigungen und einem festen Startpunkt.

Häufig wird das bilineare Verhalten mittels einer äquivalenten Steifigkeit k_{eff} und einer äquivalenten Dämpfung ξ_{eff} wie folgt vereinfacht:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2 \quad \text{Gl. (11.7)}$$

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y \left(s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2} \right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot s_u^2} \quad \text{Gl. (11.8)}$$

11.3.2 Das „Skalierungsfaktor-Verfahren“

Die Reaktion jedes metallischen Dämpfers ist eine Funktion seiner Geometrie und der mechanischen Eigenschaften des Metalls, aus welchem er hergestellt wurde. In dieser Hinsicht basiert das „Skalierungsfaktor-Verfahren“ (englisch: „Scaling Factor Method“, SFM) auf der Annahme, dass die Kraft-Verschiebungsreaktion hysteretischer Stahlvorrichtungen (SHD) durch eine Skalierung der Spannungs-Dehnungskurve ($\sigma - \varepsilon$) des verwendeten Stahls mittels geeigneter „Skalierungsfaktoren“ gewonnen werden kann (Abb. 11.8).

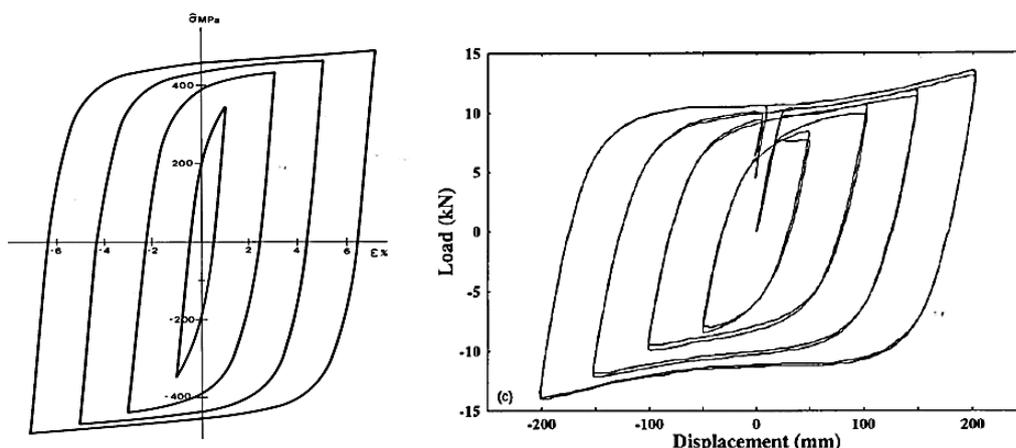


Abb. 11.8: Skalierte Spannungs-Dehnungskurven (links) und entsprechende Kraft-Verschiebungsschleifen einer TRSH-Vorrichtung, welche aus warmgewalzten Baustahl hergestellt wurde (rechts)

Die folgenden Variablen werden wie folgt festgelegt:

- s Verschiebung der Vorrichtung

- F Dämpfungskraft der Vorrichtung
- ε Stahldehnung
- σ Stahlnormalspannung (über den Querschnitt als konstant angenommen).

Folgende „Skalierungsgleichungen“ können bestimmt werden:

$$s = \delta \cdot \varepsilon \quad \text{Gl. (11.9)}$$

$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2) \quad \text{Gl. (11.10)}$$

wobei sich für die in Abb. 11.9 dargestellte TRSH-Vorrichtung der Kraftbeiwert φ , der Verschiebungsbeiwert δ und ein Korrekturfaktor α (bei großer Verschiebung) wie folgt ergeben:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \quad \text{Gl. (11.11)}$$

$$\delta = \frac{h^2 - c^2}{t} \quad \text{Gl. (11.12)}$$

$$\alpha = \frac{2}{(h+c)^2} \quad \text{Gl. (11.13)}$$

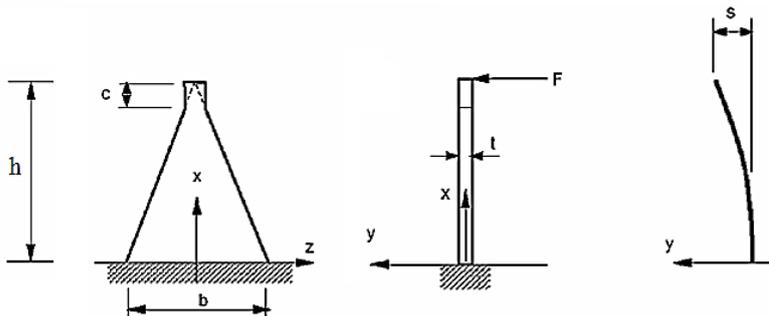


Abb. 11.9: Geometrische Parameter eines TRSH-Elements [9]

Bei gegebenen Ergebnissen einer Zugprüfung an einem Stahlprüfkörper des TRSH (z. B. Tabelle 11.1) kann die elastische k_1 und post-elastische k_2 Steifigkeit durch Anwendung des „Skalierungsfaktor-Verfahrens“ berechnet werden:

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1 \quad \text{Gl. (11.14)}$$

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u} \right) \quad \text{Gl. (11.15)}$$

Diese Formeln können wie folgt hergeleitet werden:

$$k_1 = \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta}$$

$$\begin{aligned}
 k_2 &= \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - s_y/s_u)} \\
 &= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \varepsilon_y/\varepsilon_u)} \cdot \frac{(1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u)}{(1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \varepsilon_y^2/\varepsilon_u^2)} \\
 &\quad \cdot (1 + \varepsilon_y/\varepsilon_u) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)
 \end{aligned}$$

wobei: $E_1 = \sigma_y/\varepsilon_y$, $E_2 = \sigma_u - \sigma_y/\varepsilon_u - \varepsilon_y$, und $\varepsilon_y^2/\varepsilon_u^2 \cong 0$.

Tabelle 11.1: SFM-Parameter für eine aus Baustahl gefertigte TRSH-Vorrichtung

ε_u [-]	ε_y [-]	σ_y [N/mm ²]	E_1 [N/mm ²]	E_2 [N/mm ²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370		2560
0,03	0,0059	406		1220
0,04	0,0061	424		758
0,05	0,0063	442		534
0,06	0,0065	452		479
0,07	0,0066	458		465

Das Skalierungsfaktor-Verfahren beinhaltet 4 Haupt-ungenauigkeiten:

1. Die Abweichung der relevanten tatsächlichen Materialeigenschaften (z. B. Fließgrenze, elastische und plastische Dehnung) der zu bemessenden TRSH-Vorrichtung zu denjenigen des Prototyps, von welchem die relevanten Bemessungswerte gewonnen wurden (siehe Tabelle 11.1),
2. Die elastische Steifigkeit wird stark von der Steifigkeit der Einspannung und der Kraftaufbringung beeinflusst; es kann eine Abweichung von ungefähr 50 % auftreten,
3. Aufgrund der schrittweisen Änderung des Querschnitts bei großer Verformung kann die Materialverfestigung der TRSH-Vorrichtung ansteigen,
4. Andere sekundäre Effekte können die Hysterese beeinflussen.

Streng genommen führt das Skalierungsfaktor-Verfahren zu einer zuverlässigen Vorhersage des elastisch-plastischen Verhaltens, wenn die TRSH-Elemente aus Stahl derselben Materialcharge wie des Prototyp-Elements hergestellt wurden, aus welchem die Daten in Tabelle 11.1 gewonnen wurden.

11.3.3 Bemessungsbeispiel

Folgend wird das in Abb. 11.10 dargestellte TRSH-Element mit den in Tabelle 11.2 angegebenen relevanten geometrischen Parametern betrachtet.

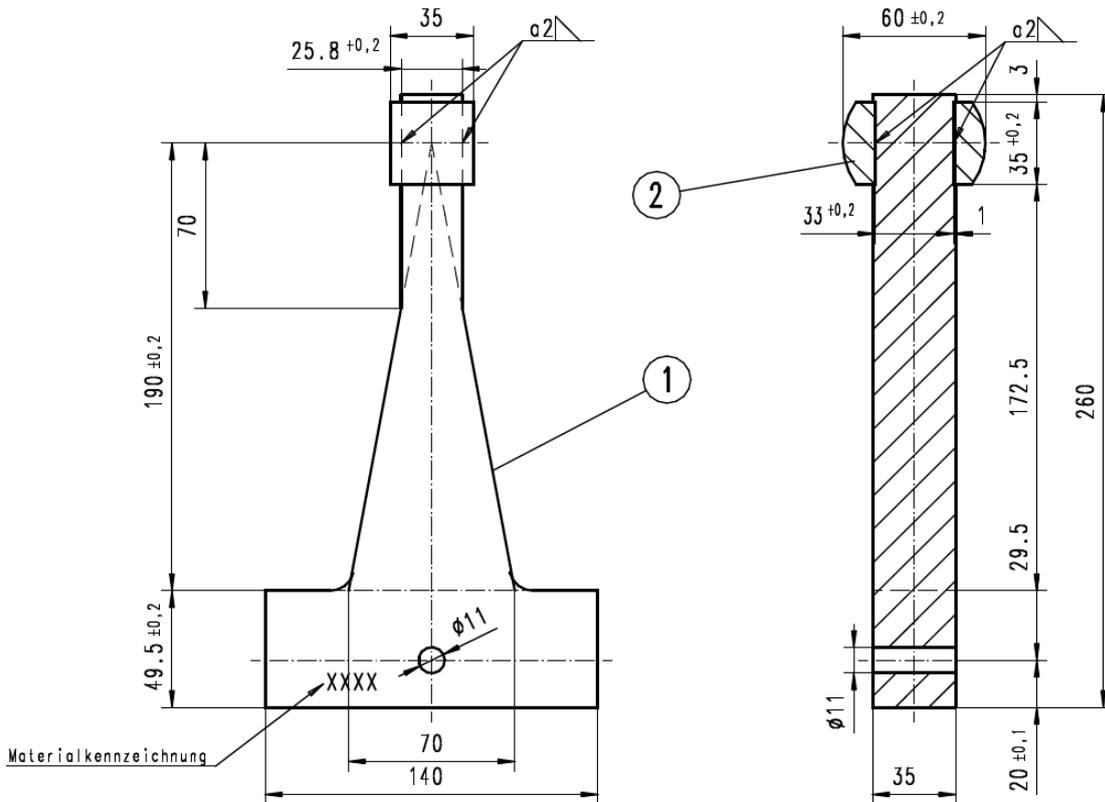


Abb. 11.10: Betrachtetes TRSH-Element

Tabelle 11.2: Geometrische Parameter des betrachteten TRSH-Elements

h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]
190	70	70	35

Es wird eine maximale Dehnung von $\varepsilon_u = 0,04$ angenommen, sodass die entsprechende Verschiebung s der TRSH-Vorrichtung wie folgt berechnet werden kann:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0,04 = 35,7 \text{ [mm]}$$

Die relevante Fließkraft F_y , Dämpfungskraft F sowie die elastische k_1 und die Steifigkeit nach Fließen k_2 ergeben sich zu:

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47,8 \text{ [kN]}$$

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35,7^2\right) \cdot 10^{-3} \\ = 49,6 \text{ [kN]}$$

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 70^2)} \cdot 70000 = 8227,1 \text{ [N/mm]}$$

$$\begin{aligned}
 k_2 &= \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_2 + \frac{2}{(h + c)^2} \cdot F_y \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \\
 &= \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 70^2)} \cdot 758 + \frac{2}{(190 + 70)^2} \cdot 47800 \cdot 35,7 \cdot \left(1 + \frac{0,0061}{0,04}\right) \\
 &= 107,6 \text{ [N/mm]}
 \end{aligned}$$

11.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

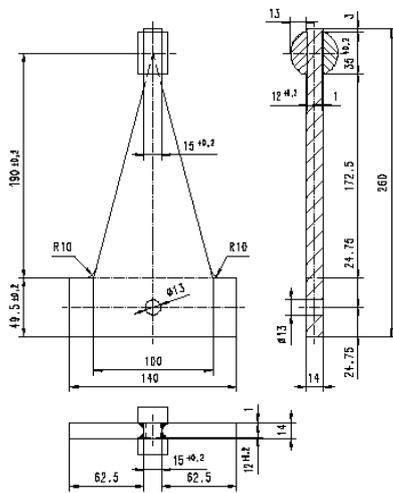
Im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts LESSLOSS [1], wurde eine umfassende Versuchsreihe an TRSH-Vorrichtungen durchgeführt. Deren Zuverlässigkeit für konstruktive Anwendungen wurde sowohl in verschiebungskontrollierten als auch in Rütteltisch-Versuchen beurteilt.

11.4.1 Verschiebungskontrollierte Versuche

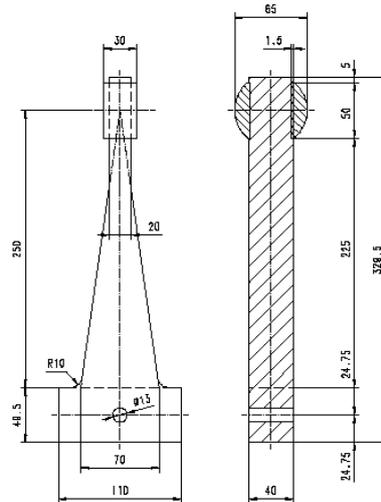
Um die tatsächliche Reaktion der TRSH-Vorrichtungen zu untersuchen, wurden zwei Prototypen der TRSH verschiedener Geometrie und unterschiedlicher Stahlgüte geprüft. Ihre Bemessungsparameter sind in Tab. 11.3 angegeben. Beide TRSH-Vorrichtungen wurden mit Prüfkörpern mit halbmondförmigem Kopf und einem Rolllager zur Messung des Verhaltens ohne den störenden Effekt der Reibung untersucht (siehe Abb. 11.11 und Abb. 11.12).

Tabelle 11.3: Geometrische Parameter der geprüften TRSH-Prototypen

TRSH Nr.	h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]	Stahlkennzeichnung Nr.
7	250	70	50	40	S355J2 (1.0570), X5CrNi18-10 (1.4301)
13	190	100	50	14	X2CrNiMoN22-5-3 (1.4462)



TR-Damper 190x100x14



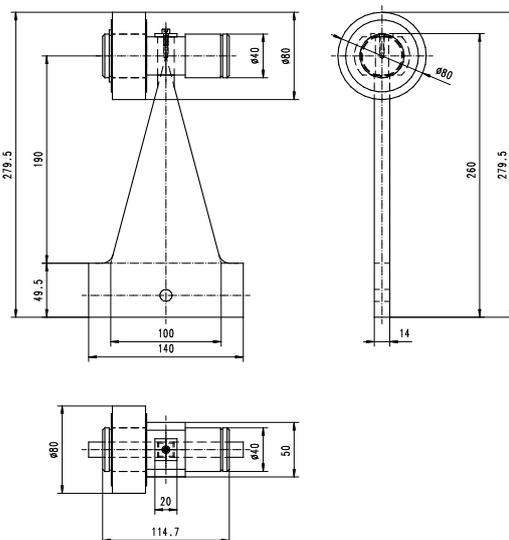
TR-Damper 250x70x40

a) Technische Zeichnung des TRSH Nr. 13 (links) und Nr. 7 (rechts)



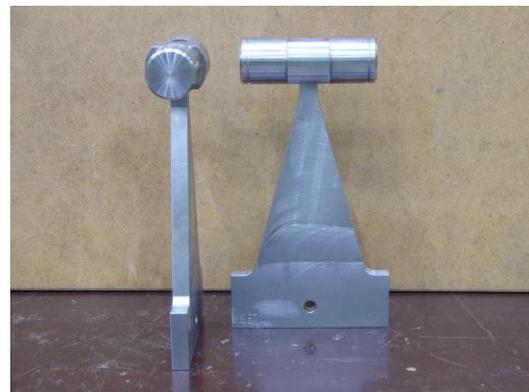
b) TRSH Prüfkörper

Abb. 11.11 a) - b): Prüfkörper mit halbmondförmigem Kopf [9]



a) Technische Zeichnung

Abb. 11.12 a) - b): Prüfkörper mit Rolllager [9]



b) Prüfkörper

Die Charakterisierungsversuche an jedem TRSH-Prototyp wurden an der Universität der Bundeswehr in München durchgeführt.

Abb. 11.13 zeigt das Versuchsequipment: Die Oberseite des TRSH-Elements wird eingespannt, während sich an der Unterseite ein Rolllagerkopf befindet und der Kraftzylinder die horizontale Bewegung aufbringt. Der Rolllagerkopf des halbmondförmigen Kopfes des TRSH-Elements dreht sich im speziellen linear-geführten Gleitschlitten. Der horizontale Zylinder bringt die gewünschte Verschiebung auf den Gleitschlitten mit einer sinusförmigen Wellenform an. Die TRSH-Prototypen wurden sowohl unter statischen als auch dynamischen Bedingungen getestet. Die Kraft-Verschiebungsschleifen wurden aufgezeichnet. Zusätzlich nahm eine Wärmebildkamera die Temperaturentwicklung während der dynamischen Prüfungen auf.

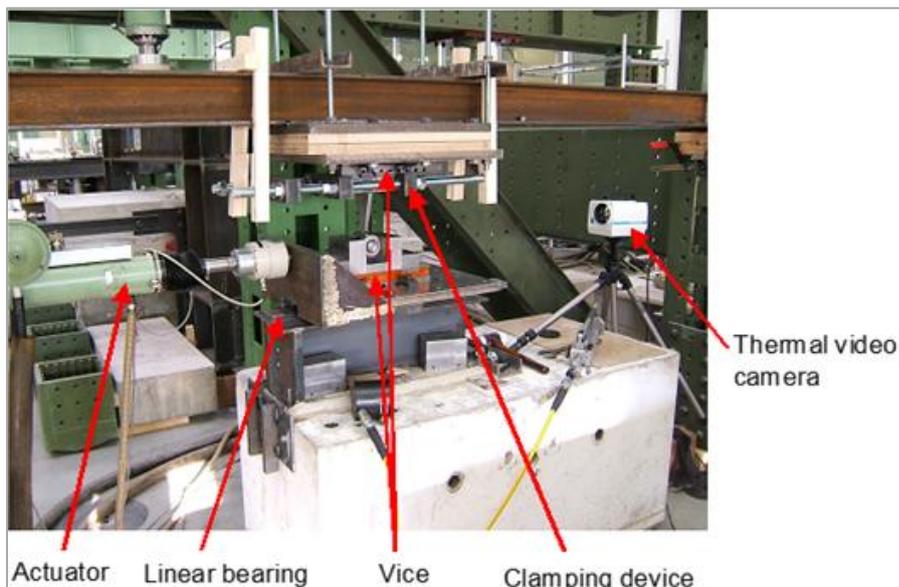


Abb. 11.13: Versuchsaufbau [9]

Abb. 11.14 zeigt die Hystereseschleifen, die in der dynamischen Prüfung des TRSH-Elements 7, Stahl 1.0570 (beziehungsweise S355J2), erzielt wurden.

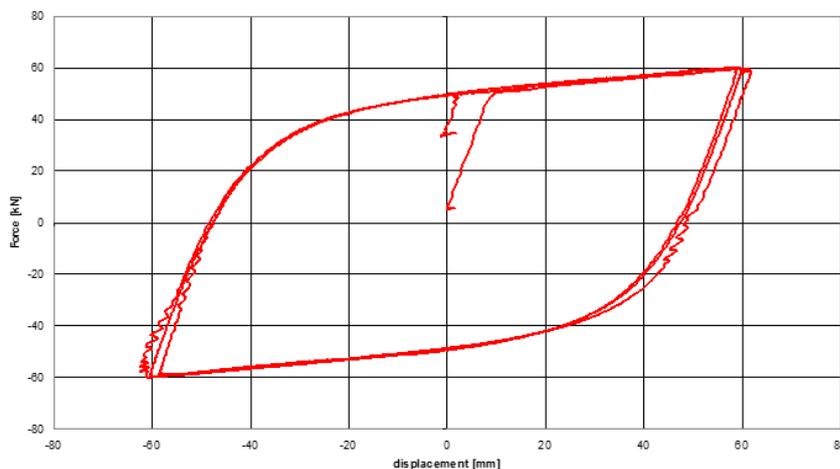


Abb. 11.14: Dynamische Prüfung von TRSH Nr. 7 – 1.0570 (Maximalverschiebung 60 mm) [10]

Abb. 11.15 zeigt die in der dynamischen Prüfung des TRSH-Elements 7, Stahl 1.4301 (jeweils X5CrNi18-10), gewonnenen Hystereseschleifen.

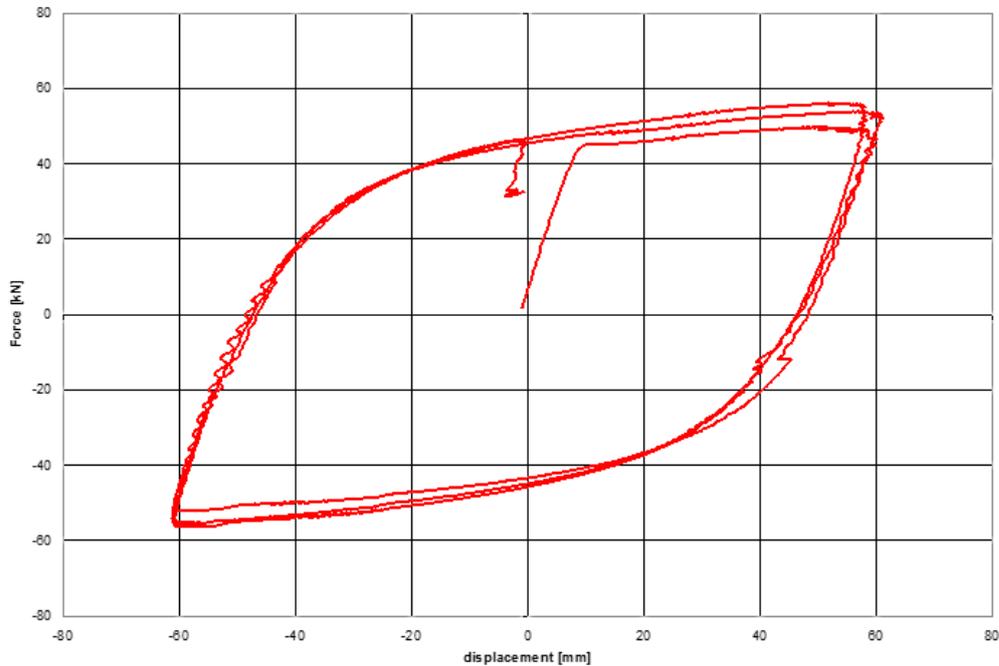


Abb. 11.15: Dynamische Prüfung von TRSH Nr. 7 – 1.4301 (Maximalverschiebung 60 mm) [10]

Abb. 11.16 und Abb. 11.17 zeigen die hysteretischen Schleifen der dynamischen Prüfung von TRSH-Element 13, Stahl 1.0570 (jeweils S355J2).

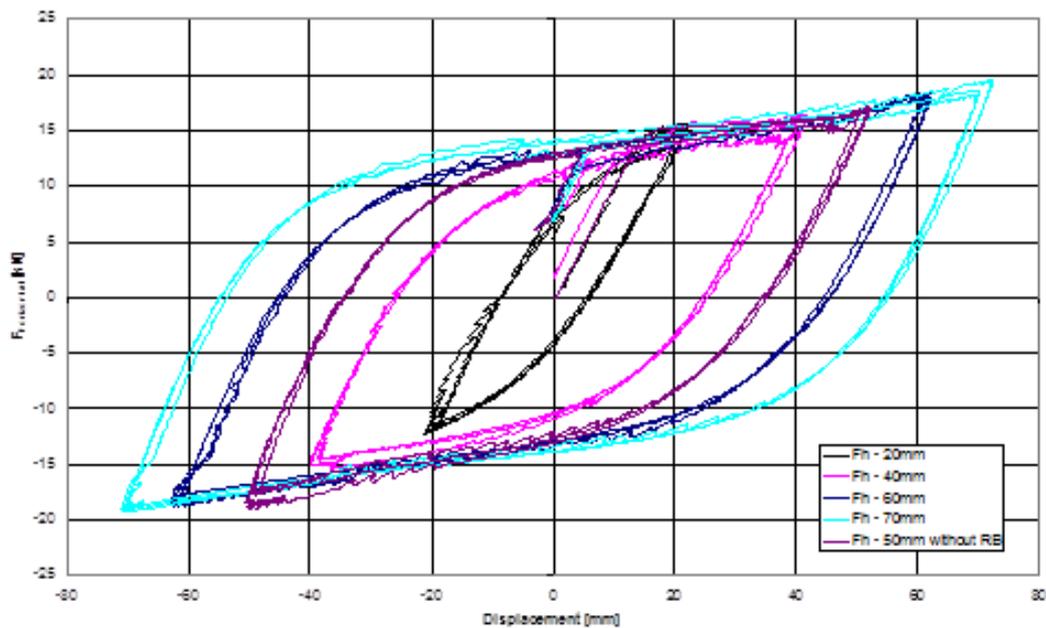


Abb. 11.16: Dynamische Prüfung von TRSH 13 – 1.0570 (Maximalverschiebung 20-70 mm) [10]

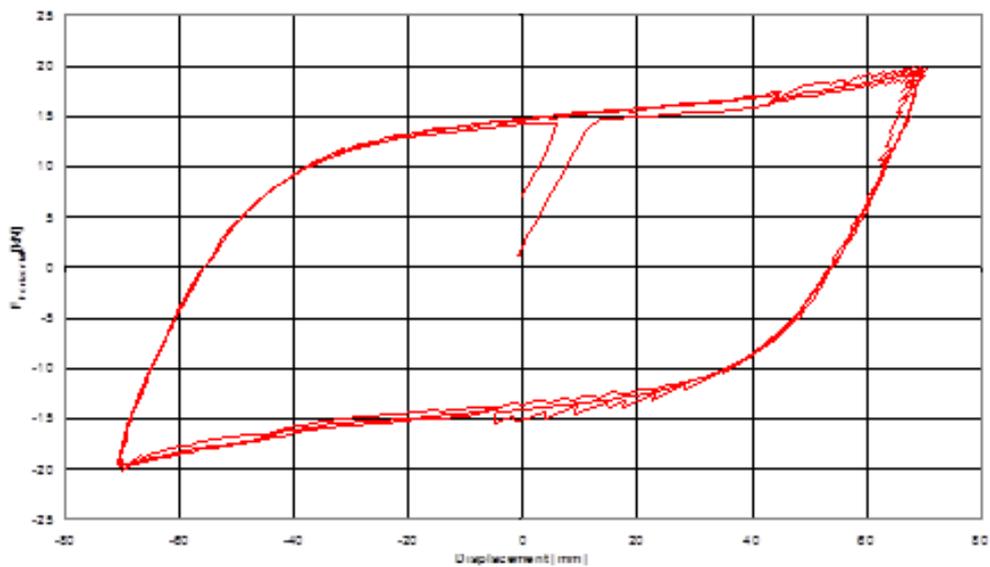


Abb. 11.17: Dynamische Prüfung von TRSH 13 – 1.0570 (Maximalverschiebung 70 mm) [10]

Abb. 11.18 zeigt die Hystereseschleifen der dynamischen Prüfung an TRSH-Element 190 – Stahl 1.4301.

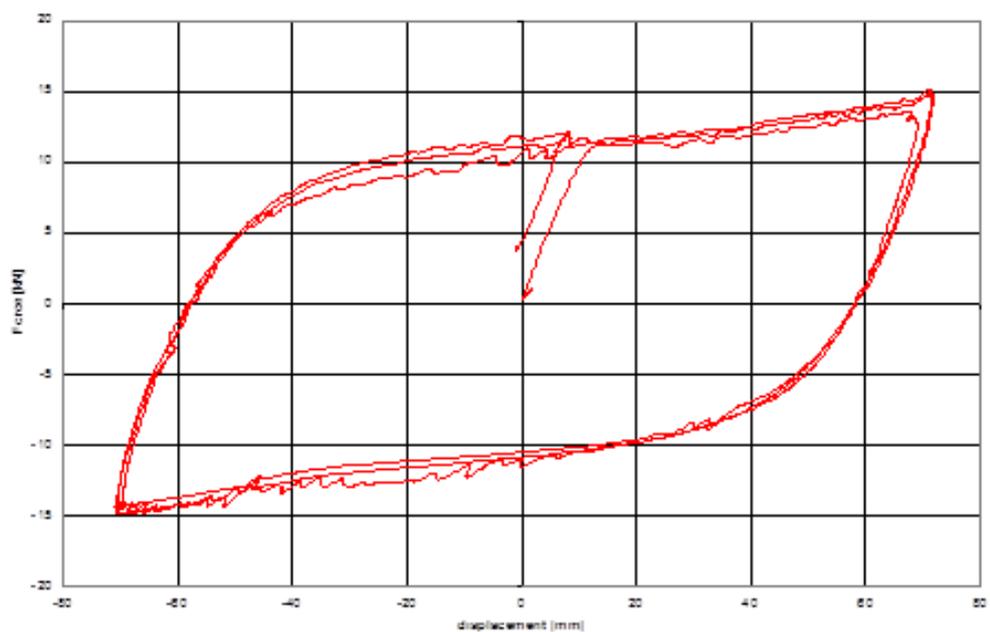


Abb. 11.18: Dynamische Prüfung von TRSH 190 – 1.4301 (Maximalverschiebung 70 mm) [10]

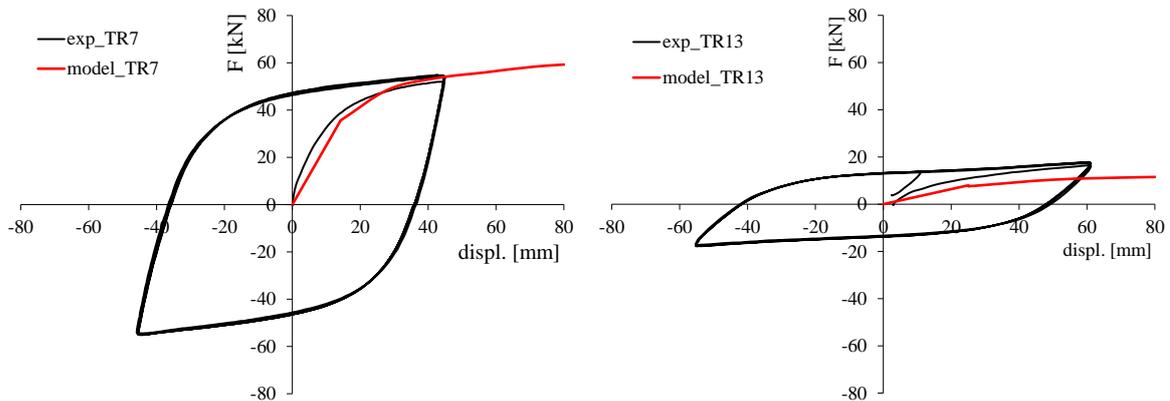
Die Versuchsergebnisse sind für jeden TRSH-Prototyp hinsichtlich der elastischen k_1 und der Steifigkeit nach Fließen k_2 , der Fließkraft F_y und -verschiebung s_y sowie der maximalen Festigkeit F_u und Verschiebung s_u in Tabelle 11.4 angegeben.

Tabelle 11.4: Versuchsergebnisse für jeden Typ des TRSH-Prototyps [10]

Characteristic data	Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301	
	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K_1 [N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K_2 [N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
F_y [N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
s_y [mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
F_u [N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
S_u [mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

Vergleich mit dem Skalierungsfaktor-Verfahren

Abb. 11.19 zeigt zwei Vergleiche zwischen den Versuchsergebnissen und der Vorhersage des Modells des Skalierungsfaktor-Verfahrens für TRSH Nr. 7 und TRSH Nr. 13.



a) TRSH 7 mit halbmondförmigem Kopf

b) TRSH 13 mit halbmondförmigem Kopf

Abb. 11.19 a) - b): Vergleich zwischen den experimentellen Ergebnissen und der Modellvorhersage für aus S355J2 gefertigten TRSH-Vorrichtungen

Die in verschiebungskontrollierten Versuchen an TRSH-Vorrichtungen aufgezeichneten experimentellen Hystereseschleifen zeigen für das TRSH-Element 7 eine gute Übereinstimmung mit denen, die mittels des Skalierungsfaktor-Verfahrens (SFM) vorhergesagt wurden, während für das schlankere TRSH 3 die Übereinstimmung aufgrund der in Abschnitt 11.3.2 erwähnten Gründe recht gering ausfällt.

Vergleiche der experimentellen Hystereseschleifen für andere Materialien führen zu keiner Übereinstimmung mit dem SFM, welches auf den in Tabelle 11.1 gegebenen Werten basiert. Weitere Materialwerte müssen bestimmt werden.

11.4.2 Rütteltisch-Prüfungen

Im Rahmen des LESSLOSS Projekts [1] wurden Rütteltisch-Prüfungen an Ein-Freiheitsgrad-Systemen durchgeführt, welche aus einer massiven Decke, gelagert auf

einem Basisolationssystem mit parallel geschalteten TRSH-Elementen [9] bestehen. Das gesamte Versuchsmodell ist in Abb. 11.20 dargestellt und umfasst folgendes:

- Ein Stahlrahmen (Abb. 11.21);
- 4 flache PTFE Gleitlager (Abb. 11.22);
- 1 bis 3 TRSH hysteretische Elemente (Abb. 11.23);
- Eine modulare Decke (12,2 bis zu 16,4 Tonnen).

Die Versuchsanlage ist mit vier Führungen ausgestattet, welche lediglich die Bewegung in eine Richtung zulassen, sowie mit anderem Sicherheitszubehör.



Abb. 11.20: Versuchsaufbau für Rütteltischprüfungen



Abb. 11.21: Detail des Stahlrahmens mit dem TRSH-Element und dessen Verankerungssystem



Abb. 11.22: Detail der ebenen PTFE Gleitlagerung

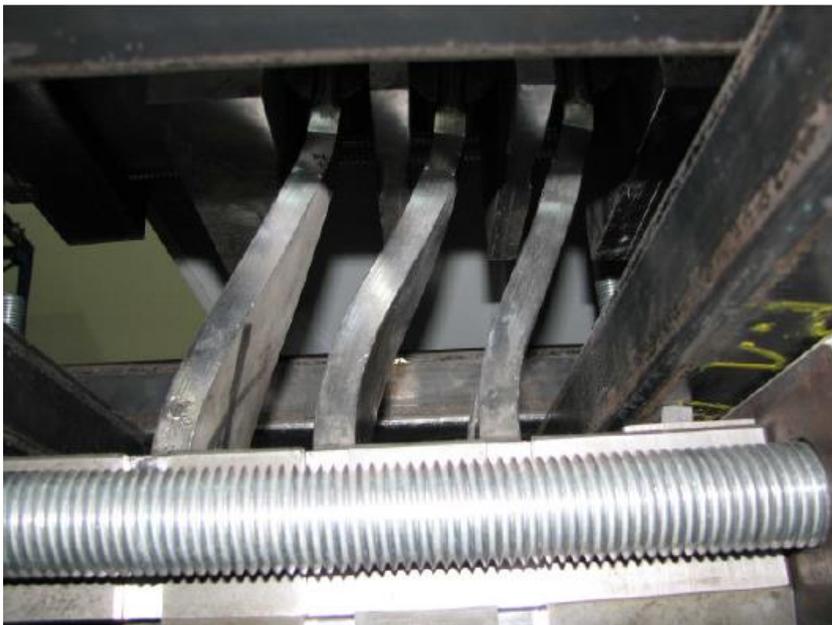


Abb. 11.23: Versuch an drei TRSH-Elementen

Es wurden drei TRSH-Prototypen untersucht: TR (7) und TR (13) aus S355J2. Für jeden Typ der Isolationsanordnung wurde das nachfolgende Prüfverfahren angewendet:

- Anfangs wurde ein Sinusschwingungs-Versuch durchgeführt, um die elastische Steifigkeit der TRSH-Vorrichtung zu bestimmen;
- Danach wurde das Isolationssystem einer schrittweise ansteigenden seismischen Belastung ausgesetzt (z. B. Abb. 11.24), um Verschiebungszeitverläufe mit unterschiedlichen Duktilitätsgraden (von 1 bis 13) zu erhalten.

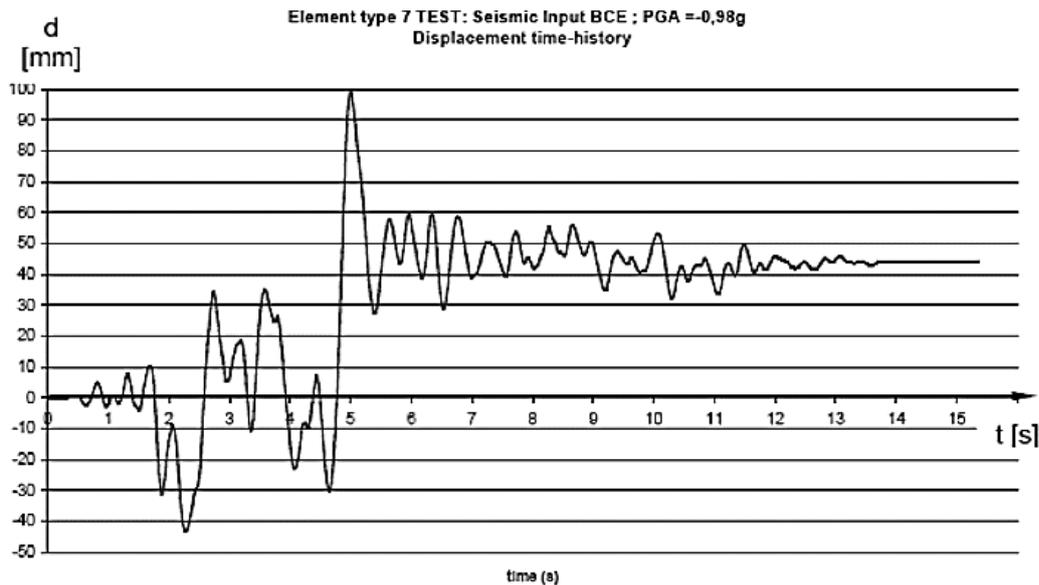


Abb. 11.24: Verschiebungszeitverlauf für TR (7) Element, welches einer künstlichen seismischen Belastung ausgesetzt wurde

Die Rütteltisch-Prüfungen belegten, dass die TRSH-Vorrichtungen sogar bei einer starken seismischen Belastung (welche hohe Duktilitätsgrade bis zu 13 hervorrief) ein stabiles und reproduzierbares Verhalten ohne jegliches Tragversagen oder signifikante Abweichungen der Steifigkeit nach Fließen entwickeln.

11.4.3 Abschließende Anmerkungen

Die Robustheit der TRSH-Vorrichtungen als mögliche Quelle hysteretischer konstruktiver Dämpfung wurde sowohl in verschiebungskontrollierten als auch in Rütteltisch-Prüfungen belegt. Auch wenn die TRSH-Vorrichtung großen maximalen Verschiebungen ausgesetzt wird (Duktilitätsgrade bis zu 13), entwickelten sie ein stabiles und reproduzierbares Verhalten.

Das SFM kann als ein zuverlässiges Hilfsmittel zur Bemessung von TRSH-Elementen mit anderen Geometrien als denen des untersuchten Prototyps verwendet werden, wenn die Materialeigenschaften und das Einspannverhalten sehr ähnlich sind. Es muss berücksichtigt werden, dass das SFM lediglich repräsentative Werte und keine oberen und unteren Grenzeigenschaften der Vorrichtung noch Toleranzen liefert, was nach EN 15129 [13] für eine zuverlässige Anwendung innerhalb von Tragwerken erforderlich ist. Vor dem Einbau in einem Tragwerk werden weitere Versuche gemäß den in EN 15129 [13] gegebenen Vorgaben empfohlen.

11.5 BEMESSUNGSREGELN

11.5.1 Allgemein

Die im Folgenden beschriebene Bemessungsmethodik basiert auf den Vorgaben der EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] und EN 15129 [13]. Einige Vorgaben der EN 1998-1-1 wurden entsprechend neu geordnet, um die Verwendung der TRSH-Elemente durch die üblichen Normvorgaben abzudecken, und mit den in EN 15129 [13] gegebenen Vorgaben verglichen.

Für eine vorläufige Bemessung eines Tragwerks, welches mit TRSH ausgestattet ist, existieren zwei verschiedene Ansätze:

1. Multi-modale Antwortspektrumanalyse unter Berücksichtigung der elastischen Steifigkeit k_1 der TRSH-Vorrichtungen und einem angemessenen q-Faktor
2. Multi-modale Antwortspektrumanalyse unter Berücksichtigung der äquivalenten Steifigkeit k_{eff} der TRSH-Vorrichtungen mit angemessenem q-Faktor.

Folgend wird die Tragwerksbemessung unter Berücksichtigung des ersten Ansatzes vorgestellt.

11.5.2 Vorläufige Bemessung

Unter Annahme, dass die Schwerkraftbelastung in jeder Stockwerksebene des Gebäudes in den Kombinationen des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GdT) ($1,3G_1 + 1,5G_2 + 1,5Q$) dem Hauptrahmen (Riegel und Stützen) übertragen werden, wird das TRSH-Aussteifungssystem vorläufig bemessen, um allein der gesamten seitlichen Erdbebenlast standzuhalten. Unter Beachtung dessen und in Übereinstimmung mit EN 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 und 4.3.3.2.3), kann eine grobe Abschätzung der seitlichen Erbebenlast F_i (Trägheitskraft), welche im Stockwerk i wirkt, wie folgt bestimmt werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad \text{Gl. (11.16)}$$

mit:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$	seismische Gesamtschubkraft;
$S_a(T_1) = \left(\frac{1}{q}\right) \cdot S_{ae}(T_1)$	inelastisches Spektrum;
$S_{ae}(T_1)$	elastisches Referenzspektrum;
$q = 3,0$	angenommener Verhaltensbeiwert;
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$	Grundeigenperiode des Gebäudes.

Wenn die Trägheitskraft F_i bekannt ist, kann die an den Fußpunkten der Stützen in jedem Stockwerk wirkende Schublast $F_{b,i}$ berechnet werden (Summe der Trägheitskräfte der oberen Stockwerksebenen) und die TRSH-Vorrichtung zur Einhaltung folgenden Nachweises bemessen werden:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \quad \text{Gl. (11.17)}$$

Wobei $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i}$ die Bemessungswiderstandskraft der TRSH-Vorrichtung ist (wobei $F_{y,t,i}$, und n_i jeweils die Fließkraft und die Anzahl an dreieckförmigen Elementen sind, aus welchen die Vorrichtung besteht). $\gamma_x = 1,2$ ist der Zuverlässigkeitsfaktor und $\gamma_b = 1,1$ ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Vorrichtung nach EN 15129 [13]. Im Falle eines Rahmens mit V-Verbänden ist anzumerken, dass sowohl die Zug- als auch die Druckdiagonalen beachtet werden müssen und die Querschnitte derart gewählt werden müssen, dass sie die folgenden Nachweise erfüllen:

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cdot \cos \alpha}{2} \leq 0,5 \cdot N_{Rd,b,i} \quad \text{Gl. (11.18)}$$

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \leq 2,0 \quad \text{Gl. (11.19)}$$

wobei $N_{Ed,b,i}$ die axiale Beanspruchung ist; $N_{Rd,b,i}$, $N_{cr,b,i}$ jeweils die axiale Widerstandsbemessungskraft und die kritische Knicklast der Aussteifungselemente sind; und $\lambda_{b,i}$ die zugehörige dimensionslose Schlankheit ist (wobei 2,0 der Grenzwert für V-Verbände nach EN 1993-1 [11] ist).

11.5.3 Bemessung für linear-elastische Analysen

Multi-modale Antwortspektrumanalyse

Nach aktuellem Stand der Technik kann ein Gebäude mit einem TRSH-Aussteifungssystem mittels linear-elastischer Elemente mit seitlicher Steifigkeit simuliert werden, welche gemäß der in Abschnitt 11.2. angegebenen Formel berechnet wird. Sowohl dissipative als auch nicht-dissipative Bauelemente müssen mit Bezug zur seismischen Lastkombination ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$) verifiziert werden. In diesem Fall ist das konventionelle Verfahren zur Berechnung der Schnittkräfte infolge der seismischen Einwirkung (E) die multi-modale Antwortspektrumanalyse, wobei die Anzahl der in jeder Richtung betrachteten Schwingungsformen derart ist, dass die Summe der effektiven Massen mindestens 85 % der Gesamtmasse entspricht und keine Eigenformen mit einer Massenbeteiligung > 5% vernachlässigt werden. Das Bemessungsspektrum sollte mit einem maximalen Verhaltensbeiwert von $q = 3,0$ definiert werden, welcher durch nichtlineare statische Analysen (Pushover) belegt wurde.

Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung gewährleistet den Schutz der nicht-tragenden Elemente unter seismischer Belastung und ist ein grundlegendes Kriterium für die Bemessung von TRSH-Vorrichtungen. Es bietet eine Abschätzung des Schadens für verschiedene Leistungsniveaus und definiert die Steifigkeitsverteilung im Tragwerk und gegebenenfalls die Größe und den Typ der im System angewendeten Querschnitte.

Unter der Annahme, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente enthält, muss die folgende Verifikation in Bezug auf die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung d_r erfüllt werden:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{Gl. (11.20)}$$

wobei $v = 0,5$ ein Reduktionsbeiwert der Bemessungsverschiebungen aufgrund der Bedeutungskategorie des Gebäudes (gewöhnliche Gebäude) und h die Stockwerks-höhe ist.

In linearen Analysen müssen die durch die seismische Bemessungseinwirkung induzierten Verschiebungen d_s auf Basis der elastischen Verformungen d_e des Trag-system über den folgenden Ausdruck berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (11.21)}$$

Wenn die Kapazitätsverhältnisse (Ω) der dissipativen Elemente klein sind, ist die Berechnung der gegenseitigen Bemessungsstockwerksverschiebung basierend auf d_s konservativ und somit kann der Reduktionsbeiwert (q_Ω) gleich dem Kapazitäts-verhältnis der Vorrichtungen wie folgt bestimmt werden:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \quad \text{Gl. (11.22)}$$

Die gegenseitige Bemessungsstockwerksverschiebung d_r ist als die Differenz der durchschnittlichen seitlichen Verschiebungen oben und unten im betrachteten Stockwerk definiert. Abhängig vom Typ der nicht-tragenden Elemente (spröde Materialien, duktile oder nicht verbundene) und der Bedeutungskategorie des Gebäudes wird die gegenseitige Bemessungsstockwerksverschiebung d_r mit den entsprechenden Werten der Norm verglichen. Die optimale Bemessung wird erzielt, wenn die maximalen gegenseitigen Verschiebungen des Tragwerks nah an den Grenzwerten liegen. Da die horizontalen Verschiebungen mit dem Verhaltensbeiwert multipliziert werden, ist die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung unabhängig von diesem.

Effekte nach Theorie 2. Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie 2. Ordnung muss durch die Begrenzung des Empfindlichkeitsbeiwerts θ der gegenseitigen Stockwerksverschiebung unter die Grenzwerte der Norm kontrolliert werden. Der Koeffizient θ berechnet sich zu:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{storey}} \quad \text{Gl. (11.23)}$$

wobei P_{tot} die Gesamtschwerkraftbelastung im und über dem betrachteten Stockwerk, V_{tot} die seismische Stockwerksschubkraft, d_r die gegenseitige Stockwerksverschiebung und h_{storey} die Stockwerkshöhe ist.

Alternativ kann der Empfindlichkeitskoeffizient der gegenseitigen Stockwerksverschiebung genauer durch eine lineare Knickanalyse über den Faktor berechnet werden. Durch diesen Faktor würde die Bemessungsbelastung erhöht werden müssen, um eine elastische Instabilität in einem globalen Eigenform hervorzurufen. Die Analyse wird unter Bedingungen konstanter Schwerkraftbelastung der seismischen Kombination (1,0·G+φ·Q) durchgeführt werden und ergibt die Knickeigenformen. Die Eigenformen, welche das Gebäude in X- und Y-Richtungen auslenken, werden gewählt und die entsprechenden Werte von α_{cr} werden wie folgt berechnet:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Gl. (11.24)}$$

wobei F_{cr} die elastische kritische Knicklast für den globalen Instabilitätsfall ist, welcher auf der elastischen Anfangssteifigkeit basiert, und F_{Ed} ist die Bemessungsbelastung für die seismische Kombination.

Zur Berücksichtigung der plastischen Verschiebungen des Gebäudes, muss α_{cr} durch den q -Faktor bestimmt werden. In diesem Fall ergeben sich die Werte von θ zu:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Gl. (11.25)}$$

Die relevanten Vorgaben des EC3 [11] für Gebäude setzen voraus, dass der Empfindlichkeitskoeffizient auf $\theta \leq 0,1$ begrenzt ist, wenn Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt werden. Wenn $\theta \leq 0,1$ gilt, dann können Effekte nach Theorie zweiter Ordnung annäherungsweise durch eine Multiplikation der wesentlichen seismischen Beanspruchung mit einem Faktor gleich $1/(1 - \theta)$ berücksichtigt werden. Wenn $0,2 < \theta < 0,3$ gilt, dann ist eine genauere Berechnung unter Berücksichtigung der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung durchzuführen. In jedem Fall gilt $\theta < 0,3$.

Dissipative Elemente (TRSH-Vorrichtungen)

In jeder gewöhnlichen Stockwerksebene i muss verifiziert werden, dass die seismische Einwirkung $F_{Ed,i}$ bei Berücksichtigung von γ_x als Zuverlässigkeitsfaktor und γ_b als Teilsicherheitsbeiwert der TRSH-Dämpfungsvorrichtung nicht deren Bemessungswiderstand $F_{Rd,t,i}$ übersteigt (siehe EN 15129, Abschnitt 4.1.2):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i} \quad \text{Gl. (11.26)}$$

Darüber hinaus sollte zur Erzielung eines gleichmäßigen dissipativen Verhaltens in jeder Stockwerksebene überprüft werden, dass der maximale Überfestigkeitsgrad Ω der TRSH-Elemente über das gesamte Tragwerk um nicht mehr als 25 % vom Minimalwert Ω abweicht. Bei dieser Überprüfung ist es wichtig die oberen und unteren Grenzwerte der Bemessungseigenschaften zu berücksichtigen, welche durch den TRSH-Hersteller angegeben werden.

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1,25 \quad \text{Gl. (11.27)}$$

mit $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i}) / F_{Ed,i}$.

Um genau zu sein, muss $F_{y,t,i}$ in Übereinstimmung mit den unteren und oberen Bemessungseigenschaften der TRSH-Vorrichtungen sein, welche durch den Hersteller vorgegeben werden. Dadurch müssen für beide obigen Gleichungen die Bemessungswerte und nicht charakteristische Werte berücksichtigt werden.

Nicht-dissipative Element-Verifikationen: Diagonalstrebe, Träger und Stützen.

Um zu gewährleisten, dass die Plastifizierung nur in den TRSH-Elementen auftritt, sollten die nicht-dissipativen Bauelemente (Träger, Stützen und Diagonalstreben) mit erhöhten Werten der Schnittkräfte kapazitätsbemessen werden, verglichen mit den Werten, die aus Analysen mit der unvorteilhaftesten seismischen Kombination gewonnen wurden:

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases} \quad \text{Gl. (11.28)}$$

mit:

- N_{Rd} (M_{Rd} , V_{Rd}) ist der axiale (bzw. Biege- oder Schub-) Bemessungswiderstand des Bauteils;
- $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) ist die axiale (bzw. Biege- oder Schub-) Kraft, welche auf die Bauteile infolge der nicht-seismischen Einwirkungen wirkt;
- $N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) ist die axiale (bzw. Biege- oder Schub-) Kraft, welche auf die Bauteile infolge der seismischen Bemessungseinwirkung wirkt;
- γ_{ov} ist der Überfestigkeitsbeiwert ($\gamma_{ov} = 1,25$ für Stahl S355);
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$ über alle Aussteifungsstreben.

11.5.4 Bemessung für nichtlineare Analysen (Pushover)

Das für die elastische Analyse verwendete Strukturmodell soll erweitert werden um die Reaktion der Bauelemente über den elastischen Zustand hinaus zu erfassen und das plastischen Verhalten sowie die Schadensverteilung abzuschätzen. Balkenelemente mit einem bilinearen Verhalten in horizontaler Schubrichtung werden

zur Modellierung der TRSH-Vorrichtungen verwendet, während für die anderen Bauteile lineare Elemente genutzt werden. Die mechanischen Eigenschaften der TRSH-Elemente werden gemäß den analytischen Modellen berechnet, die in Abschnitt 11.3.1 beschrieben wurden. Da eine quasi-statische Analyse durchgeführt werden soll, kann das hysteretische Verhalten der TRSH-Elemente im Kraft-Verschiebungsdiagramm vernachlässigt werden (Abb. 11.25). Im Gegensatz dazu wird das Versagen des Elements infolge der Überschreitung der maximalen Verschiebung berücksichtigt.

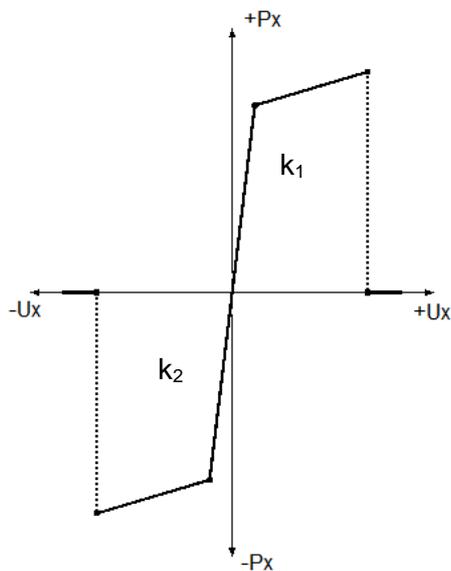


Abb. 11.25: Qualitatives Kraft-Verschiebungsdiagramm, welches für die TRSH-Elemente in den Pushover-Analysen verwendet wurde

11.6 2D-RAHMEN DER FALLSTUDIE

Gleichungen, Elementeigenschaften, Bemessungsempfehlungen, kritische Überprüfungen und der vorgeschlagene, im Bemessungsleitfaden enthaltene Verhaltensbeiwert werden nachfolgend über numerische Analysen an einem 2D-Fallstudiengebäude verifiziert, welches mit TRSH-Elementen ausgestattet ist.

Zuerst wird der Rahmen mittels einer elastischen Analyse mit äquivalenten seitlichen seismischen Ersatzlasten bemessen, welche auf dem Tragwerk angesetzt werden. Schließlich wird zur Untersuchung der TRSH-Reaktion über den elastischen Bereich hinaus und zur Bestimmung des Verhaltensbeiwerts q eine nichtlineare statische Analyse (Pushover) durchgeführt. Alle die Analysen werden mittels der kommerziellen Software RFEM v5.08 durchgeführt [14].

11.6.1 Beschreibung des betrachteten Gebäuderahmens

Geometrie

Die nachfolgend analysierte 2D-Fallstudie wird in Abb. 11.26 dargestellt. Die Breite der Einzugsfläche des Rahmens in Querrichtung beträgt 8,0 m, welche zur Berechnung der linear verteilten Lasten betrachtet wird.

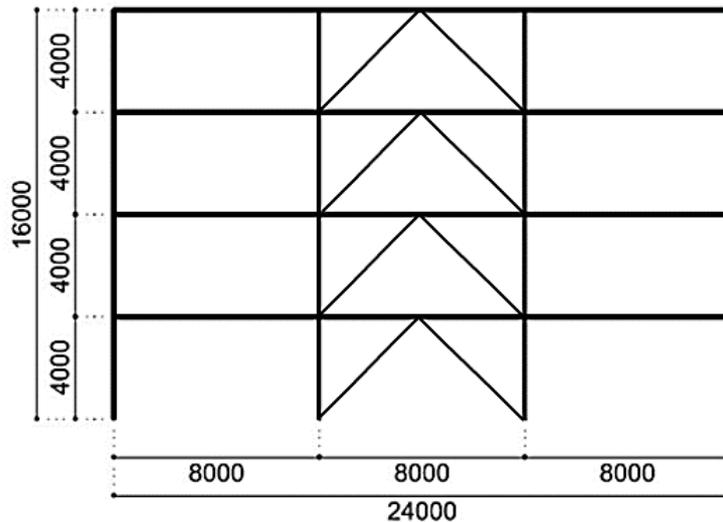


Abb. 11.26: Geometrie des betrachteten Rahmens

Lasten

Belastung aus Eigengewicht (G):

- Eigengewicht des Stahls: $78,5 \text{ kN/m}^3$
- Verbunddecke:
 - Eigengewicht des Betons: $25,0 \text{ kN/m}^3$
 - Stahlbleche: Höhe 73 mm, Dicke 1 mm
 - Gesamtdicke der Decke: 150 mm
 - Äquivalente einheitliche Deckendicke: 110 mm
 - $g_{2,c} = 2,75 \text{ kN/m}^2$ (einschließlich Stahlbleche)
- Gebäudetechnik, Decken, Zwischenböden:
 - $g_{2,fl} = 0,70 \text{ kN/m}^2$ für Zwischengeschosse
 - $g_{2,rf} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ für das Obergeschoss
- Außenwände ($1,00 \text{ kN/m}^2$):
 - $g_{2,per} = 4,00 \text{ kN/m}$

Verkehrslasten (q) für Büros (Klasse B):

$$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

- Bewegliche Trennwände ($\leq 2,00 \text{ kN/m}^2$):

$$q_{add} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

- Gesamtverkehrslast:

$$q_{add} = 3,80 \text{ kN/m}^2$$

- Koeffizient für die seismischen Kombinationen: $\psi_2 = 0,6$
- Das Dach ist begehbar.
- Schneelast wird vernachlässigt.

Seismische Last (E):

- Bedeutungsbeiwert: $\gamma_I = 1,0$
- Maximale Bodenbeschleunigung: $a_{gR} = 0,36g$
- Bodentyp B – Typ 1 Spektrum:
 $S = 1,2, T_B = 0,15s, T_C = 0,50s, T_D = 2,00s$
- Eine vertikale Bodenbeschleunigung wird nicht berücksichtigt.

11.6.2 Vorläufige Bemessung

Jedes Bauelement des Hauptrahmens (Träger und Stützen ohne Diagonalstreben) wird vorläufig bemessen, um alleine der Schwerkraftbelastung in der Kombination der Grenzzustände der Tragfähigkeit (GdT) ($1,3G_1 + 1,5G_2 + 1,5Q$) standzuhalten ($N_{Rd} \geq N_{Ed}, V_{Rd} \geq V_{Ed},$ und $M_{Rd} \geq M_{Ed}$). Die Stützen sollen am Fundament vollständig biegesteif (eingespannt) angeschlossen werden, während die Träger gelenkig mit den Stützen verbunden werden. Die sich ergebenden Querschnitte sind IPE450 für die Träger und HEB280 für die Stützen in allen Stockwerksebenen (Tabelle 11.5).

Tabelle 11.5: Träger- und Stützenquerschnitte in jeder Stockwerksebene

	Stütze	Träger	Stahl
1. Stockwerk	HEB 280	IPE 450	S 355
2. Stockwerk	HEB 280	IPE 450	S 355
3. Stockwerk	HEB 280	IPE 450	S 355
4. Stockwerk	HEB 280	IPE 450	S 355

Anschließend wird das dissipative TRSH-Aussteifungssystem gemäß dem in Abschnitt 11.5.2 beschriebenen Verfahren bemessen. Trägheits- und Schubkräfte auf den Stützelementen in jeder Stockwerksebene sind in Tabelle 11.6 angegeben.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0,14s$$

$q = 3,0$ Verhaltensbeiwert für Gebäude mit TRSH-Vorrichtungen (siehe Abschnitt 11.6.4)

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0,35g$$

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Tabelle 11.6: Massen- und Trägheitskraftverteilung in jeder Stockwerksebene

	m_i [kg]	F_i [kN]	$F_{b,i}$ [kN]
Ebene 1	67635	98,5	867,9
Ebene 2	67635	196,9	769,5
Ebene 3	67635	295,4	572,5
Ebene 4 (Dach)	47595	277,2	277,2

Die in jeder Stockwerksebene einzurichtenden TRSH-Vorrichtungen werden basierend auf den realen Vorrichtungsprototypen ausgewählt, welche im Rahmen von LESSLOSS geprüft wurden (siehe Tabelle 11.4). Diese in Tabelle 11.4 gegebenen Werte werden als repräsentative Werte angenommen. Durch den Hersteller müssen untere und obere Grenzwerte für die Bemessungseigenschaften der TRSH angegeben und in der Bemessung berücksichtigt werden.

Die Anzahl der dissipativen Elemente muss wie folgt bestimmt werden:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

wobei $F_{y,LBDP,t,i}$ der untere Grenzwert der Bemessungseigenschaft (englisch: **l**ower **b**ound **d**esign **p**roperty, LBDP) der Fließkraft des einzelnen dissipativen Elementes, γ_x der Zuverlässigkeitsfaktor und γ_b der Teilsicherheitsbeiwert für die TRSH-Vorrichtung ist, welche in der Norm gegeben sind.

Da LBDP und UBDP zum jetzigen Zeitpunkt unbekannt sind, wird die Anzahl der TRSH-Vorrichtungen durch Vernachlässigung von γ_x und γ_b berechnet. Bei Vorhandensein genauerer Informationen über die TRSH, müssen diese Beiwerte berücksichtigt werden.

Tabelle 11.7 fasst die gewonnenen Bemessungsparameter der TRSH-Vorrichtungen in jeder Stockwerksebene zusammen.

Tabelle 11.7: Verteilung der TRSH-Vorrichtungen in jeder Stockwerksebene

	TRSH Typ	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	n° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]
Ebene 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062
Ebene 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944
Ebene 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708
Ebene 4 (Dach)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354

Schließlich werden die Querschnitte der Diagonalstrebenelemente gemäß der sowohl an den axialen Widerstand als auch der dimensionslosen Schlankheit gestellten Anforderungen gewählt (siehe Abschnitt 11.5.2) (Tabelle 11.8).

Tabelle 11.8: Querschnitt der Diagonalstrebenelemente in jeder Stockwerksebene

	Querschnitt	$N_{Ed,i}$ [kN]	$N_{Rd,i}$ [kN]	l_0 [m]	$N_{cr,i}$ [kN]	$\lambda_{b,i}$ [-]
Ebene 1	2 UPN300	228,0	2x3795	5,26	2x943,5	2,0
Ebene 2	2 UPN300	202,1	2x3795	5,26	2x943,5	2,0
Ebene 3	2 UPN300	150,4	2x3795	5,26	2x943,5	2,0
Ebene 4 (Dach)	2 UPN300	72,8	2x3795	5,26	2x943,5	2,0

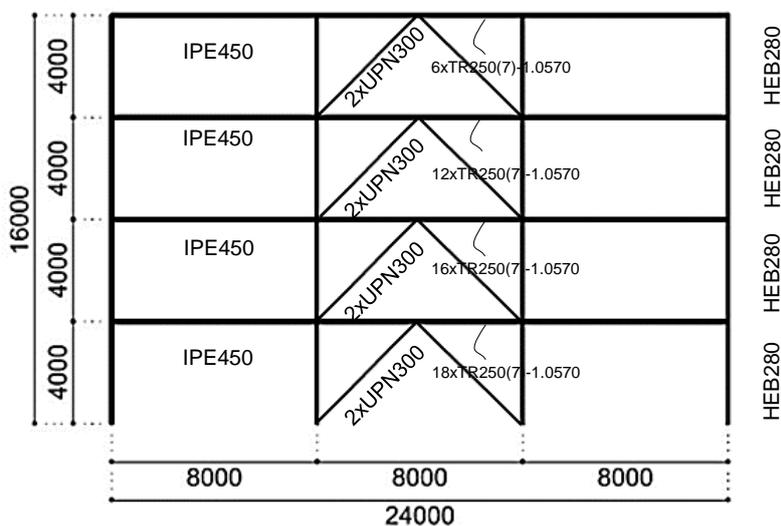


Abb. 11.27: Aus der vorläufigen Bemessung gewonnene Elementquerschnitte

11.6.3 Linear-elastische Analysen

Anzumerken ist, dass für die seismische Bemessung folgende Bedingungen in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 11.5.3 und EN 1998-1-1 [11] beschriebenen Regeln erfüllt werden mussten. Mit Bezug zur seismischen Lastkombination ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$) werden sowohl dissipative als auch nicht-dissipative Bauelemente verifiziert.

Multi-modale Antwortspektrumanalyse

Es wurde eine multimodale Antwortspektrumanalyse durchgeführt. Äquivalente seitliche seismische Lasten wurden unter Berücksichtigung nur der ersten drei Eigenformen berechnet, da diese 97 % der Gesamtmasse des Gebäudes aktivieren (

Tabelle 11.9).

Tabelle 11.9: Beteiligtes Massenverhältnis und -perioden

Fall Nr.	Periode [s]	Beteiligte Masse [%]	Gesamt [%]
1	0,613	0,811	97,0
2	0,239	0,117	
3	0,147	0,042	

Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter der Annahme, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente besitzt, wurde die folgende Verifikation bezüglich der maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebung d_r durchgeführt (siehe Abschnitt 11.5.3):

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h = 30 \text{ mm}$$

Die Überprüfung wird in allen Stockwerksebenen mit einem Maximalwert deutlich geringer als der Grenzwert 30,0 mm erfüllt (Tabelle 11.10).

Tabelle 11.10: Ergebnisse der Verifikation der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Stockwerksebene	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [mm]	8,8	19,6	29,2	37,9
$d_{e,bottom}$ [mm]	0,0	8,8	19,6	29,2
$d_r = q \cdot (d_{e,top} - d_{e,bottom})$ [mm]	26,4	32,4	28,8	26,1
$d_r \cdot v$ [mm]	13,2	16,2	14,4	13,05

Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung wurde durch die Begrenzung des Empfindlichkeitskoeffizienten θ der gegenseitigen Stockwerksverschiebung unter den Grenzwert der Norm geprüft (siehe Abschnitt 11.5.3):

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{storey}}$$

Die Ergebnisse der Verifikation sind in Tabelle 11.11 angegeben, wobei für jede Stockwerksebene mit $\theta < 0,1$ Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt werden können.

Tabelle 11.11: Ergebnisse der Verifikation der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Stockwerks-ebene	P_{tot} [kN]	d_r [mm]	V_{tot} [kN]	h_{storey} [mm]	θ [-]
1	2107,6	26,4	484,1	4000	0,03
2	1488,2	32,4	427,7	4000	0,03
3	887,8	28,8	303,3	4000	0,02

4	272,6	26,1	145,7	4000	0,01
---	-------	------	-------	------	------

Dissipative Elemente (TRSH-Vorrichtungen)

Es wurde verifiziert, dass in jeder Stockwerksebene die seismische Einwirkung $\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ auf die TRSH-Vorrichtung nicht den Bemessungswiderstand $F_{Rd,t,i}$ des Elements überschritten hat (siehe Abschnitt 11.5.3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

Die wesentlichen Ergebnisse sind in Tabelle 11.12 angegeben.

Tabelle 11.12: Widerstandsverifikation der TRSH-Elemente in jeder Stockwerksebene

Stockwerks-ebene	TRSH-Typ	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	Nr. [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]	$F_{Ed,i}$ [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i,i}$ [kN]
Ebene 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062	498,2	658
Ebene 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944	515,4	681
Ebene 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708	374,8	495
Ebene 4 (Dach)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354	195,6	258

Darüber hinaus wurde zum Erreichen eines gleichmäßigen dissipativen Verhaltens in jeder Stockwerksebene die nachfolgende Anforderung bezüglich der Verteilung der Überfestigkeitsverhältnisse Ω der TRSH-Elemente über das gesamte Tragwerk verifiziert (siehe Abschnitt 11.5.3):

$$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i} \leq 1,25$$

Hierbei muss beachtet werden, dass weder obere noch untere Grenzwerte der Bemessungseigenschaften der TRSH-Vorrichtungen bekannt sind. Im Falle eines tatsächlichen Einbaus in ein Tragwerk müssen diese Eigenschaften berücksichtigt werden.

Die wesentlichen Ergebnisse sind in Tabelle 11.13 angegeben.

Tabelle 11.13: Überfestigkeitsbeiwert der TRSH-Elemente in jeder Stockwerksebene

Stockwerks-ebene	$F_{Ed,i}$ [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω_i [-]	$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i}$ [-]
1	498,2	900	1,81	1,18
2	515,4	800	1,55	
3	374,8	600	1,60	

4	195,6	300	1,53	
---	-------	-----	------	--

Verifika-

tion nicht-dissipativer Elemente: Diagonalstreben, Träger und Stützen

Um zu gewährleisten, dass die Plastifizierung nur in den TRSH-Elementen auftritt, werden nicht-dissipative Bauteile (Träger, Stützen und Diagonalstreben) gemäß den Anforderungen der Kapazitätsbemessung verifiziert (siehe Abschnitt 11.5.3):

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$

Die für die am meisten beanspruchten Bauteile wesentlichen Ergebnisse sind in Tabelle 11.14 bis Tabelle 11.16 angegeben.

Tabelle 11.14: Verifikationen der nicht-dissipativen Elemente, welche axialen Lasten ausgesetzt sind

Element-Typ	N_{Rd} [kN]	$N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
Stütze - HEB280	4241,0	1233,0
Träger – IPE450	-	-
Diagonalstrebe – 2UPN300	3795,0	448,7

Tabelle 11.15: Verifikationen der nicht-dissipativen Elemente, welche Biegemomenten ausgesetzt sind

Element-Typ	M_{Rd} [kNm]	$M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]
Stütze - HEB280	495,1	69,1
Träger – IPE450	549,3	192,2
Diagonalstrebe – 2UPN300	-	-

Tabelle 11.16: Verifikationen der nicht-dissipativen Elemente, welche Querkräften ausgesetzt sind

Element-Typ	V_{Rd} [kN]	$V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]
Stütze - HEB280	1878,0	19,7
Träger – IPE450	1034,0	96,1
Diagonalstrebe – 2UPN300	-	-

11.6.4 Pushover-Analyse

Auswertung des nichtlinearen Verhaltens der Rahmen

Unter Verwendung zweier verschiedener Verteilungen der monoton ansteigenden seitlichen Last wurde eine Pushover-Analyse (SPO) an dem Tragwerk durchgeführt.

Gemäß EC8 [13], wurde, wie in Abb. 11.28 gezeigt, die Pushover-Analyse unter Berücksichtigung sowohl einer gleichmäßigen sowie einer modalen Verteilung der seitlichen Lasten durchgeführt. Die TRSH-Vorrichtungen werden nach Abb. 11.25 und Tabelle 11.17 modelliert. Da die angesetzte Lastverteilung unterschiedlich ist, entwickeln die daraus resultierenden Kapazitätskurven folglich verschiedene Verläufe, welche in Abb. 11.29 dargestellt sind.

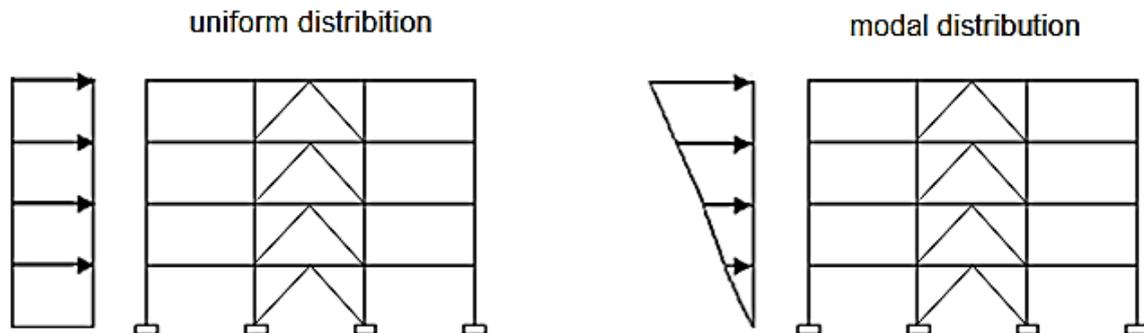


Abb. 11.28: Gleichmäßige und modale seitliche Lastverteilung

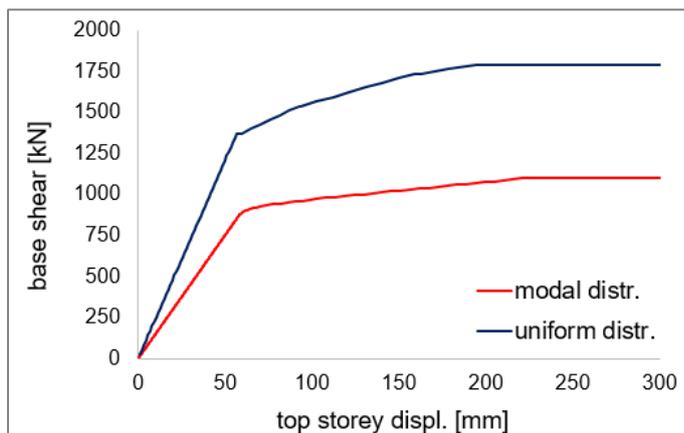


Abb. 11.29: Sowohl für gleichmäßige als auch für modale Verteilungen berechnete Kapazitätskurven

Auswertung des Verhaltensbeiwerts q

Um die Tragwerksduktilität auszuwerten, wird der Verhaltensbeiwert q nach den Vorgaben der FEMA P695 [23] berechnet (Abb. 11.30). Gemäß dieser Methodik ist der Überfestigkeitsbeiwert Ω als das Verhältnis zwischen dem maximalen Schubwiderstand V_{max} und der Fließschubkraft V definiert. Die Periodenabhängige Duktilität μ wird als das Verhältnis zwischen der maximalen Dachverschiebung d_u und der effektiven Fließdachverschiebung $d_{y,eff}$ definiert.

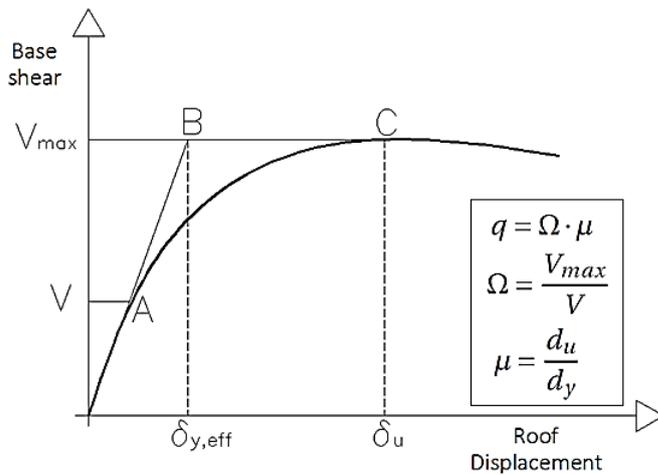


Abb. 11.30: Berechnungsverfahren des Verhaltensbeiwerts q gemäß FEMA 695

Die sowohl für die modale als auch die gleichmäßige seitliche Lastverteilung resultierenden Verhaltensbeiwerte q sind in Tabelle 11.17 angegeben.

Tabelle 11.17: Verhaltensbeiwerte sowohl für modale als auch für einheitliche Verteilungen

Verteilung	V_{max} [kN]	V [kN]	Ω [-]	d_u [mm]	$d_{y,eff}$ [mm]	μ [-]	q [-]
modal	1092	894	1,22	216	74	2,92	3,57
gleichmäßig	1792	1372	1,31	194	76	2,55	3,33

Der empfohlene q -Faktor ist geringer als die gewonnen; in diesem Fall ist $q = 3,3$.

11.7 FAZIT

In der vorliegenden Studie werden die Ergebnisse der experimentellen Versuche an der TRSH-Vorrichtung vorgestellt, wobei gezeigt wird, dass das Element ein stabiles und reproduzierbares nicht-lineares Verhalten aufweist, sogar wenn es mit hohen Maximalverschiebungen belastet wird (Duktilitätsgrade bis zu 13). Darüber hinaus wird ein Bemessungsverfahren für die Implementierung der TRSH-Vorrichtung in V-förmigen Aussteifungsverbänden von mehrstöckigen Stahltragwerken vorgeschlagen und in einem 2D-Fallstudiengebäude angewendet. Es wurde eine lineare statische Analyse durchgeführt, in welcher die äquivalenten seismischen Lasten mit Hilfe des multi-modalen Antwortspektrumverfahrens abgeschätzt wurden. Maßgebliche Tragwerksnachweise sowohl an dissipativen (TRSH-Vorrichtungen) als auch nicht-dissipativen Bauelementen wurden ausgeführt. Um den Verhaltensbeiwert q auszuwerten, wurde eine nichtlineare statische Analyse (Pushover) durchgeführt. Auch wenn weitere Untersuchungen empfohlen werden, erlaubt diese vorläufige Beurteilung eine grobe Abschätzung ($q = 3,0 \div 3,5$) des dissipativen Verhaltens von Stahltragwerken, welche TRSH-Vorrichtungen in V-förmigen Aussteifungsverbänden enthalten.

Hervorzuheben ist, dass die Eigenschaften der TRSH-Vorrichtungen auf Versuchen von Prototypen basieren. Diese Eigenschaften werden als charakteristische Werte berücksichtigt. Vor dem Einbau in ein Tragwerk sind weitere Daten notwendig, z. B. der obere und untere Grenzwert der Bemessungseigenschaften, welche in der Bemessung des Tragwerks berücksichtigt werden müssen, und weitere Versuche müssen durchgeführt werden (siehe EN 15129 [13]).

11.8 ANWENDUNGSFELD

Die innovative TRSH-Vorrichtung kann in V-förmigen Aussteifungsverbänden mehrstöckiger Gebäude zum Erzielen einer signifikanten Erhöhung der dissipativen Kapazität des Tragwerks eingesetzt werden. Dabei werden Duktilität, architektonische Transparenz und Steifigkeit kombiniert.

11.9 BIBLIOGRAPHIE

1. LESSLOSS 2007/03 – Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports>.
2. Medeot, R. – Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
3. Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. – Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. – Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
5. Tsai, K.C. – Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
6. Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P. and Su, Y.F. – Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
7. Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. – Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
8. Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P., and Wang, T.F. – Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
9. LESSLOSS - Deliverable D36 - Analysis of shake table test SHS. 2007.
10. LESSLOSS - Deliverable D31 – Characterisation tests of SH elements. 2007.
11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
14. RFEM 5 – Reference Manual. Dlubal.
15. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

12 MONDFÖRMIGE HYSTERETISCHE STAHLVORRICHTUNG (MSSH)

12.1 EINLEITUNG

Hysteretische Stahlvorrichtungen (englisch: Steel Hysteretic Devices, SHD) sind Erdbebenschutzeinrichtungen und stellen eine effektive Lösung zur Verbesserung der Fähigkeit von Tragwerken zur Dissipation seismischer Energie mittels plastischer Verformung bzw. Fließens dar. Durch einachsigen Zug (oder Druck), Schub, Torsion und Biegung kann Fließen erzeugt werden.

Unter den SHD wurde die in Abb. 12.1 gezeigte mondförmige hysteretische Stahlvorrichtung (englisch: Moon Shaped Steel Hysteretic (MSSH) device) als Dämpfungselement für basisisolierte Tragwerke entwickelt. Der Isolator besteht aus einem flachen Oberflächengleitelement bzw. einem Elastomerlager und MSSH-Vorrichtungen (siehe Abb. 12.2).

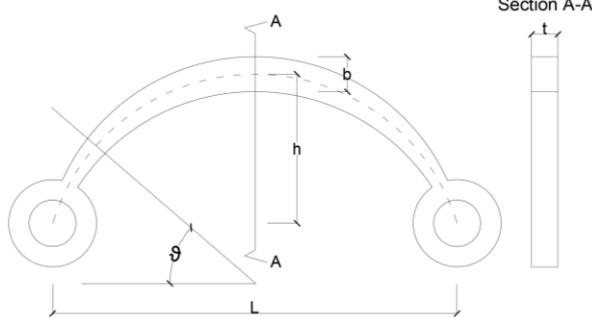


Abb. 12.1: Allgemeine Geometrie der mondförmigen hysteretischen Stahlvorrichtung



Abb. 12.2: Mondförmige hysteretische Stahlvorrichtungen kombiniert mit einem Bleikernlager als Isolationseinheit

Für Dämpfungselemente als Bestandteil einer Basisisolation sollten diese großen Verschiebungen mit einem geringen bis mittleren Kraftwiderstand standhalten. Der Zweck im Rahmen von INNOSEIS ist das Einsetzen der MSSH-Vorrichtungen in dissipative Aussteifungsverbände sowie das Ausarbeiten eines Bemessungsleitfadens zur Anwendung in Tragwerken hinsichtlich der entsprechenden Normen und Anforderungen.

12.2 BESCHREIBUNG DER MONDFÖRMIGEN HYSTERETISCHEN STAHLVORRICHTUNG

Die Zeichnungen in Abb. 12.3 zeigen eine mondförmige hysteretische Vorrichtung (MSSH), welche zunächst einer horizontalen Zugkraft F_1 und dann einer horizonta-

len Druckkraft F_2 ausgesetzt wird. Die Vorrichtung ist bezüglich der Y-Achse symmetrisch. Das Biegemoment $M(\theta)$ und die Normalkraft $N(\theta)$ sind mit dem Sinus, und die Schubkraft $Q(\theta)$ mit dem Kosinus veränderlich.

In Hinblick auf die für die angesetzten Zug- und Druckkräfte unterschiedlichen Verformungsfiguren in Abb. 12.3 kann geschlossen werden, dass das Verhalten zumindest im plastischen Bereich, in welchem die Verformungen nicht vernachlässigt werden können, nicht symmetrisch ist (Abb. 12.4). Im elastischen Bereich, in welchem die Verformungen vernachlässigbar sind, ist das Verhalten nahezu symmetrisch. Im Fall von Zug wird das Element abgesenkt, (d.h. der Hebelarm verringert), weshalb es folglich eine größere anzusetzende Kraft benötigen wird, um die maximal zulässige Verschiebung für die Vorrichtung zu erreichen. Im Gegensatz dazu wird das Element im Fall von Druck erhöht (d.h. der Hebelarm vergrößert), sodass eine geringere Kraft benötigt wird, um die maximal zulässige Verschiebung zu erreichen.

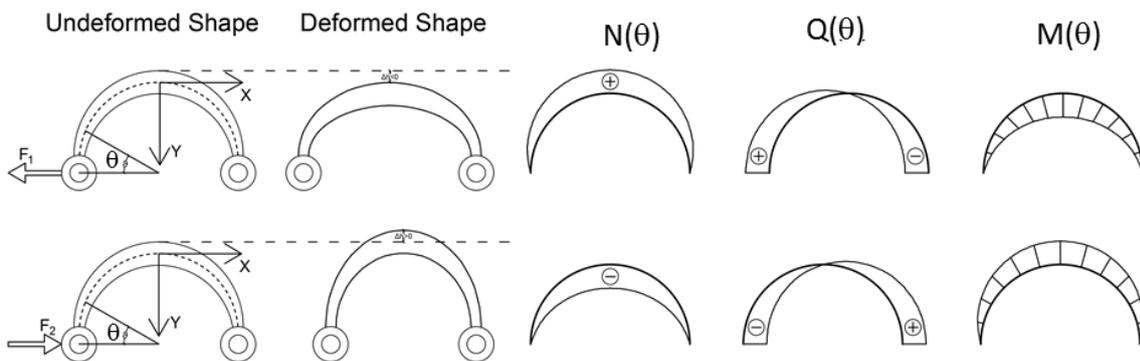


Abb. 12.3: Unverformte Gestalt und Verformungsfigur. Effekte aus Biegung, Schub- und Normalkraft auf MSSH-Element, welches einer horizontalen Zug- und Druckkraft ausgesetzt wird.

Um eine große Dehnung ohne Materialversagen für die MSSH-Vorrichtung zu erzielen, muss der verwendete Stahl die Eigenschaften eines sehr ausgeprägten Fließverhaltens besitzen. Die gekrümmte hysteretische Messkurve der hysteretischen Stahldämpfer wird über die Elementgestaltung beeinflusst. Abb. 12.4 zeigt das Kraft-Verschiebungsdiagramm eines MSSH-Elements, welches als Basisisolationsdämpfer entwickelt und geprüft wurde.

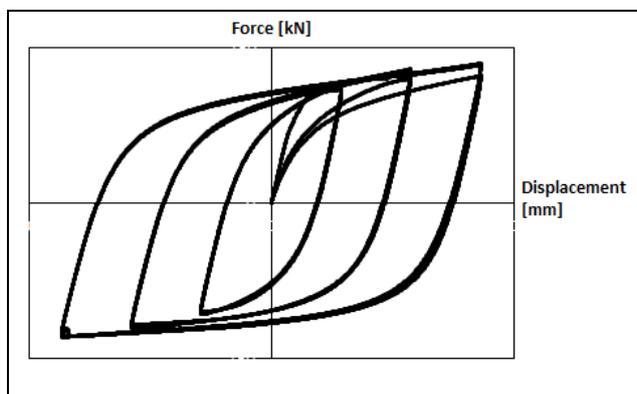


Abb. 12.4: Kraft-Verschiebungskurven einer MSSH-Vorrichtung

Das innovative seismisch-widerstandsfähige System mit MSSH-Vorrichtungen besteht aus der Einführung dieser Vorrichtungen in jedem Stockwerk des Gebäudes: bei Betrachtung eines mit konzentrischen Verbänden ausgesteiften Systems werden die Vorrichtungen an den Enden jedes Diagonalstrebenelements eingeführt. Bei starker Erdbewegung sind plastische Verformungen auf die MSSH-Vorrichtungen beschränkt, welche eine große Menge der Eingangsenergie dissipieren und dabei den Rest des Tragwerks elastisch und unbeschädigt lassen.

Reparaturarbeiten sind einfach, da sie auf die MSSH-Vorrichtungen beschränkt sind, welche keinen vertikalen Lasten ausgesetzt sind, da sie zwischen den Stockwerksebenen angebracht sind.

Die Vorrichtungen sind leicht zu ersetzen und herzustellen, sodass sie eine kosteneffiziente Lösung bieten.

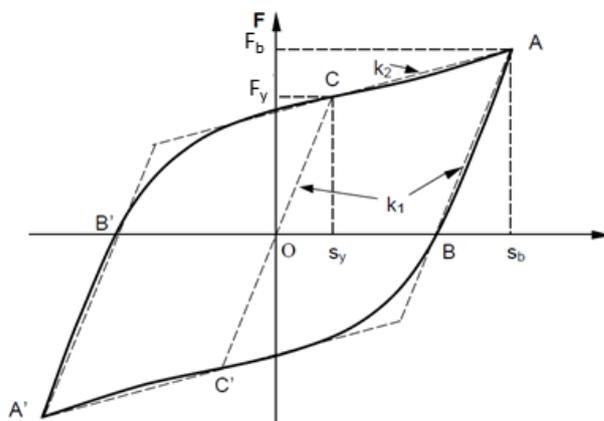
12.3 TRAGWERKSMODELLE

12.3.1 Grundlegendes Modell für MSSH-Vorrichtungen

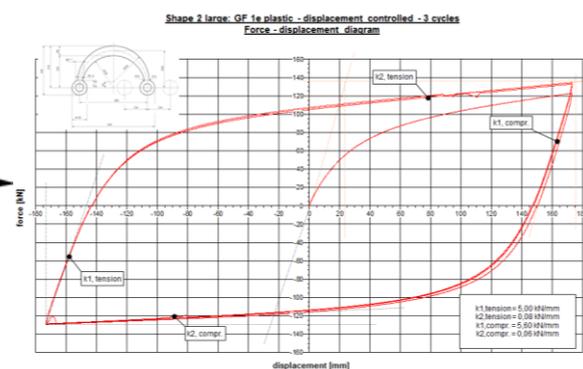
12.3.1.1 Bilineare Kraft-Verschiebungsschleife basierend auf Versuchsdaten

Die Reaktion jedes metallischen Dämpfers ist eine Funktion seiner Geometrie und der mechanischen Eigenschaften des Metalls, aus welchen dieser hergestellt wurde. Die beste Annäherung an das nichtlineare Verhalten der hysteretischen Stahlvorrichtungen stellt die Verwendung experimenteller Daten dar, welche aus Komponentenprüfungen gemäß EN 15129 [1], siehe Abschnitt 12.6, gewonnen wurden.

Zur Abbildung einer von nichtlinearen Verschiebungen abhängigen Vorrichtung (siehe [1]) in einem numerischen Strukturmodell, werden die gemessenen kurvenförmigen Kraft-Verschiebungsschleifen der hysteretischen Stahlvorrichtungen im Allgemeinen durch bilineare Hystereseschleifen mit einer Anfangssteifigkeit k_1 , einer post-elastischen Steifigkeit k_2 und einer Fließkraft F_y abgeschätzt. Die hier angewendete Methode zur Wahl einer bilinearen Annäherung an eine Hystereseschleife ist in Abb. 12.5 dargestellt.



a) Prinzipische Skizze einer bilinearen Annäherung



b) Bilineare Annäherung einer gemessenen Hysterese

Abb. 12.5 a) - b): Bilineare Annäherung an eine kurvenförmige Hystereseschleife.

Die kurvenförmige Schleife $A'B'ABC'A'$ ist möglicherweise nicht symmetrisch bezüglich des Zentrums 0 und die Koordinaten der Scheitelpunkte A und A' entsprechen den Maximalverschiebungen $\pm s_b$ und der Maximalkraft $\pm F_b$.

- Die Anfangssteifigkeit k_1 wird durch die Steigung der parallelen Linien AB und A'B' abgeschätzt, wobei B und B' die Schnittpunkte der Schleife mit der X-Achse darstellen.
- Die Fließsteifigkeiten k_2^+ und k_2^- werden durch die Steigung der parallelen Linien AC und A'C' abgeschätzt, wobei CC' die Linie durch 0 mit Steigung k_1 ist.
- Die Koordinaten von Punkt C (s_y, F_y) stellen jeweils die Fließverschiebung und die Fließkraft für die Annäherung an die kurvenförmige Hystereseschleife dar.

Die bilinearen Hystereseparameter verändern sich mit der maximalen Dehnungsamplitude ε_m bei geringer Dehnung schnell, jedoch langsamer bei großer Dehnung. In der Praxis bewirken diese Parameterveränderungen keine großen Fehler in der auf bilinearen Schleifen basierenden Berechnung, da seismische Reaktionen durch relativ große Dehnungen dominiert werden, die mit langsam variierenden Parametern einhergehen. Mit gegebenen Werten von k_1 , k_2 und F_y bestehen die bilinearen Schleifen aus einer mit zwei Steigungen und einem festgelegtem Startpunkt definierten Kurve.

12.3.1.2 *Bilineare Kraft-Verschiebungsschleife basierend auf dem Skalierungsfaktor-Verfahren*

Die Reaktion jedes metallischen Dämpferelements ist abhängig von dessen Geometrie und den mechanischen Eigenschaften des Metalls, aus welchen es hergestellt wurde, sowie der Befestigung bzw. der Einspannbedingungen.

Die Gruppe der Kraft-Verschiebungsschleifen für einen Biegebalken-Dämpfer kann auf Grundlage eines einfachen Modells skaliert werden, um eine Reihe von Spannungs-Dehnungskurven zu generieren. Anschließend können für einen großen Bereich von Stahlbalkendämpfern ungefähre Kraft-Verschiebungskurven aus den skalierten Spannungs-Dehnungskurven gewonnen werden.

Die Skalierungsfaktoren φ und δ basieren auf einem stark vereinfachten aber effektiven Modell des Fließträgers. Die Randfaserdehnungen ε_{SC} basieren auf der Gestalt, welche der Träger annehmen würde, wenn dieser vollständig elastisch bleiben würde. Die Nennspannungen σ_{SC} stehen unter der Annahme, dass sie über einen Trägerquerschnitt konstant bleiben (wie sie es für ein starr-plastisches Trägermaterial wären), mit dem Kraftskalierungsfaktor φ in Verbindung. Der Index SC wird eingeführt, um die nominale Art der Spannungen und Moduln hervorzuheben, welche unter Verwendung der Annahme gleichmäßiger Spannungen bestimmt wurden.

Die relevanten Eigenschaften einer bilinearen Annäherung an die Kraft-Verschiebungsschleife können wie folgt bestimmt werden:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC} \quad \text{Gl. (12.1)}$$

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right) \quad \text{Gl. (12.2)}$$

$$F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC} \quad \text{Gl. (12.3)}$$

$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC} \quad \text{Gl. (12.4)}$$

$$s_y \approx k_1 \cdot F_y \quad \text{Gl. (12.5)}$$

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot (s_u - s_y) \quad \text{Gl. (12.6)}$$

Die Herleitung der skalierten Spannungs-Dehnungs-Eigenschaften wird in Abschnitt 12.4.4. beschrieben.

Die Skalierungsfaktoren φ , α und δ hängen von der Geometrie der MSSH-Vorrichtung ab.

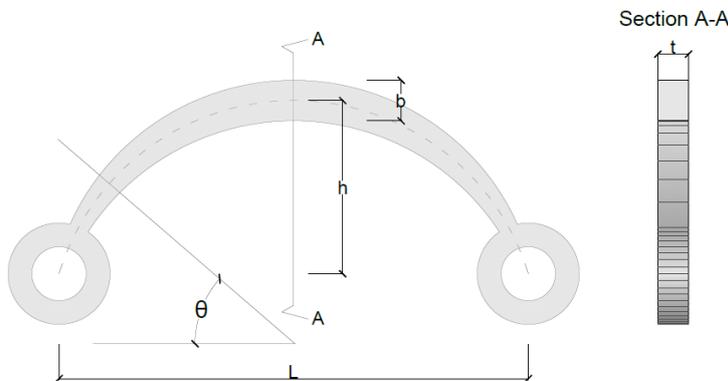


Abb. 12.6: Parametrische Abmessungen eines MSSH-Elements

Die Parameter t , b , h , L und die gekrümmten Außenlinien (Kontur) des hysteretischen Elements legen die Geometrie des Referenzprototypen fest. Die Außenlinien können parabelförmig, elliptisch oder kreisförmig sein, wobei letzteres die einfachste und somit am meisten verwendete Form ist.

Der Kraftskalierungsfaktor für einen rechteckigen Querschnitt mit Höhe b/t und Hebelarm h ergibt sich wie folgt:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h} \quad \text{Gl. (12.7)}$$

Verschiebungsskalierungsfaktor:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1,32 \cdot \sin(\theta) \quad \text{Gl. (12.8)}$$

Korrekturbeiwert für große Auslenkungen:

Zur Berücksichtigung der Variation der Steigung der Kraft-Verschiebungsschleife für große Fließverschiebungen muss ein weiterer Faktor mit einbezogen werden. Dieses Element weist im elastischen Bereich ein symmetrischen Verhalten auf, ist jedoch über den Fließpunkt hinaus nicht symmetrisch. Für große Fließverschiebungen können die Effekte nach Theorie zweiter Ordnung nicht vernachlässigt werden;

für die MSSH-Vorrichtung ist die Veränderung des Parameters h während des Belastungszyklus der wichtigste zu berücksichtigende Effekt.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & \text{Zug} \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & \text{Druck} \end{cases} \quad \text{Gl. (12.9)}$$

Es sollte angemerkt werden, dass hier vier Hauptfehlerquellen in den Dämpferschleifen und -parametern vorliegen:

- Die Unterschiede zwischen den Materialeigenschaften des hysteretischen Balkens, welcher zur Erzeugung der Spannungs-Dehnungs-Schleifen verwendet wurden, und die Materialeigenschaften des hysteretischen Balken-Prototyps.
- Einspanneffekte und Verformungen außerhalb des Balkens. Einspanneffekte reduzieren meistens die Anfangssteifigkeit um ungefähr 50 %.
- Änderungen der Schleifenlasten für eine gegebene Verschiebung durch Veränderungen in der Gestalt des Dämpfers unter großen Auslenkungen. Formveränderungen können die post-elastische Steifigkeit oder die plastische Steifigkeit verringern oder erhöhen.
- Kleine Veränderungen in den Dämpferschleifen, hervorgerufen durch sekundäre Kräfte.

Wenn Dämpferschleifen aus Modellen ähnlicher Eigenschaften und genau demselben Material (selbe Charge) gewonnen werden, behebt die Skalierungsmodell-Methode teilweise die vier zuvor angegebenen Fehlerquellen. In diesem Fall kann die Skalierungsfaktor-Methode praktisch für die Reduzierung der Versuchsanzahl sein. Dennoch muss vor Einbau der MSSH-Vorrichtungen in ein Tragwerk das Prüfverfahren gemäß EN 15129 [1] berücksichtigt werden.

12.3.2 Modellierung mit MSSH-Aussteifungen

Die dissipativen Teile des Systems sind die MSSH-Vorrichtungen. Sie werden bemessen, um sich zu verformen und durch die Verformung Energie zu dissipieren. Die anderen Teile des Tragwerks sollen elastisch bleiben. Um zu verstehen was im Grenzzustand der Tragfähigkeit des Systems passiert, wird lediglich ein Rahmen berücksichtigt und das Verhalten untersucht (siehe Abb. 12.7).

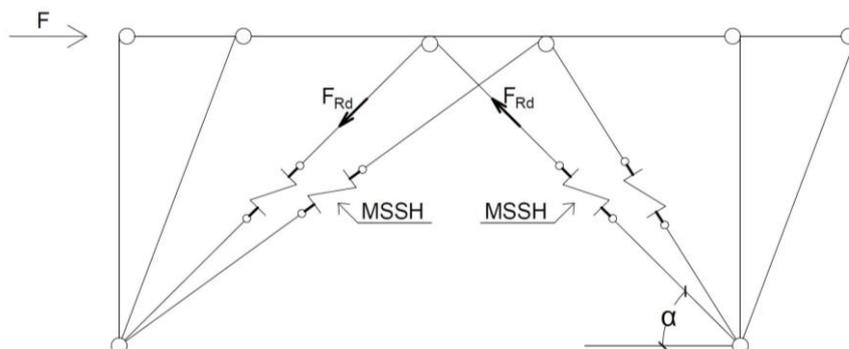


Abb. 12.7: Skizze des Verhaltens des Tragwerks.

Die Diagonalstreben sind unmittelbar mit den hysteretischen Vorrichtungen verbunden, wobei im Grenzzustand der Tragfähigkeit deren Normkraft gleich F_{Rd} der MSSH-Vorrichtung ist.

$$N_{Ed,Brace} = N_{Rd,MSSH} \quad \text{Gl. (12.10)}$$

Die Diagonalstreben übertragen eine vertikale Kraft bzw. Schub auf den Träger, welche unter Verwendung von $N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Zug und $0,3 \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Druck berechnet werden kann. Der Faktor 0,3 wird in EN 1998-1-1 [2] vorgeschlagen und für die Abschätzung des Widerstands nach Knicken von Diagonalen unter Druck verwendet.

$$V_{Ed,Beam} = \frac{0,7}{\sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH} \quad \text{Gl. (12.11)}$$

Die Beanspruchungen in den Stützen können durch Aufstellen eines globalen Gleichgewichts unter Ausnutzung der Symmetrie des Systems berechnet werden:

$$N_{Ed,Columns} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{\sin(\alpha)} \quad \text{Gl. (12.12)}$$

Mit:

- h ist die gegenseitige Stockwerkshöhe;
- L ist die Spannweite zwischen zwei Stützen;
- F ist die angesetzte äußere Last, wie in Abb. 12.7;
- α ist der Neigungswinkel der Diagonalstreben.

12.4 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN AN MSSH-VORRICHTUNGEN

12.4.1 Allgemeines

Die hysteretischen MSSH-Stahlelemente nutzen die folgenden physischen Eigenschaften um Energie zu dissipieren:

- Fließen des Stahlmaterials infolge hoher Biegebelastung und
- Umwandeln der Bewegungsenergie in thermische und Verformungsenergie.

Ein Typ einer MSSH, welche wie eine mondformige Form gestaltet wird und bei der Biegung das Fließen erzeugt, wird in Abb. 12.8 und Abb. 12.9 gezeigt. Biegung ist die am häufigsten genutzte Möglichkeit, um dissipierende Elemente in MSSH-Vorrichtungen zu beanspruchen. Zudem werden Dämpfer-Vorrichtungen, welche auf plastischer Verformung von Metallen beruhen, als sehr wirtschaftlich und zuverlässig angesehen.

12.4.2 Prüfkörper und Belastungsprotokoll

Zwei verschiedene Prüfkörper (siehe Abb. 12.8 und Abb. 12.9), welche aus zwei verschiedenen Stahlblechen mit Stahlgüte S355J2+N hergestellt wurden, wurden zyklisch unter Zug und Druck belastet. Das Belastungsprotokoll ist in Tabelle 12.1 gegeben.

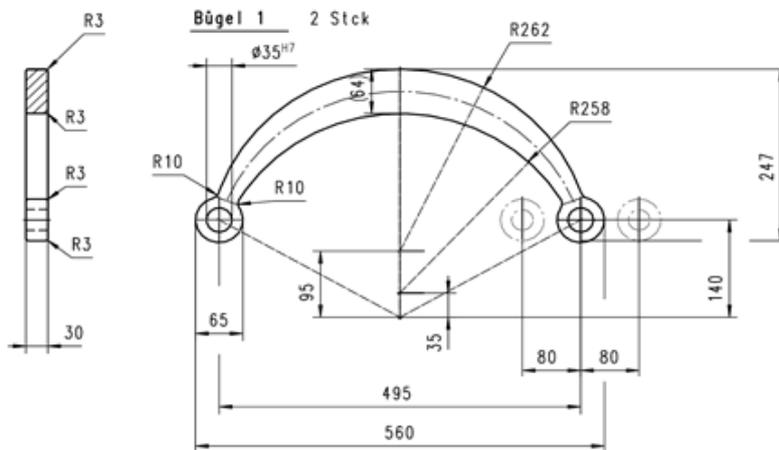


Abb. 12.8: Geometrie der getesteten MSSH-Vorrichtung „klein“.

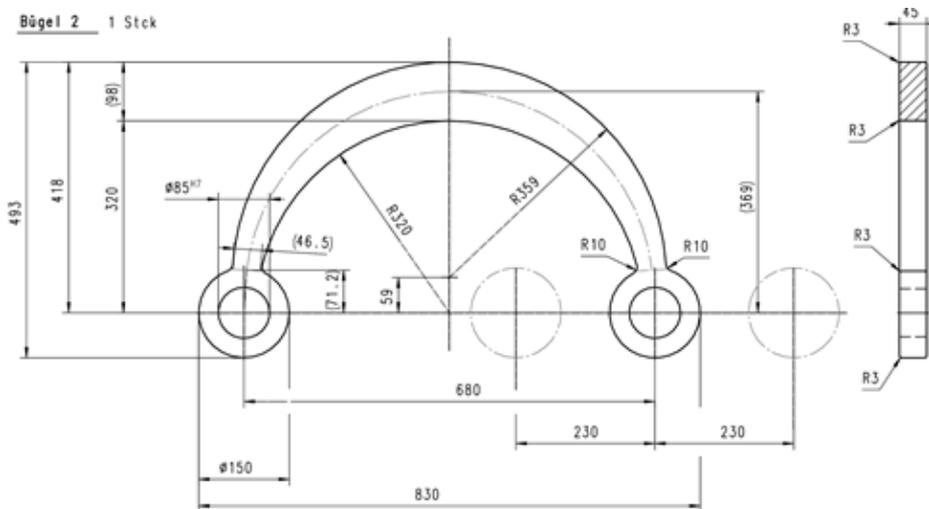
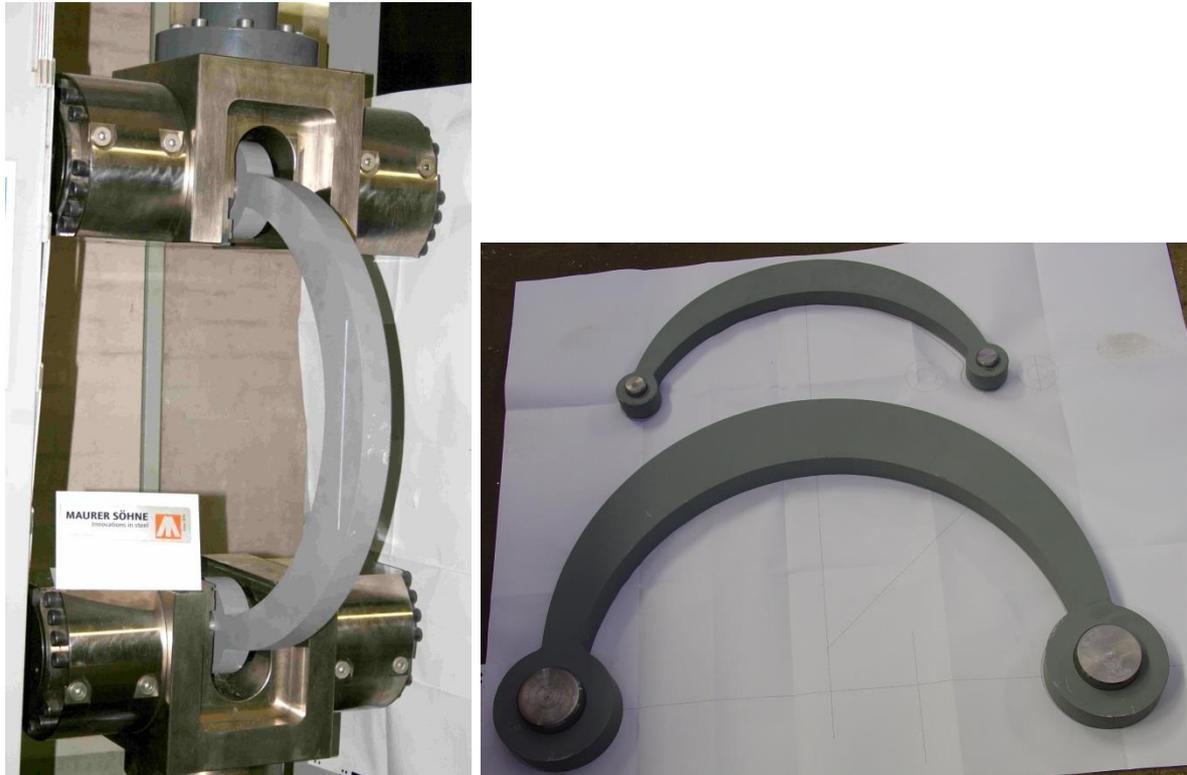


Abb. 12.9: Geometrie der getesteten MSSH-Vorrichtung „groß“.

Tabelle 12.1: Belastungsprotokoll der MSSH-Versuche

Anzahl der Zyklen	MSSH-Vorrichtung „klein“		MSSH-Vorrichtung „groß“	
	Amplitude [mm]	Geschwindigkeit [mm/s]	Amplitude [mm]	Geschwindigkeit [mm/s]
3	± 3	4	± 15	10
	± 5			
	± 20	10	± 60	25
	± 40			
	± 60			
9	± 80		± 230	

Die Versuche wurden mit einer servo-hydraulischen Universalprüfmaschine des Herstellers Zwick am Materialprüfinstitut für Bauingenieurwesen an der Technischen Universität München durchgeführt (siehe Abb. 12.10).



a) Versuchskörper „groß“

b) Versuchskörper „klein“ und „groß“

Abb. 12.10 a) - b): Getestete MSSH-Vorrichtungen

12.4.3 Versuchsergebnisse

Die Versuche zeigen eine stabile und sehr hohe post-elastische Steifigkeit (Abb. 12.11) mit einem signifikanten inelastischen Plateau, was auf ein gutes seismisches Verhalten hindeutet.

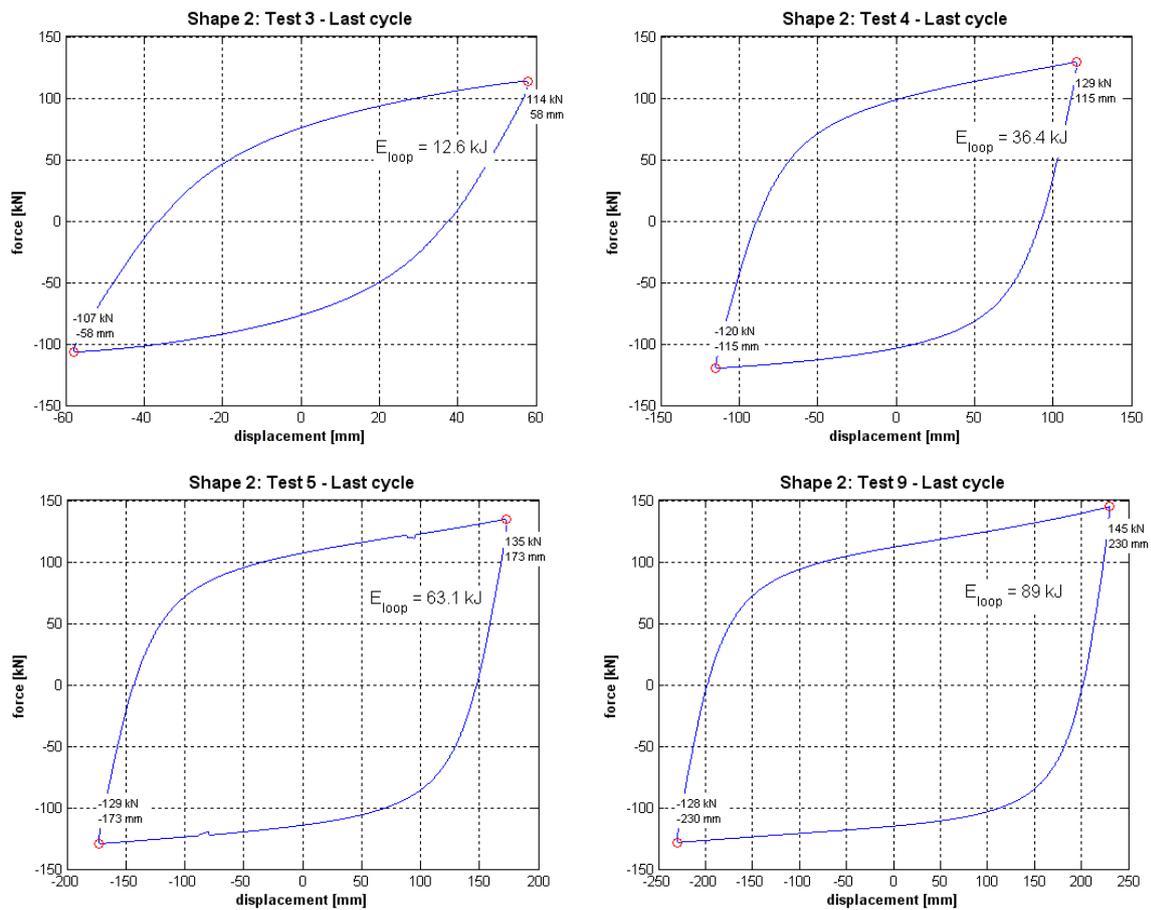


Abb. 12.11: Verschiedene experimentelle Kraft-Verschiebungsdiagramme einer MSSH-Vorrichtung „groß“ (3. Zyklus)

Die Hauptanforderung für die Funktionalität eines Stahlhysteresedämpfers ist eine ausreichende plastische Duktilität während der Belastungsphase eines Erdbebens. Aus diesem Grund ist es sehr wichtig, dass wechselnde Plastizierung nicht zu Kurzzeitermüdung oder sprödem Versagen führt. Wie in Abb. 12.12 gezeigt, ist Baustahl in der Lage großer plastischer Energiedissipation für eine gewisse Zeitdauer standzuhalten. Die Anzahl an aufnehmbaren Zyklen hängt vom Dehnungsgrad ab (Zu beachten ist die logarithmische Skala auf der Abszisse).

Aus diesem Grund ist es zur Überprüfung der Funktionalität und Zuverlässigkeit von großer Bedeutung die Amplitudenhöhe besonders an den kritischen Stellen der Vorrichtung zu kennen. Zeitverlaufsanalysen mit mehreren natürlichen oder künstlichen Akzelerogrammen sind notwendig, um den Einfluss der Last auf die MSSH-Vorrichtung zu bewerten.

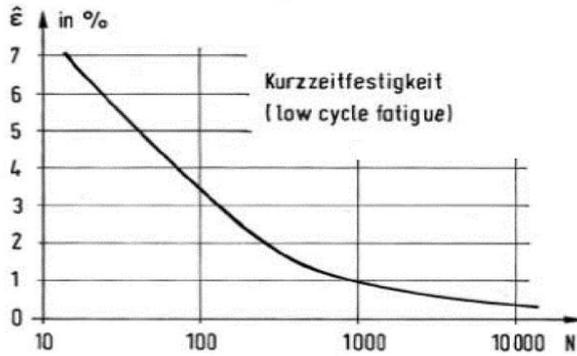
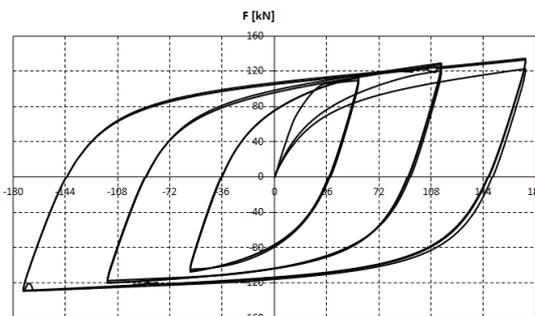
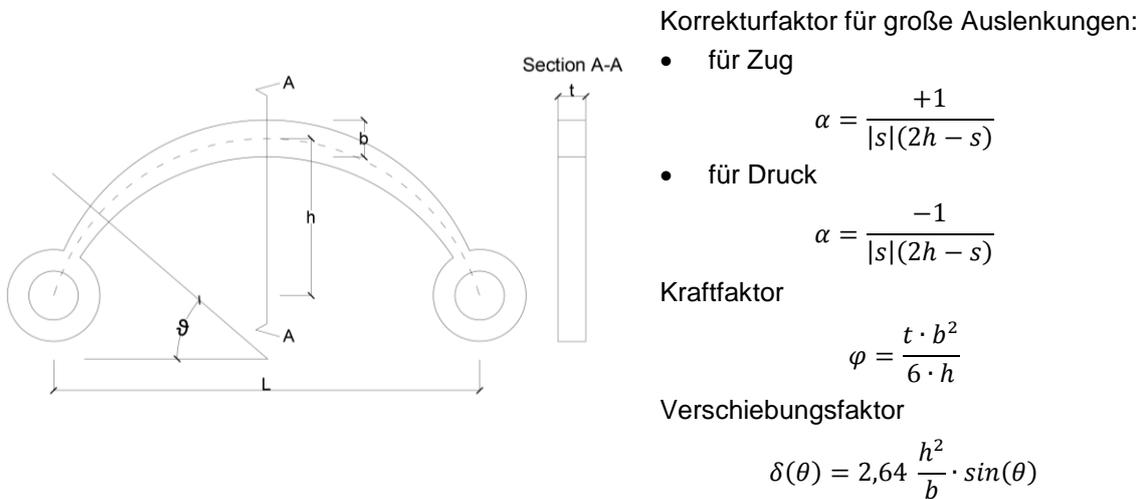


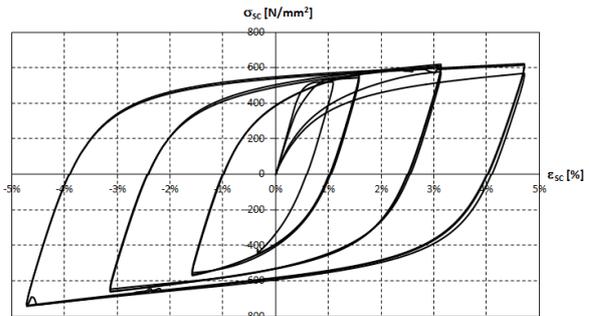
Abb. 12.12: Charakteristische Kurzzeitermüdungskurve von Baustahl (Dehnungsamplitude gegenüber der Anzahl an Zyklen bis zum Versagen)

12.4.4 Experimentell basierte Modellierung unter Verwendung von Skalierungsfaktoren

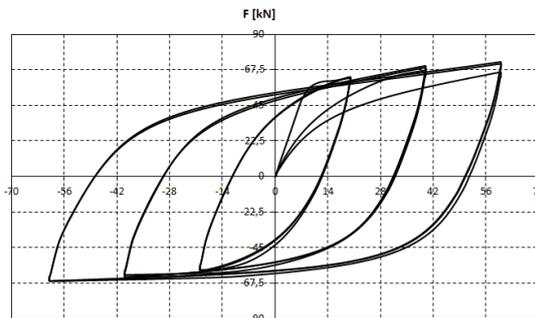
Die experimentellen Kraft-Verschiebungsschleifen der MSSH-Vorrichtungen „klein“ und „groß“ werden verwendet, um unter Verwendung der in Abschnitt 12 gegebenen Skalierungsfaktoren α , δ und φ skalierte Spannungs-Dehnungskurven zu erzeugen (siehe Abb. 12.13 und Abb. 12.14). Die Ergebnisse in Form von elastischen und plastischen Moduln, Fließspannung und Fließdehnung für Dehnungen bis zu 9 % sind in Tabelle 12.2 sowie Tabelle 12.3 gegeben.



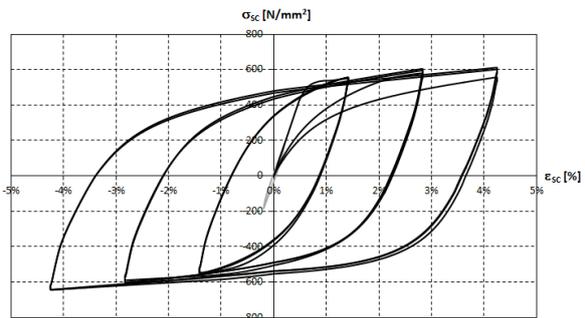
a) Kraft-Verschiebungsschleifen für MSSH „groß“



b) Skalierte Spannungs-Dehnungsschleifen für MSSH „groß“



c) Kraft-Verschiebungsschleifen für MSSH „klein“



d) Skalierte Spannungs-Dehnungsschleifen für MSSH „klein“

Abb. 12.13: Kraft-Verschiebungs- und skalierte Spannungs-Dehnungsschleifen für die kleinen und großen MSSH-Vorrichtungen

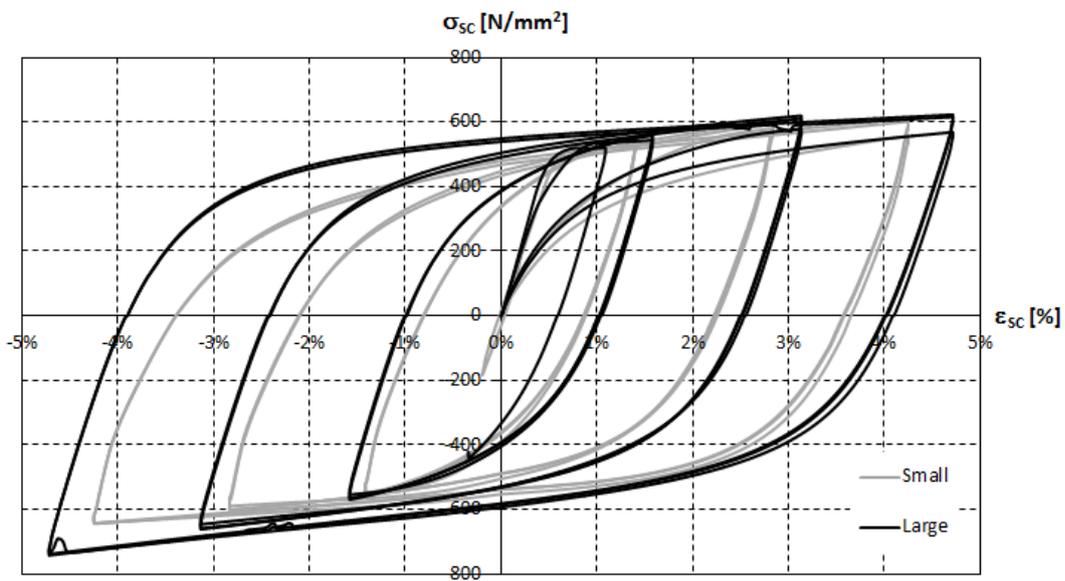


Abb. 12.14: Skalierte Spannungs-Dehnungsschleifen für die kleine und große MSSH-Vorrichtung

Tabelle 12.2: Abgeschätzte Moduln, Spannung und Dehnung bis zur Dehnungsamplitude von 9 % in Abschnitt A.

Abschnitt A ($\theta = 90^\circ$; ϵ_{\min})					
ϵ_{sc} [%]	$E_{1,sc}$ [N/mm ²]	$E_{2,sc}^+$ [N/mm ²]	$E_{2,sc}^-$ [N/mm ²]	$\sigma_{y,sc}$ [N/mm ²]	$\epsilon_{y,sc}$ [%]
1	103667	25769	17201	394	0,38
2		8740	7039	436	0,42
3		4643	4174	477	0,46
4		2964	2881	519	0,50
5		2093	2161	560	0,54
6		1575	1708	602	0,58
7		1238	1400	643	0,62
8		1005	1179	685	0,66
9		837	1013	727	0,70

Tabelle 12.3: Abgeschätzte Moduln, Spannung und Dehnung bis zur Dehnungsamplitude von 9 % in Abschnitt B.

Abschnitt B ($\theta = \theta_0$; ϵ_{\max})					
ϵ_{sc} [%]	$E_{1,sc}$ [N/mm ²]	$E_{2,sc}^+$ [N/mm ²]	$E_{2,sc}^-$ [N/mm ²]	$\sigma_{y,sc}$ [N/mm ²]	$\epsilon_{y,sc}$ [%]
1	44527	32738	18110	316	0,71
2		11095	7406	334	0,75
3		5892	4390	352	0,79
4		3760	3029	370	0,83
5		2654	2271	388	0,87
6		1997	1795	405	0,91
7		1570	1471	423	0,95
8		1274	1239	441	0,99
9		1060	1064	459	1,03

Wenn diese Gleichungen zur Erzeugung von skalierten Spannungs-Dehnungsschleifen aus den Kraft-Verschiebungsschleifen verwendet werden, heben sie die großen Verschiebungsvergrößerungen in der Nennspannung auf, wie es aus dem Vergleich von Abb. 12.13 a) und b) bzw. c) und d) hervorgeht.

Die F-s-Diagramme für jeden Zyklus sind in Abb. 12.15 und Abb. 12.16 dargestellt. In jedem Diagramm werden die Versuchsergebnisse und die mit dem Skalierungsfaktor-Verfahren gewonnenen Ergebnisse gezeigt.

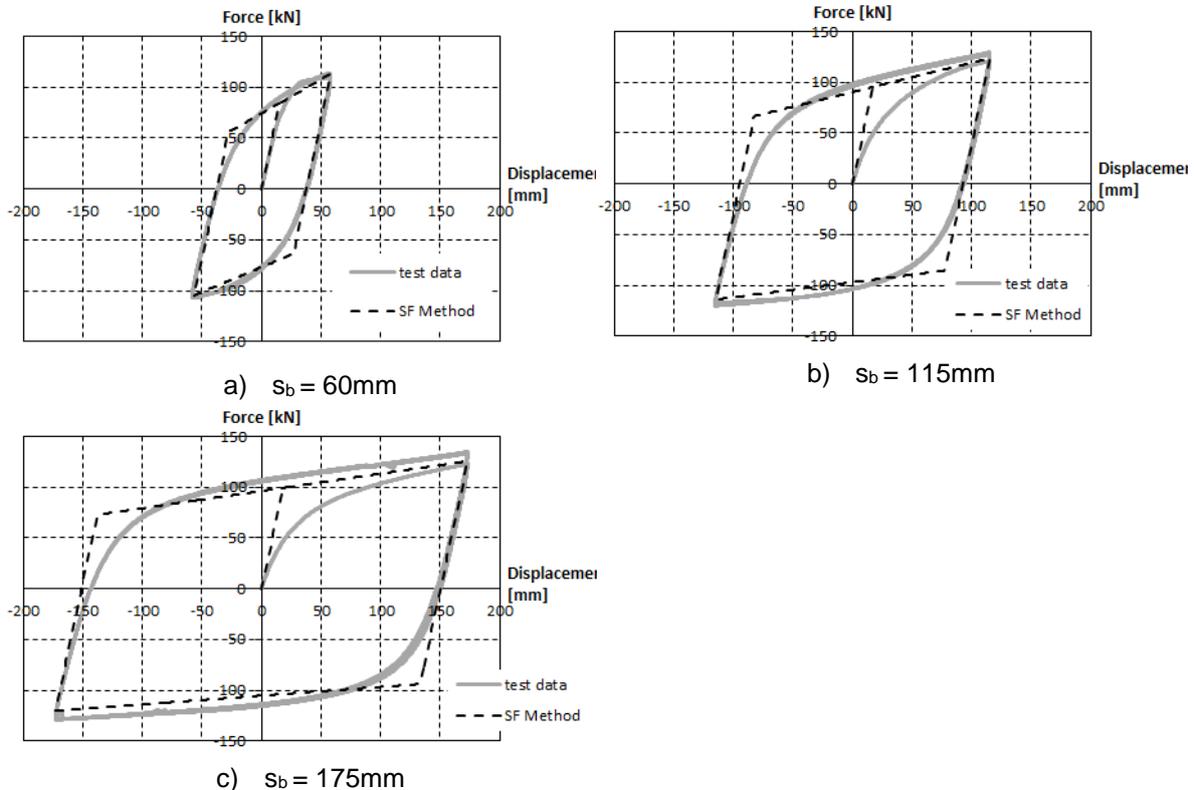


Abb. 12.15 a) - c): Kraft-Verschiebungsdiagramme der großen MSSH-Vorrichtung und Vergleich mit SF-Verfahren

Anzumerken ist, dass die gewonnenen Werte, die in Tabelle 12.2 und Tabelle 12.3 angegeben sind, für die vorläufige Bemessung von MSSH-Vorrichtungen mit ähnlichen Materialeigenschaften und gleichen Einspannbedingungen verwendet werden können. Eine vorläufige, auf dem Skalierungsfaktor-Verfahren beruhende Bemessung von MSSH-Vorrichtungen garantiert nicht hinreichend ein zuverlässiges Verhalten der Vorrichtung. Es ist lediglich für die Vordimensionierung hilfreich. Wenn MSSH-Vorrichtungen in ein Tragwerk eingebaut werden, sind Prototyp-Versuche und Produktionskontrollprüfungen gemäß EN 15129 [1] sehr empfohlen.

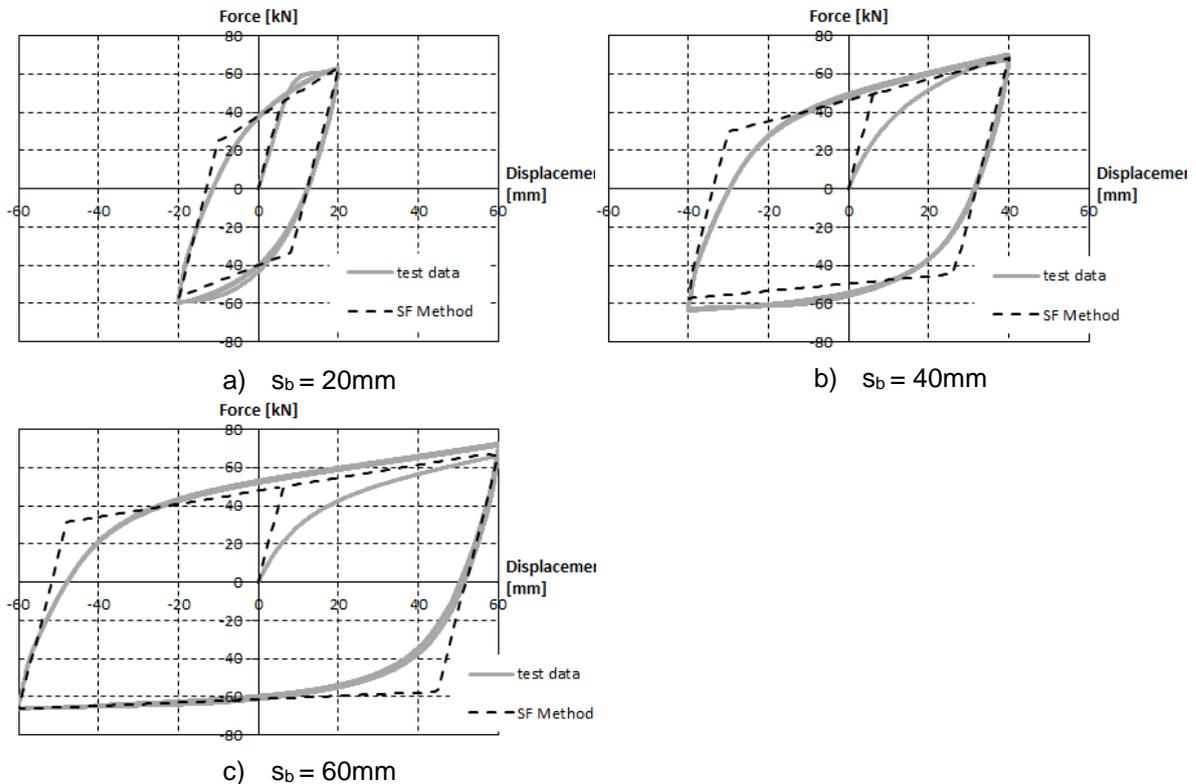


Abb. 12.16 a) - c): Kraft-Verschiebungsdiagramme des kleinen Elements und Vergleich mit SF-Verfahren

12.5 BEMESSUNGSREGELN

12.5.1 Allgemein

Wenn die MSSH-Vorrichtungen als Dämpfungselemente in basisisolierten Tragwerken verwendet werden, brauchen sie einen geringen elastischen Widerstand, um die Eigenperiode des isolierten Tragwerks so weit wie möglich zu erhöhen. Die MSSH-Vorrichtungen werden nun in ausgesteiften Tragwerken eingesetzt. Genauer gesagt werden sie in Reihe mit Diagonalstreben angesetzt. Diese Anordnung erlaubt den Vorrichtungen eine geeignete Arbeitsweise, wenn die Diagonalstreben Normalkräften ausgesetzt werden. Verglichen mit MSSH-Vorrichtungen für die Basisisolierung müssen MSSH-Vorrichtungen für Tragwerks-Diagonalstreben bei relativ moderaten Verschiebungen Energie dissipieren, um den Grenzwert der zulässigen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen einzuhalten bzw. die Spannungen in den benachbarten Elementen innerhalb des elastischen Bereichs zu halten. Um dieses Ziel zu erreichen ist die Geometrie der in Abschnitt 12.4 angegebenen Versuchskörper nicht geeignet. Deshalb wird die Geometrie verändert und einige Vorrichtungen parallel angeordnet, um den Widerstand und die Steifigkeit der „Knotenpunkte“ zu vergrößern.

Diese Veränderungen verbessern die mechanischen Eigenschaften ohne die Duktilität und die Fläche der Hystereseschleife zu verringern. Duktilität und Dämpfung sind die wesentlichen Eigenschaften für Basisisolation und sind auch in dem neuen Dämpfungssystem weiterhin notwendig. Die Gestalt des hysteretischen Zyklus ist nun verändert; tatsächlich werden die Verschiebungen reduziert, aber der Widerstand erhöht, sodass die Dissipation der Energie weiter vorliegt und groß genug ist, um die Anforderungen an das Tragwerk zu erfüllen.

In einem Bemessungsleitfaden werden Schlussfolgerungen aus den analytischen und numerischen Untersuchungen für praktische Anwendungen zusammengefasst. Die Bemessungsmethodik basiert auf den Vorgaben der EN 1993-1-1 [17], EN 1998-1-1 [2] und EN15129 [1]. Einige Bestimmungen der EN 1998-1-1 werden angemessen neu geordnet, um die Verwendung der MSSH-Elemente durch die üblichen Normvorgaben abzudecken.

12.5.2 Vorläufige Bemessung der MSSH-Vorrichtungen

Wie zuvor erwähnt, wirkt das MSSH-System als ein Aussteifungssystem. Unter Berücksichtigung, dass die MSSH-Vorrichtungen alleine den seitlichen Lasten des Tragwerks standhalten, kann eine grobe Schätzung der erforderlichen Anzahl von MSSH-Vorrichtungen für ein Gebäude in jeder Richtung sowie deren Querschnittstyp mit Hilfe des theoretischen Grenzzustandsmodells des Systems gewonnen werden. Diese Berechnung basiert auf der Annahme, dass alle MSSH-Vorrichtungen als die dissipativen Elemente des Systems im Grenzzustand der Tragfähigkeit ihre Normalkraftkapazität erreichen.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{\sin(\alpha)}{4} \quad \text{Gl. (12.13)}$$

Mit:

- F_i ist die horizontale Kraft, welche in Stockwerk i wirkt und nach EN1998-1-1, Abschnitt 4.3.3.2.3 [2] berechnet wird
- 4 ist die Anzahl an Gruppen von MSSH-Elementen in jedem Stockwerk
- α ist der Neigungswinkel der Diagonalstreben (45° in der Fallstudie).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \quad \text{Gl. (12.14)}$$

$\gamma_x = 1,2$ ist der Zuverlässigkeitsfaktor und $\gamma_b = 1,1$ ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Vorrichtung nach EN 15129 [13].

12.5.3 Bemessung für linear-elastische Analysen

Die Bemessungsregeln sollen gewährleisten, dass Fließen in den hysteretischen Vorrichtungen vor jedem Fließen oder Versagen an anderer Stelle eintritt. Aus diesem Grund basiert die Bemessung von Gebäuden mit MSSH-Vorrichtungen auf der Annahme, dass diese Vorrichtungen in der Lage sind Energie durch die Bildung

plastischer Biegemechanismen zu dissipieren. Es kann die folgende Bemessungsmethodik angewendet werden:

1) Simulation

Nach dem jetzigen Stand der Technik kann ein Gebäude mit MSSH-Vorrichtung mit einem linear-elastischen Modell durch angemessene Diagonalstrebenelemente simuliert werden. Die Diagonalstrebenelemente, welche die MSSH-Vorrichtungen umfassen und darstellen, sind in zwei Abschnitte mit denselben Querschnitten unterteilt, welche in der Mitte mit einem angemessenen, die MSSH-Vorrichtung darstellenden Gelenk verbunden sind. Dieses Gelenk erlaubt keine Verdrehungen oder Schubverformungen, aber ermöglicht wie die realen MSSH-Vorrichtungen die axiale Verformung, wobei es wie eine Feder wirkt. Die Diagonalstrebenelemente müssen gegenüber der MSSH-Vorrichtung kapazitätsbemessen werden, da sie während des Erdbebens im elastischen Bereich verbleiben müssen ohne beschädigt zu werden.

2) Analyse

Es wird unter Eigen- und Verkehrslast eine statische lineare Analyse durchgeführt und die Elemente des Hauptrahmens werden gemäß den Vorgaben der EN1993-1-1 [17] im GdT und GdG dimensioniert. Die herkömmliche Methode zur Berechnung der Schnittkräfte unter seismischer Belastung ist das multi-modale Antwortspektrenverfahren, bei welchem die Anzahl der in jeder Richtung betrachteten Schwingungsformen derart ist, dass die Summe der effektiven Masse mindestens 85 % der Gesamtmasse entspricht und es keine verbleibenden Eigenformen mit einer beteiligten Masse > 5 % gibt. Das Bemessungsspektrum soll mit einem maximalen Verhaltensbeiwert von 3 definiert werden, welcher mittels nichtlinearer statischer Analysen (Pushover) bestätigt wurde.

3) Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung gewährleistet unter seismischer Belastung den Schutz der nicht-tragenden Elemente und stellt ein Basiskriterium für die Bemessung von MSSH-Vorrichtungen dar. Es bietet eine Abschätzung des Schadens für verschiedene Leistungsniveaus und definiert die Verteilung der Steifigkeit innerhalb des Tragwerks und somit die Größe und den Typ der im System verwendeten Querschnitte.

In einer linearen Analyse sollen die durch die seismische Bemessungseinwirkung hervorgerufenen Verschiebungen d_s auf Basis der elastischen Verformungen d_e des Tragwerks über den folgenden Ausdruck berechnet werden:

$$d_s = q \cdot d_e \quad \text{Gl. (12.15)}$$

Der Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung d_r ist definiert als die Differenz der gemittelten seitlichen Verschiebungen oben und unten im betrachteten Stockwerk. Abhängig vom Typ der nicht-tragenden Elemente (spröde Materialien, duktil oder nicht verbunden) und der Bedeutungskategorie des Gebäudes, wird der Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung d_r mit den entsprechenden Werten der FEMA verglichen. Die optimale Bemessung wird erreicht, wenn die maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen jedes Stockwerks über das Tragwerk nahezu konstant sind. Da die horizontalen Verschiebungen mit dem Verhaltensbeiwert multipliziert werden, ist die Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung unabhängig von diesem.

4) Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Der mögliche Einfluss von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung soll durch die Begrenzung des Empfindlichkeitsbeiwerts θ der gegenseitigen Stockwerksverschiebung unter den Grenzwert nach EN 1998-1-1 kontrolliert werden. Der Koeffizient θ wird mittels Gleichung (12.16) für jedes Stockwerk in X- und Y-Richtung des Gebäudes berechnet.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \quad \text{Gl. (12.16)}$$

Wobei P_{tot} die gesamte Schwerkraftbelastung im und über dem betrachteten Stockwerk in der seismischen Bemessungssituation und V_{tot} die seismische Stockwerkschubkraft ist.

Alternativ kann der Empfindlichkeitsbeiwerte der gegenseitigen Stockwerksverschiebung genauer mittels einer linearen Knickanalyse über den Beiwert α_{cr} berechnet werden. Um diesen Faktor müsste die Bemessungsbelastung zum Hervorrufen elastischer Instabilität in einer globalen Verformungsfigur erhöht werden. Die Analyse wird unter Bedingungen $(1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q)$ der konstanten Schwerkraftbelastung der seismischen Kombination durchgeführt und ergibt die Knickfälle. Die Knickformen, die das Gebäude in X- und Y-Richtung auslenken, werden gewählt und die entsprechenden α_{cr} -Werte wie folgt berechnet:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad \text{Gl. (12.17)}$$

Wobei F_{cr} die elastische kritische Knicklast für den globalen Instabilitätsfall basierend auf der elastischen Anfangssteifigkeit und F_{Ed} die Bemessungsbelastung für die seismische Kombination ist.

Um die inelastischen Verschiebungen des Gebäudes zu berücksichtigen, sollte α_{cr} durch den q -Faktor geteilt werden. In diesem Fall werden die Werte von θ durch Gleichung (12.18) gegeben.

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \quad \text{Gl. (12.18)}$$

Die relevanten Vorgaben der EN 1998-1-1 erfordern für Gebäude, wenn Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt werden, dass der Empfindlichkeitsbeiwerts der gegenseitigen Stockwerksverschiebung auf $\theta \leq 0,1$ beschränkt wird. Wenn $0,1 < \theta < 0,2$ gilt, dann können Effekte nach Theorie zweiter Ordnung annäherungsweise durch Multiplikation der Beanspruchung der relevanten Erdbebeneinwirkung mit einem Faktor gleich $1/(1 - \theta)$ berücksichtigt werden. Wenn $0,2 < \theta < 0,3$ gilt, dann ist eine genauere Analyse nach Theorie zweiter Ordnung durchzuführen. In jedem Fall muss $\theta < 0,3$ gelten.

5) Verifikation der dissipativen Vorrichtungen und Diagonalstreben

Die MSSH-Vorrichtungen und die Diagonalstreben sollen verifiziert werden, um den Schnittkräften der ungünstigsten seismischen Kombination standzuhalten und die folgenden Bedingungen zu erfüllen:

a) Schlankheit

In Rahmen mit V-förmigen Aussteifungen muss die dimensionslose Schlankheit λ kleiner oder gleich 2,0 sein.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{Gl. (12.19)}$$

b) Normalkraft

Die nicht-dissipativen Diagonalstrebenelemente sollen für erhöhte Werte der Schnittkräfte im Vergleich zu denen, welche aus den Analysen mit der ungünstigsten seismischen Kombination gewonnen wurden, kapazitätsbemessen werden, um zu gewährleisten, dass das Versagen der dissipativen Elemente zuerst eintritt. Der Fließwiderstand $N_{pl,Rd}$ des Querschnitts der Diagonalen sollte dem Folgenden entsprechen:

$$N_{pl,Rd,brace} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \quad \text{Gl. (12.20)}$$

Mit:

- γ_{ov} ist der Überfestigkeitsbeiwert, $\gamma_{ov} = 1,25$ für Stahl S355
- $N_{pl,Rd,MSSH}$ ist der Maximalwiderstand der angeschlossenen MSSH-Vorrichtung

c) Dissipatives Verhalten konstant über die Höhe

Um ein gleichmäßig verteiltes dissipatives Verhalten im Tragwerk zu erhalten, sollte überprüft werden, dass die maximalen Verhältnisse Ω über das gesamte Tragwerk nicht um mehr als 25 % vom Minimalwert Ω abweichen.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25 \quad \text{Gl. (12.21)}$$

6) Verifikation nicht-dissipativer Elemente: Stützen

Die nicht-dissipativen Elemente, die Systemstützen, die Träger und deren Anschlüsse, sollen für erhöhte Werte der Schnittkräfte verglichen mit denen, welche aus den Analysen mit der ungünstigsten seismischen Kombination gewonnen wurden, kapazitätsbemessen werden, um zu gewährleisten, dass das Versagen der dissipativen Elemente als erstes auftritt.

a) Die Stützen sollen wie folgt verifiziert werden, um den Effekten der Einwirkung aus der Kapazitätsbemessung standzuhalten:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (12.22)}$$

Mit:

- $N_{Pl,Rd}(M_{Ed})$ ist der Bemessungsknickwiderstand des Trägers oder der Stütze nach EN 1993, wobei die Interaktion des Knickwiderstands mit dem Biegemoment M_{Ed} berücksichtigt wird, welches als der Bemessungswert in der seismischen Bemessungssituation definiert ist;
- $N_{Ed,G}$ ist die Normalkraft im Träger oder in der Stütze infolge der nicht-seismischen Einwirkungen, welche in der Einwirkungskombination für die seismische Bemessungssituation enthalten sind;
- $N_{Ed,E}$ ist die Normalkraft im Träger oder in der Stütze infolge der seismischen Bemessungseinwirkung;
- γ_{ov} ist der Überfestigkeitsbeiwert, $\gamma_{ov} = 1,25$ für Stahl S355;
- Ω ist der Minimalwert von $\Omega_i = N_{Pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ über alle MSSH-Vorrichtungen des ausgesteiften Rahmensystems; mit:
 - $N_{Pl,Rd,i}$ ist der Bemessungswiderstand der MSSH-Vorrichtung i ;
 - $N_{Ed,i}$ ist der Bemessungswert der Normalkraft in derselben MSSH-Vorrichtung in der seismischen Bemessungssituation.

7) Verifikation nicht-dissipativer Elemente: Träger

- Die Träger wurden als Stahl-Beton-Verbundträger betrachtet unter Berücksichtigung der Mitwirkung der Betonplatte. Der Widerstandsmechanismus ist der in Abb. 12.17 gezeigte.

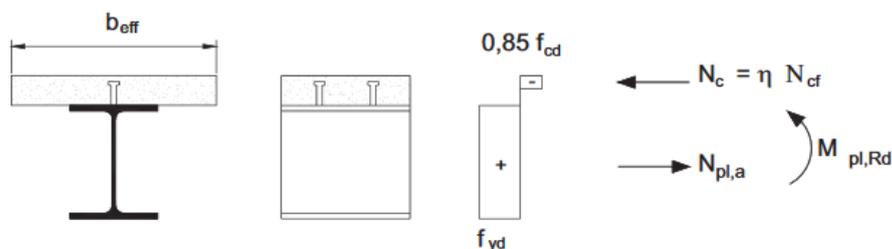


Abb. 12.17: Plastische Dehnungsverteilung im GdT zur Berechnung des positiven $M_{pl,Rd}$.

Der Effekt der unausgeglichene vertikalen Erdbebeneinwirkung, welcher auf den Träger durch die Diagonalstreben nach Knicken der Druckdiagonalen aufgebracht

wird, wird unter Verwendung von $N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Zug und von $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Druck berechnet:

$$V_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1-\gamma_{pb}}{\sin(\alpha)} \quad \text{Gl. (12.23)}$$

12.5.4 Bemessung für nichtlineare Analyse (Pushover)

- 1) Das für eine elastische Analyse verwendete Tragwerksmodell soll erweitert werden, um die Reaktion der Bauelemente über den elastischen Zustand hinaus zu umfassen und die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schadensverteilung abzuschätzen.
- 2) Pushover-Analysen wurden mit RFEM v5.07.11 von Dlubal durchgeführt. Die Nicht-Linearität wurde lediglich für das MSSH-Element berücksichtigt, wobei die anderen Elemente als ideal elastisch betrachtet wurden. Da eine quasi-statische Analyse durchgeführt wurde, berücksichtigt das Verhaltensdiagramm der MSSH nicht die Hysterese.

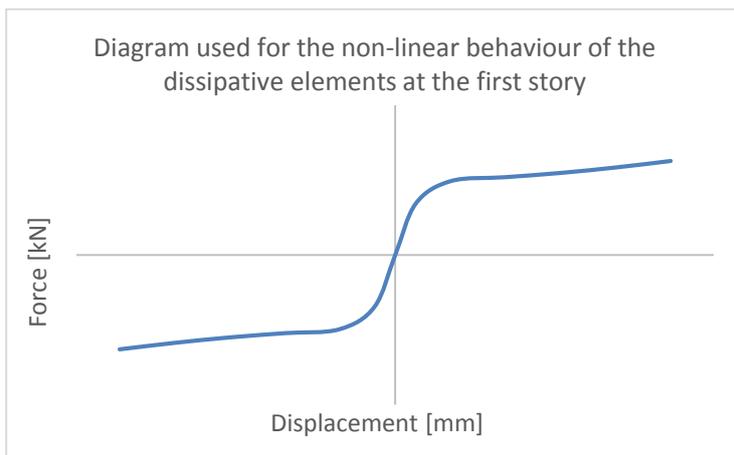


Abb. 12.18: Qualitatives Diagramm, welches für das nichtlineare Verhalten der dissipativen Elemente verwendet wurde

Tabelle 12.4: Werte, welche für das nichtlineare Verhalten der dissipativen Elemente in jedem Stockwerk verwendet wurden

Verschiebung [mm]	Kraft [kN]			
	1. Stockwerk	2. Stockwerk	3. Stockwerk	4. Stockwerk
-0,173	-1509	-1132	-755	-377
-0,139	-1407	-1055	-704	-352
-0,104	-1318	-989	-659	-330
-0,069	-1250	-937	-625	-312
-0,035	-1187	-890	-594	-297
-0,013	-829	-622	-415	-207
0	0	0	0	0
0,013	829	622	415	207
0,035	1187	890	594	297
0,069	1250	937	625	312
0,104	1318	989	659	330
0,139	1407	1055	704	352
0,173	1509	1132	755	377

12.6 ANALYSEN EINES 2D-GEBÄUDERAHMENS

Mittels numerischer Analysen an realen 2D-Gebäuderahmen mit MSSH-Vorrichtungen werden Gleichungen, Elementeigenschaften, Bemessungsempfehlungen, kritische Nachweise und der vorgeschlagene Verhaltensbeiwert, welche in den Bemessungsleitfaden mit eingeschlossen sind, unter Verwendung der Software RFEM v.5.07.11 von Dlubal verifiziert. Ursprünglich wurden die Rahmen mittels einer elastischen Analyse im GdT und GdG bemessen. Zur Untersuchung ihres Verhaltens über den elastischen Bereich hinaus und zur Bestätigung des Verhaltensbeiwerts $q = 3$ folgten nichtlineare statische Analysen.

12.6.1 Beschreibung der untersuchten Gebäuderahmen

12.6.1.1 Geometrie und Annahmen

Die nachfolgend vorgestellte Fallstudie basiert auf der Entnahme eines ebenen Rahmens aus einem vierstöckigen Gebäude, siehe Abb. 12.19. Die Stützen haben rechteckige Hohlprofilquerschnitte (SHS 200x200x16 für das erste und zweite Stockwerk und SHS 180x180x16 für das dritte und vierte Stockwerk) und die Stockwerksträger wurden aus Stahlträgern mit I-Profilen mit breiten Flanschen (IPE400) zusammengesetzt, welche zusammen mit der Betondecke (C20/25, B450C) wirken. Die Diagonalstreben haben doppelte UPN300-Profile.

Die Stützen sind am Fundament gelenkig angeschlossen und die Träger sind mit den Stützen gelenkig verbunden. Auch die Diagonalstreben sind gelenkig an die Rahmen angeschlossen. Das Tragwerk besteht aus der Stahlsorte S355 und die

MSSH-Vorrichtungen haben dieselben Eigenschaften wie die in Abschnitt 12.4 untersuchten. Der dabei verwendete Stahl ist S355J2+N. Die Versuche stellen ein genaues Wissen des Verhaltens und der Eigenschaften des für die eingesetzten Vorrichtungen verwendeten Stahls sicher.

Tabelle 12.5 und Tabelle 12.6 fassen die geometrischen Eigenschaften der MSSH-Vorrichtung zusammen.

Tabelle 12.5: Geometrie der verwendeten MSSH-Elemente

	b [mm]	h [mm]	t [mm]
MSSH	110	390	60

Tabelle 12.6: Anzahl der in jedem Stockwerk verwendeten MSSH-Vorrichtungen und resultierende Steifigkeit

Anzahl der MSSH in jedem Stockwerk	K_{el} [kN/m]	
4.	2 MSSH	15138
3.	4 MSSH	30276
2.	6 MSSH	45414
1.	8 MSSH	60551

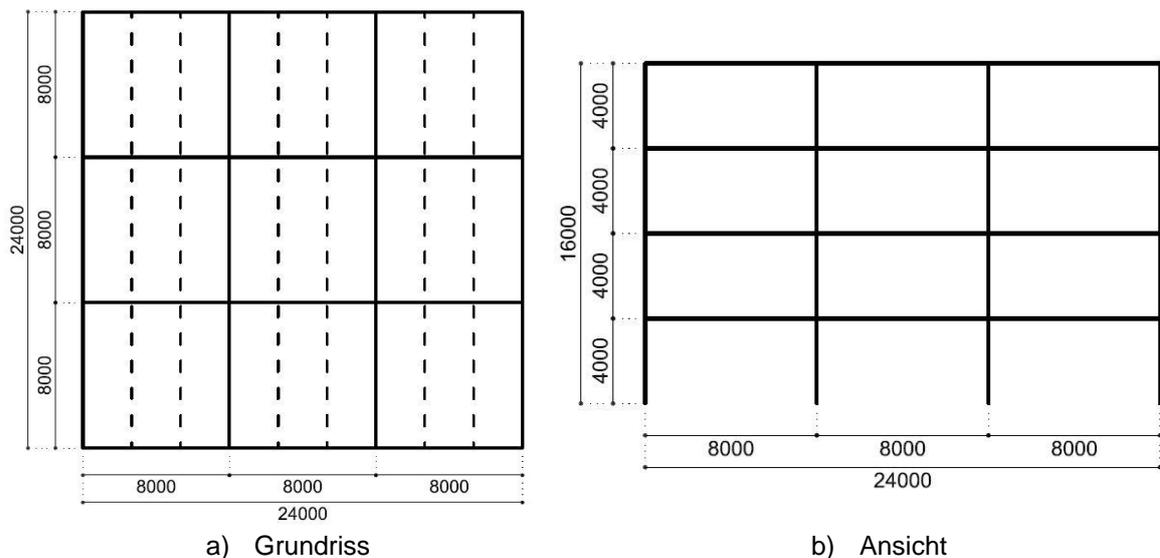


Abb. 12.19: Grundrissgeometrie und 2D-Gebäuderahmen

12.6.1.2 Lasten

Lasten aus Eigengewicht (G):

Eigengewicht Stahl: $78,5 \text{ kN/m}^3$

Verbunddecke:

Beton-Eigengewicht: $25,0 \text{ kN/m}^3$

Stahlbleche: Höhe 73 mm, Dicke 1 mm

Gesamtdicke der Decke: 150 mm

Äquivalente gleichmäßige Deckendicke: 110 mm

$g_{2,c} = 2,75 \text{ kN/m}^2$ (einschließlich Stahlblech)

Gebäudetechnik, Decken, Doppelböden:

$$g_{2,fl} = 0,70 \text{ kN/m}^2 \text{ für Zwischengeschosse}$$

$$g_{2,rf} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \text{ für das Obergeschoss}$$

Außenwände ($1,00 \text{ kN/m}^2$):

$$g_{2,per} = 4,00 \text{ kN/m}$$

Verkehrslasten (q) für Büros (Klasse B):

$$q = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Bewegliche Trennwände ($\leq 2,00 \text{ kN/m}^2$):

$$q_{add} = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Gesamtverkehrslast:

$$q_{add} = 3,80 \text{ kN/m}^2$$

Koeffizient für seismische Kombinationen: $\psi_2 = 0,6$

Das Dach ist begehbar.

Schneelast wird vernachlässigt.

Seismische Last (E):

Bedeutungsbeiwert: $\gamma_I = 1,0$

Maximale Bodenbeschleunigung: $a_{gR} = 0,36g$

Bodentyp B – Typ 1 Spektrum:

$$S = 1,2, T_B = 0,15s, T_C = 0,50s, T_D = 2,00s$$

Vertikale Bodenbeschleunigung wird nicht berücksichtigt.

12.6.2 Antwortspektrenverfahren

Das multi-modale Antwortspektrenverfahren wurde angewendet und die Ergebnisse sind in Tabelle 12.7 zusammengefasst. Die ersten drei Eigenformen, welche translativ sind, aktivieren mehr als 95 % der Masse. Dies stellt sicher, dass es keine Eigenformen mit beteiligter Masse > 5 % gibt, die nicht berücksichtigt wurden.

Tabelle 12.7: Beteiligte Massenverhältnisse und Perioden

Eigenform Nr.	Eigenperiode [s]	Beteiligtes Massenverhältnis [%]	Total [%]
1	0,781	77,6	97,4
2	0,325	14,5	
3	0,200	5,3	

12.6.3 Seismische Bemessung

Anzumerken ist, dass für die seismische Bemessung die folgenden Bedingungen in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 5.2 beschriebenen Bemessungsregeln und den Regeln der EN 1998-1-1 erfüllt werden müssen.

12.6.3.1 Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Unter Berücksichtigung, dass das Gebäude duktile nicht-tragende Elemente aufweist, wird die folgende Gleichung (12.24) überprüft.

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Gl. (12.24)}$$

Wobei $v = 0,5$ ein Reduktionsbeiwert für die Bemessungsverschiebungen aufgrund der Bedeutungskategorie des Gebäudes (gewöhnliche Gebäude) und h die Stockwerkshöhe ist. Tabelle 12.8 umfasst die Ergebnisse der Analyse; der Nachweis wird für alle Stockwerke mit Werten deutlich unter dem Grenzwert 30 mm eingehalten. Die Wahl der Querschnitte der Stützen und der Aufnahmeträger wurden durch diese Anforderung definiert.

Tabelle 12.8: Begrenzung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Stockwerk	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [mm]	9,5	21	34,1	48,6
$d_{e,bottom}$ [mm]	0,00	9,5	21	34,1
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ [mm]	28,5	34,5	39,3	43,5
$d_r \cdot v$ [mm]	14,25	17,25	19,65	28,2

12.6.3.2 Effekte nach Theorie zweiter Ordnung

Zur Kontrolle der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung wird für die seismische Kombination eine lineare Knickanalyse durchgeführt. Aus dieser Analyse werden die kritischen Knickfälle sowie die entsprechenden Knickbeiwerte hergeleitet.

Aus den kritischen Knickbeiwerten wurden die Werte von θ berechnet und überprüft, ob Effekte nach Theorie zweiter Ordnung berücksichtigt werden sollten (Tabelle 12.9). Da $\theta < 0,1$ gilt, werden Effekte nach Theorie zweiter Ordnung vernachlässigt.

Tabelle 12.9: Effekte nach Theorie zweiter Ordnung: Ergebnisse

Stockwerk	P [kN]	d_r [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [-]	α [-]
1	3769	28,5	525	4000	0,05	1
2	2698	34,5	462	4000	0,05	1
3	1670	39,3	365	4000	0,04	1
4	734	43,5	226	4000	0,04	1

MSSH-Vorrichtungen und Diagonalstreben

Die MSSH-Vorrichtungen werden bemessen, um den Kräften der ungünstigsten seismischen Kombination $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + Ex$ standzuhalten. **Tabelle 12.10**, **Tabelle 12.11** und **Tabelle 12.12** fassen die Ergebnisse der Verifikationen der Diagonalstreben und der MSSH-Vorrichtungen zusammen. **Tabelle 12.12** umfasst zudem die Überfestigkeitswerte Ω der verwendeten MSSH, um das globale dissipative Verhalten des Systems zu überprüfen. Dies ist gewährleistet, wenn die Ω -Werte aller MSSH in allen Stockwerken um nicht mehr als 25 % von dessen Minimalwert abweichen.

Tabelle 12.10: Überprüfung der Schlankheit der Diagonalstreben

	A [cm ²]	f _y [kN/cm ²]	EI [kNcm ²]	l _o [cm]	N _{cr} [kN]	λ [-]
2 UPN 300	117,6	30,87	567000000	565,7	1887	2

**Tabelle 12.11: Überprüfung der Überfestigkeit der Diagonalstreben
 verglichen mit den MSSH-Vorrichtungen**

	A [cm ²]	f _y [kN/cm ²]	N _{Rd,B} [kN]	N _{Rd,MSSH,max} [kN]	N _{Rd,MSSH,max} /N _{Rd,B} [-]
2 UPN 300	117,6	30,87	3630,3	1509	0,42

Tabelle 12.12: Überprüfung der Normalkräfte und des Überfestigkeitsbeiwerts der MSSH

Stockwerk	N _{Ed,C} = N _{Ed,T} [kN]	N _{Rd,C} = N _{Rd,T} [kN]	N _{Ed} / N _{Rd} [-]	Ω [-]
1	371	829	0,48	2,2
2	326	622	0,52	1,9
3	258	415	0,62	1,6
4	160	207	0,77	1,3

12.6.3.3 Nicht-dissipatives Element: Stützen

Die Stützen sollen verifiziert werden, um den Effekten der Kapazitätsbemessungs-Einwirkungen wie folgt standzuhalten:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad \text{Gl. (12.25)}$$

Das Tragwerksmodell beinhaltet zwei Arten von Querschnitten. Die am stärksten beanspruchten wurden überprüft:

1. und 2. Stockwerk: SHS 200x200x16:

$$N_{Ed,G} = 688 \text{ [kN]}$$

$$N_{Ed,E} = 507 \text{ [kN]}$$

$$N_{Ed} = 688 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 507 = 1594 \text{ [kN]}$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3550 \text{ [kN]}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{1594}{3550} = 0,45$$

3. und 4. Stockwerk: SHS 180x180x16:

$$N_{Ed,G} = 307 \text{ [kN]}$$

$$N_{Ed,E} = 113 \text{ [kN]}$$

$$N_{Ed} = 307 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,3 \cdot 113 = 509 \text{ [kN]}$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3149 \text{ [kN]}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{509}{3149} = 0,1$$

12.6.3.4 Nicht-dissipative Elemente: Träger

Vertikale Lasten:

Die Träger wurden als Stahl-Beton-Verbundträger betrachtet, wobei unter Berücksichtigung des Mitwirkens der Decke der Widerstand gegen vertikale Lasten für die am meisten beanspruchten Träger wie folgt überprüft wurde:

Hauptträger (IPE400):

$$b_{eff} = \min(L_e/8; b_i) = \min(1000; 2000) = 1000 \text{ [mm]}$$

Neutrale Faser (schneidet Stahlprofil) (y):

$$A_{concrete} \cdot f_{cd} + t_{wIPE400} \cdot f_{yd} \cdot y = (400 - y) \cdot t_{wIPE400} \cdot f_{yd}$$

$$y = 0 \text{ [mm]}$$

$$M_{pl,Rd} = N_c \cdot b = N_{pl,a} \cdot b = 949,2 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Ed,max} = 621 \text{ [kNm]}$$

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = 0,65$$

Seismische Last:

Die unausgeglichene Beanspruchung der vertikalen Erdbebeneinwirkung, die durch die Diagonalstreben nach dem Knicken der Druckdiagonalen auf den Träger aufgebracht wird, wurde unter Verwendung von $N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Zug und von $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$ für die Diagonalstrebe unter Druck berechnet.

Der Beiwert γ_{pb} wird für die Abschätzung des Widerstands der Diagonalen unter Druck nach Knicken verwendet. Der empfohlene Wert beträgt 0,3.

Tabelle 12.13: Überprüfung der maximalen Schubkraft in den Trägern

Anzahl der MSSH	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{0,7}{\sin(\alpha)}$ [kN]	Querschnitt	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} / V_{Rd}
4	1509	746	IPE400	761	0,98

12.6.4 Nichtlineare statische Analysen (Pushover)

12.6.4.1 Auswertung des nichtlinearen Verhaltens der Rahmen

Unter Verwendung zweier monoton ansteigender seitlicher Lastverteilungen, wird eine statische Pushover-Analyse (SPO) am Tragwerk durchgeführt. Die seitlichen Lasten werden monoton ansteigend in einer schrittweisen nichtlinearen statischen Analyse angesetzt. Bezüglich der Verteilung seitlicher Lasten schlägt die EN 1998-1-1 vor, sowohl eine konstante als auch eine modale Verteilung zu berücksichtigen,

wie in Abb. 12.20 gezeigt ist. Folglich zeigen die Lastverformungskurven unterschiedliche Formen, da die Lastresultierende verschieden ist; beide können die reale Strukturantwort darstellen.

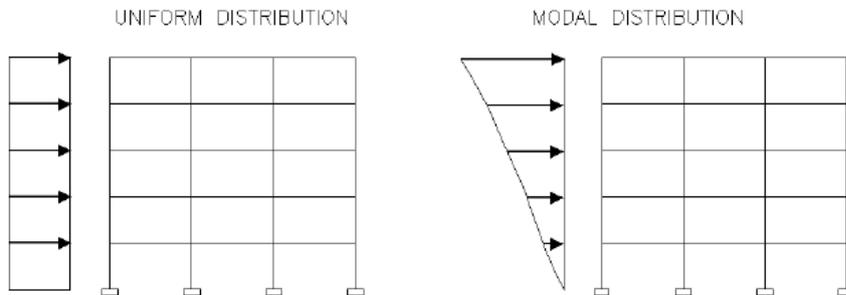


Abb. 12.20: Konstante und modale seitliche Lastverteilung

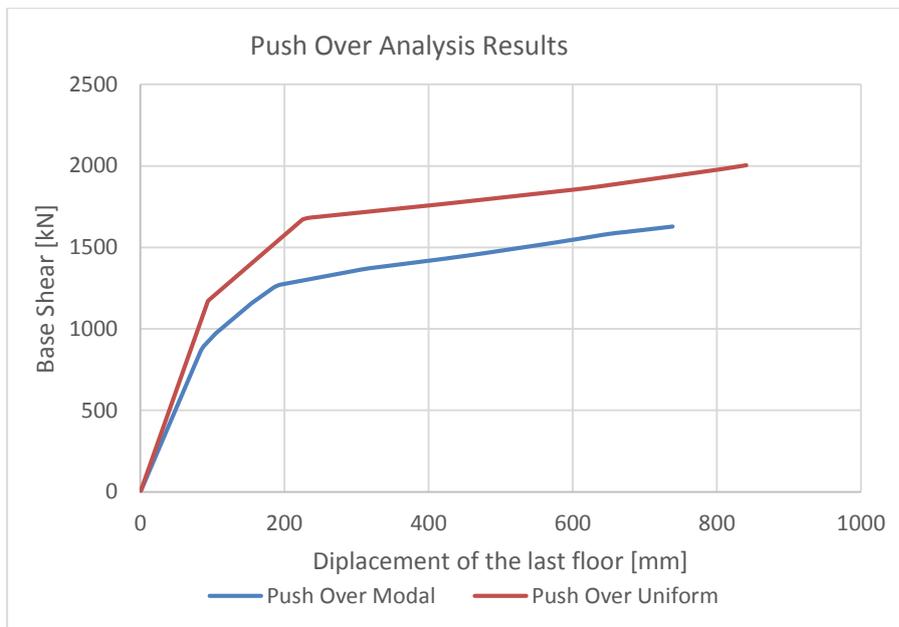


Abb. 12.21: Ergebnisse der Pushover-Analysen

Der Grenzwert des Grenzzustands der Tragfähigkeit wurden gemäß FEMA gewählt, welche für Tragwerke mit Aussteifungen eine maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung von 2 % empfiehlt, wobei in diesem Fall gilt $d_{\max} = 0,02 \cdot 4000 = 80$ [mm]. Um diese Begrenzung zu bewerten, wurde die Kapazitätskurve für jedes Stockwerk sowohl für eine konstante als auch eine modale Verteilung aufgetragen und in Abb. 12.22 und Abb. 12.23 dargestellt.

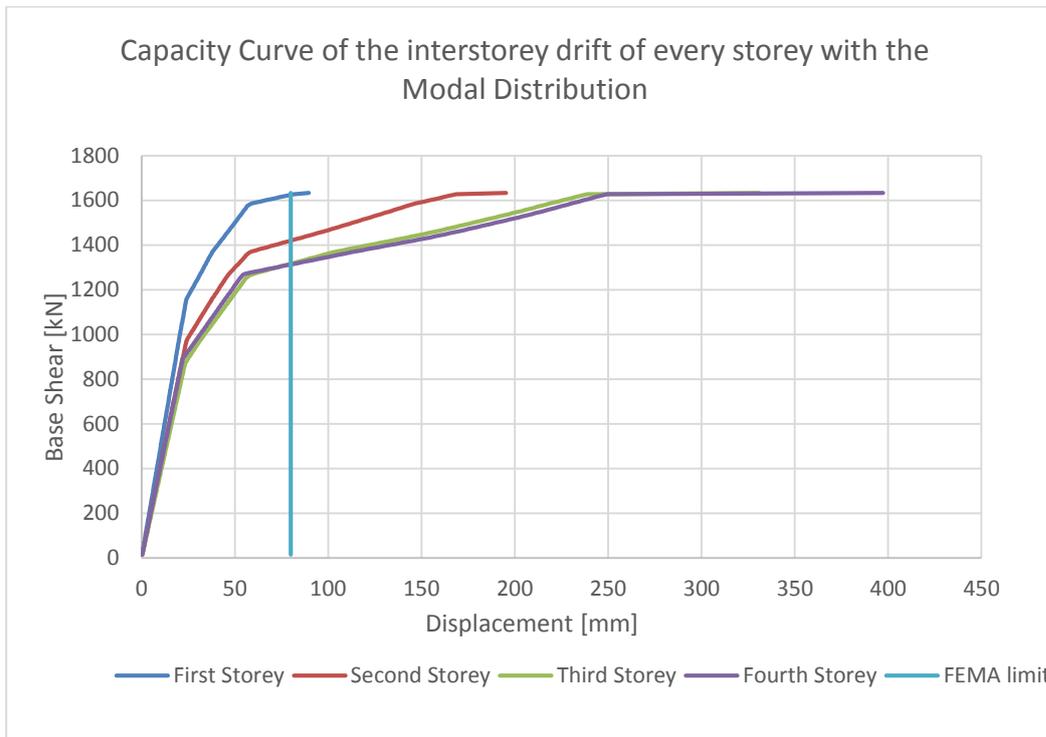


Abb. 12.22: Kapazitätskurve der gegenseitigen Stockwerksverschiebung jedes Stockwerks mit der modalen Verteilung

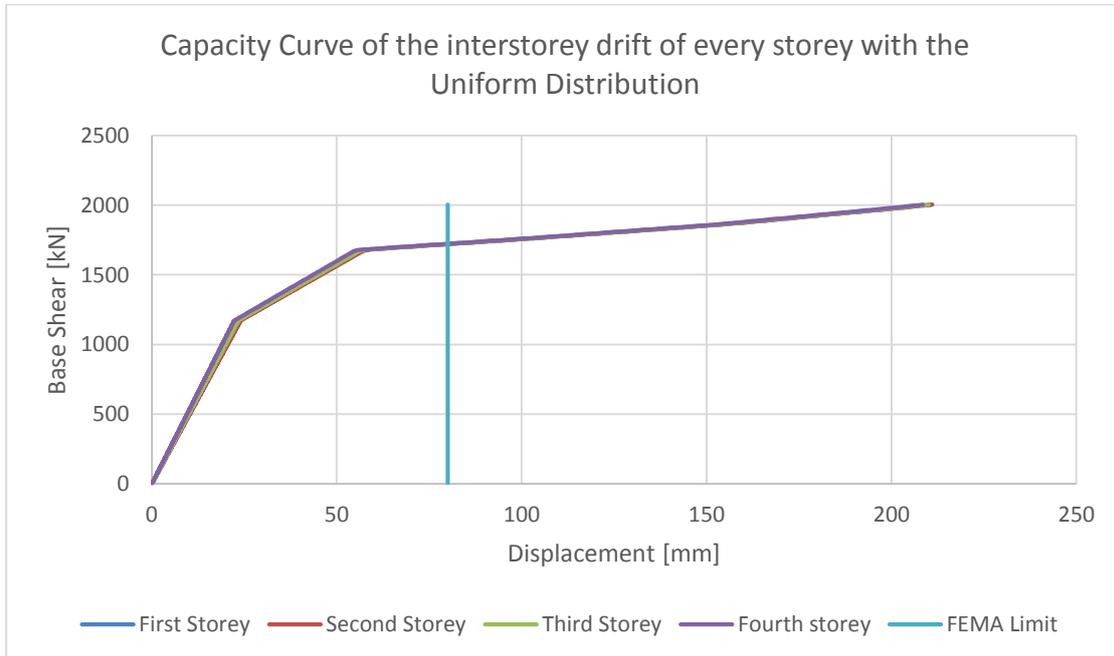


Abb. 12.23: Kapazitätskurve der gegenseitigen Stockwerksverschiebung jedes Stockwerks mit der konstanten Verteilung

Um den Grenzzustand zu bestimmen, wurde die Gesamtschubkraft korrespondierend zur maximalen Verschiebung in dem Diagramm der Pushover-Kurven eingezeichnet, siehe Abb. 12.24.

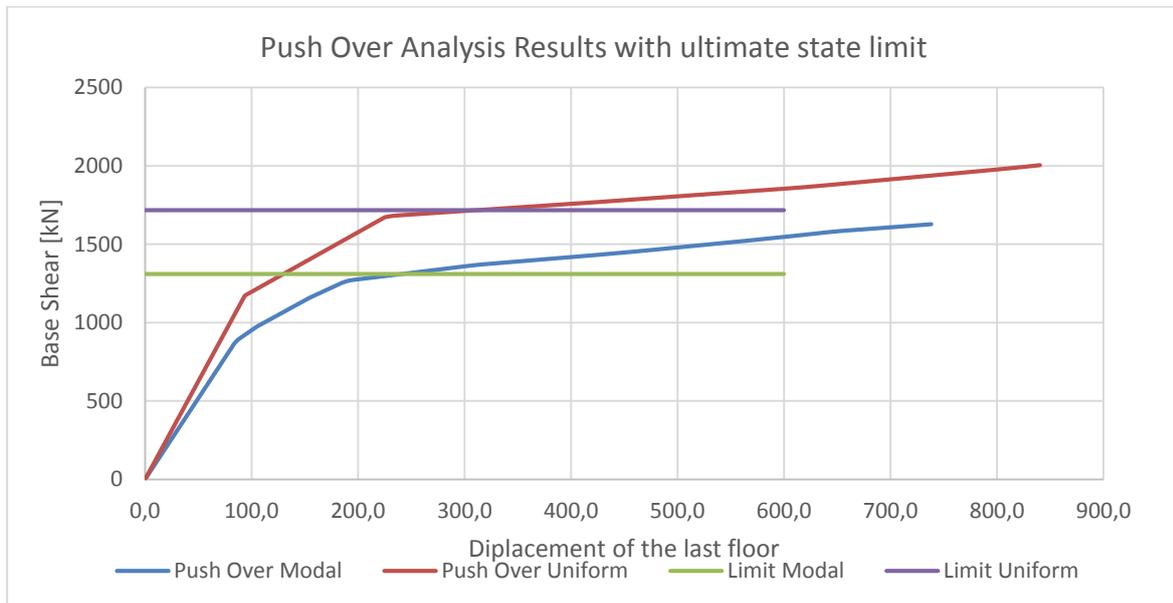
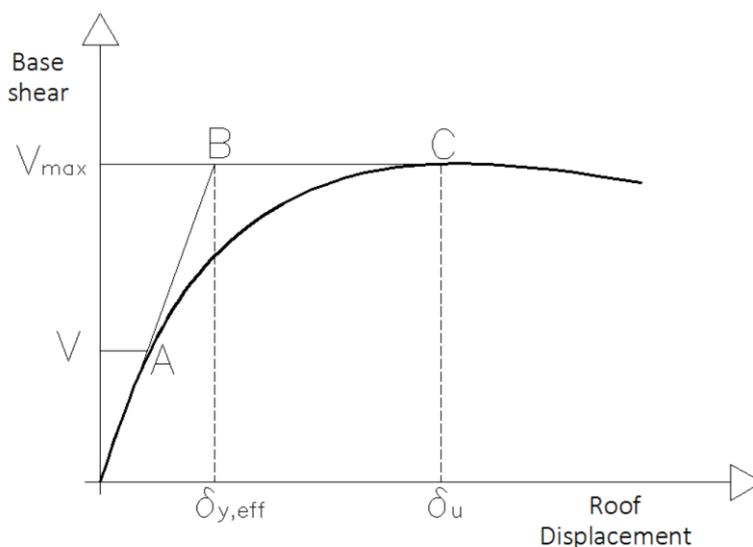


Abb. 12.24: Ergebnisse der Pushover-Analysen mit Kennzeichnung des Grenzzustands

12.6.4.2 Auswertung des Verhaltensbeiwerts q

Um die Tragwerksduktilität auszuwerten, wird der Verhaltensbeiwert q , wie durch FEMA 695 [23] vorgeschlagen, berechnet. Gemäß FEMA 695 wird der Überfestigkeitsbeiwert als das Verhältnis des maximalen Schubkraftwiderstands V_{max} und der Fließschubkraft V definiert. Die periodenbasierte Duktilität wird als das Verhältnis der maximalen Dachverschiebung d_u zur effektiven Fließdachverschiebung $d_{y,eff}$ definiert, Abb. 12.25.



$$q = \Omega \cdot \mu;$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$$

$$\mu = \frac{d_u}{d_y}$$

Abb. 12.25: Methode zur Berechnung Verhaltensbeiwerts q gemäß FEMA 695

Der Beiwert q wurde mit der modalen und der konstanten Verteilung berechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 12.14 dargestellt.

Tabelle 12.14: Berechnete Verhaltensbeiwerte q .

Verteilung	q_{μ}	Ω	q
Modal	1,51	1,88	2,83
Konstant	1,47	2,29	3,37

In den meisten Fällen ist der empfohlene q -Faktor der kleinere, wobei er in diesem Fall $q = 2,8$ beträgt. Aber auch wenn die nichtlineare dynamische Analyse nicht durchgeführt wurde, liegt das erwartete Verhalten unter Berücksichtigung des Hysterese-Effekts näher an dem Verhalten mit der konstanten Verteilung. Es wird erwartet, dass beide Pushover-Kurven durch den Dissipationseffekt nach oben verschoben werden, sodass der gewählte Wert $q = 3$ als belegt und auf der sicheren Seite liegend angesehen werden kann.

12.7 FAZIT

Die vorangegangene Studie führt die MSSH-Vorrichtungen als dissipative Aussteifungselemente ein. Die folgenden Beobachtungen sind hervorzuheben:

- a) Das System entwickelt unter seismischer Belastung ein sehr gutes Verhalten: stark, steif, große Energieabsorptionskapazität. Der seismische Widerstand eines Gebäudes kann durch eine angemessene Anzahl von Systemen in der jeweiligen Richtung zur Verfügung gestellt werden.
- b) Es kann in Abhängigkeit von den Querschnittstypen und deren Verteilung zwischen den Stockwerksebenen flexibler/steifer entworfen werden.
- c) Plastische Verformungen werden streng auf die dissipativen Vorrichtungen begrenzt, wodurch ein Ausbreiten des Schadens auf den Rest der Bauelemente verhindert wird. Die MSSH-Vorrichtungen sind einfach herzustellen, einzubauen und zu ersetzen, wenn sie nach einem starken seismischen Ereignis beschädigt sind.
- d) Normenrelevante Bemessungsregeln für die seismische Bemessung von ausgesteiften Rahmen mit MSSH-Vorrichtungen, einschließlich praktischer Empfehlungen zur Wahl geeigneter dissipativer Elemente und Bauteilnachweisen, wurden in einem Bemessungsleitfaden formuliert.
- e) Die Vorrichtungen bieten sogar für die seismische Nachrüstung von Tragwerken eine kosteneffektive Lösung.

12.8 ANWENDUNGSFELD

Die MSSH-Vorrichtungen können leicht in mehrstöckigen Stahlgebäuden eingesetzt werden und lösen durch Kombination elastischen Widerstands gegenüber Windlasten und ausgeprägter plastischer Energiedissipation für seismische Lasten die herkömmlichen, weltweit genutzten Systeme (wie mit konzentrischen und exzentri-

schen Verbänden ausgesteifte sowie biegesteife Rahmen, etc.) ab. Die Vorrichtungen sind leicht zu ersetzen und herzustellen, sodass sie eine kosteneffektive Lösung bieten.

12.9 BIBLIOGRAPHIE

1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
2. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
4. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
6. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
7. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
11. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.