ECCS
CECM
E K S

Erdbebenbemessung von Stahlkonstruktionen mit beschädigungsfreien Anschlüssen

2022

FREEDAM-PLUS

Valorisierung von Wissen für beschädigungsfreie Stahlverbindungen

Nummer der Finanzhilfevereinbarung: 899321-2020

Erdbebenbemessung von Stahlkonstruktionen mit beschädigungsfreien Anschlüssen

Herausgegeben von Vincenzo Piluso and Massimo Latour

Autoren:

Vincenzo Piluso (Coordinator), Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Rosario Montuori, Elide Nastri, Antonella B. Francavilla, Sabatino Di Benedetto

University of Salerno, Italy

Raffaele Landolfo, Mario D'Aniello

University of Naples, Italy

Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos

University of Coimbra, Portugal

Jean-Pierre Jaspart, Jean-Francois Demonceau

University of Liege, Belgium

04/05/2022

FREEDAM-PLUS

Erdbebenbemessung von Stahlkonstruktionen mit beschädigungsfreien Anschlüssen

1. Auflage, Marsch 2022

Herausgegeben von:
ECCS – European Convention for Constructional Steelwork
EKS – Europäische Konvention für Stahlbau
publications@steelconstruct.com
www.steelconstruct.com

Alle Rechte vorbehalten. Kein Teil dieser Veröffentlichung darf ohne vorherige Genehmigung des Urheberrechtsinhabers vervielfältigt, in einem Datenbanksystem gespeichert oder in irgendeiner Form oder mit irgendwelchen Mitteln elektronisch, mechanisch, durch Fotokopie, Aufzeichnung oder auf andere Weise übertragen werden.

ECCS übernimmt keine Haftung für die Verwendung oder Anwendung der in dieser Publikation enthaltenen Materialien und Informationen in dieser Veröffentlichung.

Copyright © 2022 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147-190-4

Gedruckt in Macasi Artes Gráficas, Coimbra, Portugal

FREEDAM-PLUS Band: Erdbebenbemessung von Stahlkonstruktionen mit beschädigungsfreien Anschlüssen

Dieses Dokument stellt die deutsche Übersetzung des FREEDAM-PLUS Bandes zu beschädigungsfreien Stahlverbindungen dar, die im Rahmen des RFCS FREEDAM Projekts (RFSR-CT-2015-00022) entwickelt wurden. Diese Übersetzung ist Teil des RFCS FREEDAM-PLUS Projekts – "*Valorization of knowledge for FREE from DAMage steel connections*" (Nummer der Finanzhilfevereinbarung: 899321-2020), und wurde von Cristian Vulcu und Lara Bittner unter der Leitung von Benno Hoffmeister von der RWTH-Aachen Universität durchgeführt.

FREEDAM-PLUS Band (englische Version):

Vincenzo Piluso (Coordinator), Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Rosario Montuori, Elide Nastri, Antonella Bianca Francavilla, Sabatino Di Benedetto (Universita Degli Studi di Salerno, Italy)

Raffaele Landolfo, Mario D'Aniello (Universita Degli Studi Di Napoli Federico II, Italy)

Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos (Universidade of Coimbra, Portugal)

Jean-Pierre Jaspart, Jean-Francois Demonceau (Universite de Liege, Belgium)

Teilnehmende Organisationen

Die am FREEDAM-PLUS Projekt beteiligten Organisationen sind wie folgt:

Universidade de Coimbra
Paço das Escolas, Coimbra, 3001 451, Portugal.
www.uc.pt

Universita Degli Studi di Salerno
Via Giovanni Paolo II 132, Fisciano SA, 84084, Italy.
www.unisa.it

Universita Degli Studi Di Napoli Federico II
Corso Umberto I, 40, Napoli, 80138, Italy.
www.unina.it

Universite de Liége
Place Du 20 AOUT 7 Liége, 4000, Belgium.
www.uliege.be

Universitatea Politehnica Timisoara
Piata Victoriei 2, Timisoara 300006, Romania.
www.upt.ro

European Convention for Constructional Steelwork
Avenue Des Ombrages 32/20 32 Bruxelles 1200, Belgium.
www.steelconstruct.com

Ozyegin Universitesi
Nisantepe Mah Orman Sok 13, Alemdag Cekmekoy Istanbul 34794, Turkey.
www.ozyegin.edu.tr/eng

National Technical University of Athens
Heroon Polytechniou 9 Zographou C, Athina 15780, Greece.
www.ntua.gr

Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze
Jugoslavskych Partyzanu 1580/3 Praha 160 00, Czech Republic.
www.cvut.cz/en

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20 Rennes Cedex 7, 35708, France.
www.insa-rennes.fr

Technische Universiteit Delft
Stevinweg 1 Delft 2628 Cn, Netherlands.
www.tudelft.nl

Univerza V Ljubljani
Kongresni TRG 12 Ljubljana 1000, Slovenia.
www.uni-lj.si

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20 Rennes CEDEX 7 35708, France.
www.insa-rennes.fr

Universitet Po Architektura Stroitelstvo I Geodezija
Hristo Smirnenski BLVD 1, Sofia, 1046, Bulgaria.
www.uacg.bg

Universitat Politecnica De Catalunya
Calle Jordi Girona 31 Barcelona 08034, Spain.
www.upc.edu

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen
Templergraben 55 Aachen, 52062, Germany.
www.rwth-aachen.de

INHALT

VORWORT ..... **IX**

ABBILDUNGSVERZEICHNIS ..... **XIII**

TABELLENVERZEICHNIS ..... **XXI**

KAPITEL 1 ..... **1**

1.1 EINLEITUNG 1

1.2 NACHTEILE TRADITIONELLER VERBINDUNGEN 6

1.3 INTELLIGENTE VERBINDUNGEN 11

1.3.1 Intelligente Verbindungen mit hysteretische Dämpfern *11*

1.3.2 Intelligente Verbindungen mit knickvermeidenden Diagonalstreben (BRB) *14*

1.3.3 Intelligente Verbindungen mit Reibungsdämpfern *18*

1.4 SELBSTZENTRIERENDE VERBINDUNGEN 24

1.5 LITERATUR 27

KAPITEL 2 ..... **31**

2.1 EINLEITUNG 31

2.2 AUSWAHL VON MATERIALIEN FÜR DIE ENTWICKLUNG VON REIBBELÄGEN 36

2.2.1 Grundlegende Reibungstheorien *36*

2.2.2 Reibmaterialien getestet im Rahmen des FREEDAM Forschungsprojekts *38*

2.3 VERHALTEN UNTER ZYKLISCHEN BELASTUNGSBEDINGUNGEN 42

2.3.1 Aufbau für Niedriggeschwindigkeitsversuche *42*

2.3.2 Aufbau für Hochgeschwindigkeitsversuche *44*

2.3.3 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse *45*

2.4 VORSPANNUNGSVERLUSTE WÄHREND DER NUTZUNGSDAUER 60

2.4.1 Einführung *60*

2.4.2 Kurzfristiger Verlust der Vorspannung *63*

2.4.3 Halbzeitverlust der Vorspannung *66*

2.4.4 Langfristiger Verlust der Vorspannung *67*

2.5 BEMESSUNG UND FORTGESCHRITTENE MODELLIERUNG VON REIBUNGS-DÄMPFERN 69

2.5.1 Bemessungswerte des Reibungskoeffizienten und Regressionsmodelle *69*

2.6 LITERATUR 72

KAPITEL 3 ..... **75**

3.1 EINLEITUNG 75

3.2 EXPERIMENTELLE VERSUCHE AN EXTERNEN ANSCHLÜSSEN 77

3.2.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus *77*

3.2.2 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen *83*

3.3 EXPERIMENTELLE VERSUCHE AN INNEREN ANSCHLÜSSEN 89

3.3.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsprogramm *89*

3.3.2 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen *92*

3.4 FAZIT 95

3.5 LITERATUR 97

KAPITEL 4 101
4.1 EINLEITUNG 101
4.2 FE-MODELLIERUNG VON FREEDAM-DÄMPFERN 102
4.2.1 Modellierungs-Annahmen 102
4.2.2 Validierung und Diskussion der Ergebnisse 106
4.3 FE-MODELLIERUNG VON FREEDAM-VERBINDUNGEN 110
4.3.1 Modellierungsannahmen 111
4.3.2 Validierung und Diskussion der Ergebnisse: externe Anschlüsse 112
4.3.3 Validierung und Diskussion der Ergebnisse: interne Anschlüsse 115
4.4 ZUSAMMENFASSUNG DER NEUEN INFORMATIONEN FÜR AUSLEGUNGS-VORSCHRIFTEN 116
4.4.1 Scherkraft in den T- und L-Stummel-Verbindungen 116
4.4.2 Einfluss der Klemmkraft 120
4.4.3 Einfluss des Reibungskoeffizienten 122
4.5 LITERATUR 124
KAPITEL 5 125
5.1 EINLEITUNG 125
5.2 FREEDAM-DÄMPFER UNTER STOSSBELASTUNG 126
5.2.1 Beschreibung der getesteten Probekörper und des Versuchsprogramms 126
5.2.2 Beschreibung des Versuchsaufbaus 128
5.2.3 Ergebnisse der experimentellen Versuche 129
5.2.4 Simulation der Testergebnisse 131
5.3 FREEDAM-VERBINDUNGEN UNTER STOSSBELASTUNG 133
5.3.1 Getestete Typologien 133
5.3.2 Untersuchungen zu externen Anschlüssen 134
5.3.3 Untersuchungen zu internen Anschlüssen 138
5.3.4 Zusammenfassung der neuen Informationen für Bemessungsvorschriften 147
5.4 LITERATUR 149
KAPITEL 6 153
6.1 EINLEITUNG 153
6.2 MODEL DES VERSUCHSGEBÄUDES 154
6.3 PSEUDO-DYNAMISCHER VERSUCH DES MODELLGEBÄUDES MIT RBS-ANSCHLÜSSEN 157
6.3.1 Imperial Valley (PGA = 1.1g) 157
6.3.2 Spitak (PGA = 0.8g) 158
6.3.3 Künstliches Akzelerogramm (PGA = 0.5g) 159
6.3.4 Santa Barbara (PGA = 0.8g) 160
6.3.5 Coalinga (PGA = 0.8g) 160
6.4 PSEUDO-DYNAMISCHER VERSUCH DES MODELLGEBÄUDES MIT FREEDAM-ANSCHLÜSSEN 163
6.4.1 Imperial Valley (PGA = 1.1g) 163
6.4.2 Spitak (PGA = 0.8g) 164
6.4.3 Künstliches Akzelerogramm (PGA = 0.5g) 165
6.4.4 Santa Barbara (PGA = 0.8g) 166

6.4.5 Coalinga (PGA = 0.8g) *167*
6.5 NUMERISCHE SIMULATION DER SEISMISCHEN ANTWORT 168
6.5.1 Strukturkonfiguration mit RBS-Verbindungen *168*
6.5.2 Strukturkonfiguration mit FREEDAM-Verbindungen *173*
6.6 VERGLEICH DER SEISMISCHEN LEISTUNGEN 178
6.7 LITERATUR 182
KAPITEL 7 183
1. ANWENDUNGSBEREICH 183
2. NORMATIVE VERWEISE 183
3. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN: GRENZZUSTÄNDE UND DUKTILITÄTS-KLASSEN 183
4. GRUNDLEGENDE DARSTELLUNG DER SEISMISCHEN EINWIRKUNG 184
5. ANALYSE UND NACHWEISE 184
6. VERHALTENSBEIWERT FÜR DAS REDUZIERTE SPEKTRUM BEIM KRAFTBASIERTEN ANSATZ 185
7. ALLGEMEINE BESTIMMUNGEN FÜR REIBUNGSDÄMPFER 186
8. VERFORMUNGSKRITERIEN UND FESTIGKEITSMODELLE FÜR MATERIALIEN 187
9. ÜBERPRÜFUNG VON EFFEKTEN ZWEITER ORDNUNG 189
10. BEGRENZUNG DER GEGENSEITIGEN STOCKWERKSVERSCHIEBUNG 190
11. SICHERHEITSNACHWEISE 191
12. MATERIALIEN 191
13. BEMESSUNGSKRITERIEN 191
14. TRÄGER 192
15. STÜTZEN 193
16. TRÄGER-STÜTZEN-VERBINDUNGEN 194
17. STÜTZENFUßANSCHLÜSSE 197
18. ANFORDERUNGEN AN DIE REIBUNGSDÄMPFER 197
ANHANG A 200
A.1 ANWENDUNGSBEREICH 200
A.2 SIGNIFIKANTE VARIABLEN 200
A.3 PROBEKÖRPER 200
A.4 SCHLUPFVERSUCHVERFAHREN UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE 201
A.5 ERWEITERTER KRIECHVERSUCH UND AUSWERTUNG 204
A.6 AUSWERTUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE 204
ANHANG B 207
B.1 ANWENDUNGSBEREICH 207
B.2 FORMELZEICHEN UND EINHEITEN 207
B.3 PRINZIP DER PRÜFUNG 207
B.4 PRÜFAUFBAU 207
B.5 VERSUCHSBAUGRUPPEN 208
B.6 VERSUCHSAUFBAU 208
B.7 VERSUCHSABLAUF 208
B.8 AUSWERTUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE 209
B.9 VERSUCHSBERICHT 209

ANHANG C 210
C.1 ANWENDUNGSBEREICH 210
C.2 BEMESSUNG DER STÜTZEN DES ERDGESCHOSSES 210
C.3 BEMESSUNG DER STÜTZEN IN DEN OBERGESCHOSSEN 211
C.4 INNERE ARBEIT DER DISSIPATIVEN ZONEN 212
LITERATUR 214
KAPITEL 8 215
8.1 EINLEITUNG 215
8.2 BEMESSUNGSKRITERIEN 216
8.2.1 Bemessungskriterien für die VFC-Konfiguration 217
8.2.2 Bemessungskriterien für die HFC-Konfiguration 226
8.3 PRAXISBEISPIEL 228
8.4 AUSWAHLWERKZEUG FÜR VORDEFINIERTE VERBINDUNGEN 234
8.5 LITERATUR 237
KAPITEL 9 239
9.1 EINLEITUNG 239
9.2 FALLSTUDIE 239
9.2.1 Geometrie 239
9.3 STÄNDIGE UND VERÄNDERLICHE LASTEN 240
9.3.1 Ständige Lasten 240
9.3.2 Veränderliche Lasten (q_k) 241
9.3.3 Bemessung der Stahl-Beton-Verbunddecke 242
9.3.4 Bemessung der Nebenträger 242
9.3.5 Berechnung von konzentrierten und verteilten Gravitationslasten, die auf den Rahmen zur Aufnahme der seitlichen Belastung wirken 243
9.3.6 Überprüfung der globalen Instabilität 244
9.3.7 Berechnung der Lasten äquivalent zu den Imperfektionen 245
9.4 DEFINITION DER BEMESSUNGSSPEKTREN NACH PREN 1998-1-1 246
9.4.1 Parameter des Antwortspektrums 247
9.4.2 Spektren der Grenzzustände „Fully Operational“ (OP) und „Significant Damage“ (SD) 248
9.5 STRUKTURMODELL 250
9.6 BEMESSUNG/NACHWEIS FÜR GRAVITATIONSLASTEN 251
9.7 BEMESSUNG DER DISSIPATIVEN ZONEN: FREEDAM VERBINDUNGEN 252
9.8 AUF PREN 1998 ABGESTIMMTER BEMESSUNGSANSATZ 253
9.8.1 Trägerbemessung und Nachweis 253
9.8.2 Bemessung und Nachweis der Stütze 254
9.8.3 Überprüfung von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung 255
9.8.4 Überprüfung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung Begrenzung 255
9.9 BEMESSUNGSANSATZ ABGESTIMMT AUF DER THEORY OF PLASTIC MECHANISM CONTROL 256
9.9.1 Berechnung der seismischen Bemessungskräfte in jedem Stockwerk 257
9.9.2 Entwicklung des Bemessungsverfahrens 258
9.9.3 Überprüfung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung Begrenzung 262

9.9.4 Validierung des Verfahrens mit Hilfe einer Pushover-Analyse 263
9.10 LITERATUR 265
KAPITEL 10 267
10.1 EINLEITUNG 267
10.1.1 Allgemeine Daten 267
10.1.2 Normativer Kontext 270
10.2 ROBUSTHEITSANALYSE 271
10.2.1 Biegesteife Rahmen (MRFs) 271
10.2.2 Duale konzentrisch verstrebte Rahmen (D-CBFs) 281
10.3 FAZIT 287
10.4 LITERATUR 288

VORWORT

Das Forschungsprojekt FREEDAM, Abkürzung für "*FREE from DAMage steel connections*" (beschädigungsfreien Stahlverbindungen), wurde vom Forschungsfonds für Kohle und Stahl der Europäischen Union im Rahmen des RFCS-Aufrufs 2015 kofinanziert. Das FREEDAM-Projekt zielte auf die Entwicklung einer neuen Bemessungsstrategie ab, deren Ziel es ist, Verbindungen zu bemessen, die in der Lage sind, den durch zerstörerische Erdbeben verursachten Rotationsbeanspruchungen ohne Schaden zu widerstehen. Solche innovativen Träger-Stützen-Verbindungen sind mit Reibungsdämpfern ausgestattet, die sich in der unteren Flanschebene des angeschlossenen Trägers befinden, um die eingebrachte Erdbebenenergie abzubauen. Der Reibungswiderstand wird kalibriert, indem sowohl die Anzahl und der Durchmesser der Schrauben als auch deren Anziehdrehmoment für die Vorspannung berücksichtigt werden. Der Biegewiderstand ergibt sich aus dem Produkt zwischen dem Reibungswiderstand des Dämpfers und dem Hebelarm. Die Verbindungen sind so konzipiert, dass sie breite und stabile Hystereseschleifen aufweisen, ohne dass die Verbindungsstahlbleche beschädigt werden. Daher wurde die Grundidee der Forschung durch die Strategie der zusätzlichen Energiedissipation inspiriert, aber sie basiert auf der Verwendung von Dämpfungsvorrichtungen unter einer neuen Perspektive. Während passive Kontrollstrategien üblicherweise auf der Integration der Energiedissipationskapazität der Primärstruktur unter Verwendung einer zusätzlichen Dissipation durch Dämpfungsvorrichtungen beruhen, basiert die Entwurfsstrategie von FREEDAM auf der Verwendung von Reibungsdämpfern, die so konzipiert sind, dass sie die traditionellen dissipativen Zonen von biegesteifen Rahmen, d.h. die Trägerenden, ersetzen. Die Entwicklung der FREEDAM-Verbindungen muss einerseits als ein erstes wichtiges Ziel betrachtet werden, da die Kosten für die Reparatur der Verbindungen nach einem zerstörerischen Erdbeben entfallen, und andererseits als ein Schritt in Richtung des ambitiösen Ziels von schadensfreien Gebäuden, das zusätzlich die Identifizierung von Verbindungsdetails zwischen den nicht-tragenden Komponenten und der Primärstruktur erfordert, die in der Lage sind, auch Schäden an nicht-tragenden Komponenten (Fassadenelemente, Decken, Anlagen, etc.) und Systemen zu verhindern.

An dem FREEDAM-Projekt waren 6 Partner beteiligt, darunter 4 Universitäten und 2 Industriepartner:

- Universität von Salerno (Italien) als Projektkoordinator, koordiniert von Prof. V. Piluso;
- Universität von Lüttich (Belgien), koordiniert von Prof. Jean-Pierre Jaspart;
- Universität Neapel "Federico II" (Italien), koordiniert von Prof. Raffaele Landolfo;
- Universität von Coimbra (Portugal), koordiniert von Prof. Luis Simoes Da Silva;
- FIP Industriale S.p.A. (Italien), koordiniert von Dr. Eng. Maria Gabriella Castellano;
- O Feliz Metalomecanica S.A. (Portugal), koordiniert von Dr. Eng. José Manuel Silva.

Die europäische Dimension des Forschungskonsortiums ermöglichte die Durchführung einer umfangreichen Versuchskampagne zu Reibungsdämpfern, Träger-Stützen-Verbindungen und die Untersuchung eines zweistöckigen Gebäudes. Insbesondere wurden 120 experimentelle Untersuchungen an Reibungsdämpfern unter zyklischen Belastungsbedingungen (60 unter Niedriggeschwindigkeitsbedingungen und 60 unter Hochgeschwindigkeitsbedingungen, einschließlich Belastungsverläufen, die reale Erdbeben simulieren) durchgeführt, um die

tribologischen Eigenschaften verschiedener Beschichtungsverfahren zur Realisierung der Reibbeläge der Dämpfer zu untersuchen. Darüber hinaus wurden die Reibungsdämpfer zusätzlich zu 6 Untersuchungen unter Stoßbelastung als Vorstudie zur strukturellen Robustheit und zu 6 Langzeitversuchen unterzogen, um die Schraubenvorspannungsverluste während der Lebensdauer des Bauwerks zu untersuchen. Das zyklische Verhalten von Träger-Stützen-Verbindungen, die mit Reibungsdämpfern ausgestattet sind, wurde durch 8 experimentelle Versuche an äußeren Träger-Stützen-Verbindungen und 8 Versuche an inneren Träger-Stützen-Verbindungen untersucht. Darüber hinaus wurden 6 experimentelle Versuche an stoßbelasteten Träger-Stützen-Verbindungen durchgeführt, um wichtige Informationen für außergewöhnliche Belastungsbedingungen zu erhalten, die eine robuste Struktur erfordern. Schließlich wurden 10 seismische Untersuchungen (oder besser gesagt Erdbebensimulationen) an einem zweigeschossigen Gebäude mit der pseudodynamischen Prüfmethode durchgeführt. Konkret betrafen 5 Erdbebensimulationen das Gebäude mit traditionellen Anschlüssen und 5 Simulationen das gleiche Gebäude, aber mit FREEDAM-Anschlüssen. Der Vergleich zwischen den erhaltenen Verschiebungszeitverläufen und den strukturellen Schäden, die bei den mit traditionellen Verbindungen ausgestatteten Gebäuden auftraten, zeigte die Vorteile der FREEDAM-Verbindungen auf, die sich wirklich entsprechend dem Ziel der beschädigungsfreien Konstruktion verhielten. Alle experimentellen Untersuchungen wurden von fortgeschrittenen numerischen Untersuchungen ergänzt. Insbesondere die Blindvorhersagen der zyklischen Antwort der FREEDAM-Verbindungen, die mit fortgeschrittenen FE-Modellen durchgeführt wurden, ergaben eine sehr gute Übereinstimmung mit den anschließenden experimentellen Beobachtungen.

All diese Forschungsaktivitäten werden in diesem Buch beschrieben, das eines der Hauptergebnisse des FREEDAM-PLUS Projekts ist. Das Projekt FREEDAM-PLUS wurde vom Forschungsfonds der Europäischen Union für Kohle und Stahl im Rahmen des RFCS-Aufrufs 2019 finanziert. Das FREEDAM-PLUS Projekt, "*Valorisation of knowledge for FREE from DAMage steel connections*" (*Valorisierung von Wissen für beschädigungsfreie Stahlverbindungen*), ist ein Disseminierungsprojekt, an dem die folgenden Partner beteiligt sind:

- Universität von Salerno (UNISA), als Koordinator - Italien;
- Universität von Neapel "Federico II" (UNINA) - Italien;
- Universität von Lüttich (ULG) - Belgien;
- Universität von Coimbra (UC) - Portugal;
- Politechnische Universität von Timisoara (UPT) - Rumänien;
- Das Europäische Konvention für Stahlkonstruktionen (ECCS);
- Ozyegin Universität (OZU) - Türkei;
- Nationale Technische Universität von Athen (NTUA) - Griechenland;
- "Ceske Vysoke Uceni Technicke" in Prag (CVUT) - Tschechische Republik;
- Institut National des Sciences Appliquees de Rennes (INSA) - Frankreich;
- Technische Universität Delft (TUD) - Niederlande;
- Universität von Ljubljana (UL) - Slowenien;
- "Universitet Po Architektura Stroitelstvo I Geodezija" von Sophia (UASG) - Bulgarien;
- "Universitat Politecnica de Catalunya" von Barcelona (UPC) - Spanien;
- “Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen” (RWTH) - Deutschland.

Die ersten sechs Kapitel dieses Buches stellen die "*Informativen Dokumente*" des FREEDAM-PLUS Projekts dar, während das siebte Kapitel den "*Vorläufigen Auslegungsempfehlungen*" gewidmet ist. Schließlich bieten die letzten drei Kapitel ein "*Bemessungshandbuch*", das auch praktische Bemessungsbeispiele enthält.

Es ist wichtig zu betonen, dass dieses Buch vor der Fertigstellung der Überarbeitung des Eurocode 8 über die "Bemessung von Bauwerken für die Erdbebensicherheit" entwickelt wurde. Es wurden große Anstrengungen unternommen, um dieses Dokument so weit wie möglich mit den Überarbeitungen des Eurocode 8 in Einklang zu bringen, die jedoch derzeit noch in Arbeit sind. Das bedeutet, dass die Teile dieses Buches, die sich mit den Bemessungsrichtlinien für die praktische Anwendung von FREEDAM-Verbindungen und pränormativen Bemessungsempfehlungen befassen, so konzipiert wurden, dass sie mit den aktuellsten Fassungen von EN 1998-1-1 und EN 1998-1-2 übereinstimmen. Es wurde auf die CEN-Dokumentation verwiesen, die den Partnern zur Verfügung steht, da einige von ihnen direkt an dem Projektteam beteiligt sind, das für die Überarbeitung der Teile des Eurocode 8 zuständig ist, die sich mit Stahlkonstruktionen befassen. Ungeachtet dessen ist damit zu rechnen, dass es im Zuge der Überarbeitung des Eurocode 8 zu einigen Änderungen kommen könnte. Obwohl die allgemeine Bemessungsphilosophie und die entsprechenden Leistungsanforderungen feststehen, sind daher einige Änderungen an den so genannten Anwendungsregeln zu erwarten. Trotz der Ungewissheit über die Zukunft der Normempfehlungen ist es von größter Bedeutung, dass in Eurocode 8 zum ersten Mal ein Anhang speziell für die Erdbebenbemessung von Verbindungen eingeführt wird, und vor allem, dass dieser Anhang auch einen Abschnitt speziell für Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsverbindungen enthalten wird. Daher bildet dieses Buch praktisch den Hintergrund für diesen Schritt nach vorn.

15. März 2022

Prof. Vincenzo Piluso
Koordinator der
FREEDAM und FREEDAM-PLUS Projekte

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1 – Vergleich zwischen verschiedenen Entwurfsstrategien 4
Abbildung 1.2 – Verhalten der Verbindungskomponenten, die mit dem Stützenstegfeld in Schub als schwächste Anschlusskomponente ausgelegt sind [25] 7
Abbildung 1.3 – M menten-Rotationsantwort der Verbindung mit dem Stützenstegfeld in Schub als schwächste Anschlusskomponente [25] 8
Abbildung 1.4 – Momenten-Rotationsantwort von RBS Verbindung [25] 8
Abbildung 1.5 – Momenten-Rotationsantwort einer DST-Verbindung mit verschraubtem T-Stummel als schwächste Anschlusskomponente [25] 9
Abbildung 1.6 – Träger-Stützen-Verbindung mit Schlitzdämpfer [28] 12
Abbildung 1.7 – Entwurfskriterium für Verbindungen mit Schlitzdämpfern 13
Abbildung 1.8 – Experimentelle Versuchsergebnisse an Verbindungen mit Schlitzdämpfern 14
Abbildung 1.9 – Träger-Stützen-Verbindungen mit knickvermeidenden Diagonalstreben (BRB) [29] .. 14
Abbildung 1.10 – Strukturelles Detail des Stahl-BRB, verwendet als hysteretischer Dämpfer [29] 15
Abbildung 1.11 – Kraftverteilung in Träger-Stützen-Verbindungen, die mit oberen und unteren BRBs ausgestattet sind [29] 16
Abbildung 1.12 – Kraftverteilung in Träger-Stützen-Verbindungen, ausgestattet mit unteren BRBs [29] 17
Abbildung 1.13 – Momenten-Rotationsantwort von Anschlüssen ausgestattet mit BRBs [29] 17
Abbildung 1.14 – Konzeption und ideales Kraft-Verschiebungs-Verhalten einer symmetrischen Reibungsverbindung 18
Abbildung 1.15 – Konzeption und ideales Kraft-Verschiebungs-Verhalten einer asymmetrischen Reibungsverbindung 19
Abbildung 1.16 – Verhalten des Schraubenschafts bei doppelter Krümmung 19
Abbildung 1.17 – Gleitscharnier-Anschluss mit asymmetrischen Reibverbindungen [36,43] 21
Abbildung 1.18 – Zyklisches Verhalten von Gleitscharnier-Anschlüssen mit asymmetrischen Reibverbindungen [43] 21
Abbildung 1.19 – a) Konfiguration mit horizontalem Dämpfer; b) Konfiguration mit vertikalem Dämpfer 22
Abbildung 1.20 – Experimentelle Untersuchung einer Verbindung mit Reibungsdämpfer in horizontaler Konfiguration 23
Abbildung 1.21 – Experimentelle Untersuchung einer Verbindung mit Reibungsdämpfer in vertikaler Konfiguration 23
Abbildung 1.22 – Rückzentrierende Anschlüsse mit Reibungsdämpfern [48,54] 24
Abbildung 1.23 – Komponenten eines rückzentrierenden Anschlusses mit Reibungsdämpfern (links) und das zyklische Verhalten (rechts) [48,54] 25
Abbildung 2.1 – Beispiele für weg- und geschwindigkeitsaktivierte dissipative Diagonalstreben. 31
Abbildung 2.2 – Dämpfer nach dem Versuch; Pall-Geräte installiert in einer Diagonalstrebe 32
Abbildung 2.3 – Erstes japanisches Patent auf erdbebensichere Reibungseinrichtung [11] 33
Abbildung 2.4 – Konzept des Gleitscharniergelenks mit symmetrischen Reibeinrichtungen [12] 33
Abbildung 2.5 – Grundbegriffe der Tribologie 34
Abbildung 2.6 – Beschädigungsfreier Anschluss 35

Abbildung 2.7 – Zyklische Schlupfversuche an Stahl *39*
Abbildung 2.8 – Versuche an Kautschuk *40*
Abbildung 2.9 – Versuche zum thermischen Spritzen von Aluminium *40*
Abbildung 2.10 – Thermische Spritztechniken *41*
Abbildung 2.11 – Zyklischer Versuch an einer Überlappungsscherverbindung *43*
Abbildung 2.12 – Anziehen der Schrauben *44*
Abbildung 2.13 – Probenanordnung für Hochgeschwindigkeitsversuche *45*
Abbildung 2.14 – Prüfmaschine *45*
Abbildung 2.15 – Hysteretisches Verhalten von harten Unterlegplatten *47*
Abbildung 2.16 – Beschädigung von harten Unterlegplatten *48*
Abbildung 2.17 – Tatsächliche Entwicklung des Reibungskoeffizienten und der Schraubenkräfte *48*
Abbildung 2.18 – Hysteretisches Verhalten von weichen Unterlegplatten *49*
Abbildung 2.19 – Tatsächliche Entwicklung des Reibungskoeffizienten und der Schraubenkräfte *50*
Abbildung 2.20 – Beschädigung nach den Versuchen *50*
Abbildung 2.21 – Einfluss der Vorspannung *51*
Abbildung 2.22 – Schraubenkräfte und Verringerung der Energiedissipation *52*
Abbildung 2.23 – Einfluss der Vorspannung *53*
Abbildung 2.24 – Einfluss von Tellerfedern *54*
Abbildung 2.25 – Einfluss der Anzahl der verwendeten Tellerfedern *55*
Abbildung 2.26 – Reduzierung der effektiven Dämpfung und Reduzierung der Schraubenkräfte *55*
Abbildung 2.27 – Einfluss der Zufallsvariabilität *56*
Abbildung 2.28 – Zufälligkeit der Geschwindigkeit – Unterlegplatten M4 ..... *57*
Abbildung 2.29 – Einfluss der Geschwindigkeit auf den Anfangswert des Reibungskoeffizienten *58*
Abbildung 2.30 – Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit *59*
Abbildung 2.31 – Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit bis zu 400 mm *60*
Abbildung 2.32 – Zeitliche Entwicklung der Vorspannung *61*
Abbildung 2.33 – Versuchsaufbauten *62*
Abbildung 2.34 – Berücksichtigte Tellerfedern *62*
Abbildung 2.35 – Konfigurationen der untersuchten Unterlegscheiben *63*
Abbildung 2.36 – Ergebnisse von Kurzzeitversuchen *64*
Abbildung 2.37 – Ergebnisse der Halbzeitversuchen *66*
Abbildung 2.38 – Ergebnisse der Langzeitversuche *68*
Abbildung 2.39 – Bemessungswerte der Reibungskoeffizienten für die untersuchten Materialien *71*
Abbildung 3.1 – Aufbau von Reibverbindungen mit SFDs *76*
Abbildung 3.2 – Getestete Probekörper (Außenanschlüsse): a) Konfiguration mit horizontalem Dämpfer; b) Konfiguration mit vertikalem Dämpfer *78*
Abbildung 3.3 – Versuchsaufbau: a) FJ-CYC01-FJ-CYC04; b) FJ-CYC05-FJ-CYC08 ..... *79*
Abbildung 3.4 – Tragwerksschema: a) Einwirkung in einen Außenanschluss aufgrund der seismischen Belastungen; b) reproduziertes Schema im Labor *80*
Abbildung 3.5 – AISC 346-10 Belastungsprotokoll [37] *81*
Abbildung 3.6 – Anordnung der LVDTs: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02 ..... *82*

Abbildung 3.7 – Hysteresekurven ... *84*
Abbildung 3.8 – Probekörper in der verformten Konfiguration: a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04 ... *85*
Abbildung 3.9 – Position der Messgeräte - FREEDAM-CYC01 ... *86*
Abbildung 3.10 – Position der Messgeräte - FREEDAM-CYC02 ... *86*
Abbildung 3.11 – Schlupfkraft-Verschiebungs-Kurve der Reibungsdämpfer FREEDAM-CYC01 (links) und FREEDAM-CYC02 (rechts) ... *87*
Abbildung 3.12 – Lokale Messungen FREEDAM-CYC01 - T-Stummel und L-Stummel ... *87*
Abbildung 3.13 – Lokale Messungen FREEDAM-CYC02 - T-Stummel und L-Stummel ... *88*
Abbildung 3.14 – Vorspannkraft in den Schrauben des Reibungsdämpfers FREEDAM-CYC01 (links) und FREEDAM-CYC02 (rechts) ... *88*
Abbildung 3.15 – FREEDAM-CYC02 Probekörper in der verformten Konfiguration am Ende des Versuchs ... *89*
Abbildung 3.16 – Untersuchte Probekörper (innere Anschlüsse) ... *90*
Abbildung 3.17 – Versuchsaufbau für interne Anschlüsse (Abmessungen in mm) ... *91*
Abbildung 3.18 – Schema für die Berechnung der Reaktionen im Versuchsaufbau ... *91*
Abbildung 3.19 – Instrumentierung (Messgeräteausstattung) ... *91*
Abbildung 3.20 – Biegemoment-Rotationskurven - Probekörper mit kleinerem Träger ... *92*
Abbildung 3.21 – Biegemoment - Rotationskurven - Probekörper mit IPE 450 Träger ... *93*
Abbildung 3.22 – Verformung von T-Stummel und L-Stummel ... *94*
Abbildung 3.23 – Verformung von T-Stummel und L-Stummel ... *94*
Abbildung 3.24 – Schraubenkräfte ... *95*
Abbildung 4.1 – Generierte FE-Modelle von Überlappungsscher-Probekörpern: a) Beispiel eines Netzes (Diskretisierung); b-i) Unterbaugruppen mit unterschiedlicher Anzahl von Tellerfedern ... *103*
Abbildung 4.2 – Tatsächliche Spannung - Dehnung nichtlineare Eigenschaften ... *104*
Abbildung 4.3 – Verschiebungsverlauf der Baureihe UT-NV ... *104*
Abbildung 4.4 – Experimentelle Kurven im Vergleich zu impliziten und expliziten Kraft-Weg-Kurven ... *105*
Abbildung 4.5 – Gleit- versus Verschiebungsverhalten der Modelle [NV-21-22-23-24] ... *107*
Abbildung 4.6 – Simuliertes- versus Versuchs-Antwort von Überlappungs-Scherverbindungen mit M6-Material [NV-21-22-23-24] ... *107*
Abbildung 4.7 – Temperaturabhängiger Reibungskoeffizient und Reibungskoeffizient-Verschiebungs-Kurven ... *108*
Abbildung 4.8 – Reibungskoeffizienten-Kurven für Überlappungsscher-Verbindungen mit dem Material M4 [NV-17-18-19-20] ... *108*
Abbildung 4.9 – Kontaktfläche vs. Druck ... *109*
Abbildung 4.10 – Prozentuale Kontaktfläche für verschiedene Vorspannungsdrehmomente ... *110*
Abbildung 4.11 – Kontaktdruck für verschiedene Vorspannungsdrehmomente ... *110*
Abbildung 4.12 – Merkmale des FE-Modells von Träger-Stützen-Verbindungen mit FREEDAM-Dämpfern ... *111*
Abbildung 4.13 – Durchschnittliche Spannungs-Dehnungs-Kurve von Stahl S355 ... *112*
Abbildung 4.14 – Experimentelle und numerische Ergebnisse in Bezug auf das Biegemoment - Rotation der Verbindung ... *113*

Abbildung 4.15 – Experimentelle vs. numerische Modelle nach zyklischem Versuch bis zu 5%..... 114
Abbildung 4.16 – Äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ) in den Dämpferschrauben 114
Abbildung 4.17 – Vergleich zwischen T- und X-Anschlüssen mit gevoutetem Dämpfer..... 115
Abbildung 4.18 – Vergleich zwischen T- und X-Anschlüssen mit vertikalen Rippendämpfern..... 116
Abbildung 4.19 – Übertragene Schubkraft durch verschiedene Komponenten 117
Abbildung 4.20 – Schubkraft an der Anschlussfläche..... 118
Abbildung 4.21 – Verteilung der Schubkraft in den angeschlossenen Teilen bei 0.04 rad Dämpferrotation. 118
Abbildung 4.22 – PEEQ-Verteilung am Ende der zyklischen Analyse für große Anschlüsse. 119
Abbildung 4.23 – Normierte dispergierte Energie: a) Reibungsenergie und b) Plastische Energie 120
Abbildung 4.24 – Einfluss der Klemmkraft auf die Biegemomenttragfähigkeit..... 121
Abbildung 4.25 – Einfluss des Reibungskoeffizienten auf den Biegemomentwiderstand..... 123
Abbildung 5.1 – FREEDAM-Probekörper: Laterale Ansicht 127
Abbildung 5.2 – Getestete Probekörper: Vorderansicht (Abmessungen in mm)..... 127
Abbildung 5.3 – Skizze des Versuchsaufbaus für Stoßversuche - Reibungsdämpfer-Versuche..... 129
Abbildung 5.4 – Arten von Stoßversuchen - Kräfteverlaufsschema..... 129
Abbildung 5.5 – Experimentelle Kraft-Weg-Kurven (Gruppe A, M1)..... 130
Abbildung 5.6 – Numerisches Modell eines Reibungsdämpfers: Geometrie und Randbedingungen ... 132
Abbildung 5.7 - Experimentelle Versuche vs. numerische Untersuchungen..... 133
Abbildung 5.8 – Einfluss der Geschwindigkeit auf das Verhalten des Reibungsdämpfers 133
Abbildung 5.9 – Getesteter externer Anschluss (Universität von Coimbra) 134
Abbildung 5.10 – Hauptkomponenten des internen Anschlusses (Universität Lüttich) 134
Abbildung 5.11 – Experimenteller Aufbau 135
Abbildung 5.12 – Experimentelles Rotationsverhalten der Verbindung: quasistatische vs. Stoßversuche 135
Abbildung 5.13 – Verbindung nach dem Versagen: T-Stummel 136
Abbildung 5.14 – FEM-Modelle: Randbedingungen 136
Abbildung 5.15 – M16 HV-Schraubenmodellierung..... 137
Abbildung 5.16 – FEM vs. Experimentelle Versuche..... 137
Abbildung 5.17 – Parametrische FEM-Ergebnisse..... 138
Abbildung 5.18 – Konfiguration des Aufprallversuchs (Hälfte des Probekörpers) mit digitaler Bildkorrelationsmessung 138
Abbildung 5.19 – Verwendete Nomenklatur für Probekörper..... 139
Abbildung 5.20 – (a) Aufbau des Aufprallversuchs: Masse M1 (211 kg) (b) und M2 (460 kg) (c)..... 139
Abbildung 5.21 – Kraft vs. vertikale Verschiebung und Moment vs. Rotation Kurven, die durch den statischen Versuch erhalten wurden..... 140
Abbildung 5.22 – Ergebnisse des Aufprallversuchs - Beispiele für Messungen der Punktverschiebung vs. Zeit für den Punkt 10C 141
Abbildung 5.23 – FEM-Detail und Energievergleich 144
Abbildung 5.24 – Vergleich zwischen einer impliziten und expliziten Simulation des statischen Versuchs 145
Abbildung 5.25 – Experimentelle Versuche vs. FE-Modellierung..... 146
Abbildung 6.1 – Der Strukturaufbau und seine Anschlüsse..... 154

Abbildung 6.2 – Strukturaufbau mit RBS Anschlüssen ... 155
Abbildung 6.3 – Referenzschema für die Bemessung der getesteten MRFs ... 156
Abbildung 6.4 – Verschiebungen (links) und Reaktionskräfte (rechts) im Zeitverlauf für Versuch 1 ... 157
Abbildung 6.5 – RBS-Hysteresekurven (links) und globale dissipierte Energie (rechts) für Versuch 1 (MRF-1) ... 158
Abbildung 6.6 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts) ... 159
Abbildung 6.7 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts) ... 159
Abbildung 6.8 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts) ... 160
Abbildung 6.9 – Hysteresekurven der beschädigten RBS (oben) und entsprechende Schadenmuster (unten) ... 161
Abbildung 6.10 – Überprüfung der Schweißdetails an den Ersatz-RBS ... 162
Abbildung 6.11 – Etagenverschiebungen (links) und Aktuatorkräfte (rechts) von Versuch 5 ... 162
Abbildung 6.12 – Versuch 1: Stockwerks-Verschiebungen (links) und Reaktionskräfte (rechts) ... 164
Abbildung 6.13 – Versuch 2: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts) ... 165
Abbildung 6.14 – Versuch 2: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören ... 165
Abbildung 6.15 – Versuch 3: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts) ... 165
Abbildung 6.16 – Versuch 3: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören ... 166
Abbildung 6.17 – Versuch 4: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts) ... 166
Abbildung 6.18 – Versuch 4: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören ... 167
Abbildung 6.19 – Versuch 5: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts) ... 167
Abbildung 6.20 – Versuch 5: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören ... 168
Abbildung 6.21 – FREEDAM-Anschluss 1A am Ende der zweiten Versuchskampagne ... 168
Abbildung 6.22 – 3D-Modell der Strukturkonfiguration mit RBS-Verbindungen ... 169
Abbildung 6.23 – Experimentelles und numerisches Moment-Rotations-Verhalten des RBS ... 170
Abbildung 6.24 – FE-Modell des RBS-Träger-Anschluss-Systems ... 170
Abbildung 6.25 – Vergleich der hysteretischen Schleifen für RBS-1A ... 172
Abbildung 6.26 – FE-Modell der Struktur ... 174
Abbildung 6.27 – FE-Modell der Träger-Stützen-Verbindung (verfeinertes Modell) ... 175
Abbildung 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parameters ... 175
Abbildung 6.29 – Dach-Verschiebungen: Versuch 1 (links) und Versuch 3 (rechts) ... 177
Abbildung 6.30 – Gesamtschubkraft: Versuch 1 (links) und Versuch 2 (rechts) ... 177
Abbildung 6.31 – Hysteresekurven (Anschluss 1A): Versuch 2 (links) und Versuch 5 (rechts) ... 178
Abbildung 6.32 – Vergleich zwischen den Stockwerksverschiebungen in der zweiten Etage und der Gesamtschubkraft ... 180
Abbildung 6.33 – Verbindung 1A: Hysteresekurven und dissipierte Energie ... 181

Abbildung A.1 – *Probekörper für die Ermittlung des Reibungskoeffizienten: Schrauben in einem Langloch (links) – Schrauben in Langlöchern (rechts)* *201*
Abbildung 8.1 – Ausführung von Verbindungen mit Reibungsdämpfern *216*
Abbildung 8.2 – Biegemomente unter Erdbebenbelastung an einem Referenzträger *219*
Abbildung 8.3 – Bemessungskräfte für nicht-dissipative Komponenten *220*
Abbildung 8.4 – Bemessungskräfte für nicht-dissipative Komponenten *220*
Abbildung 8.5 – Darstellung der Voute der Reibungsvorrichtung *221*
Abbildung 8.6 – Erforderliche Rotationskapazität der Verbindung *222*
Abbildung 8.7 – Ausführung des T-Stummels *223*
Abbildung 8.8 – Geometrie der L-Stummel *225*
Abbildung 8.9 – Position des potenziellen plastischen Gelenks und der zusätzlichen Aussteifungen *226*
Abbildung 8.10 – Geometrie der Voute *227*
Abbildung 8.11 – Zusätzliche Aussteifungselemente des Trägerstegs *228*
Abbildung 8.12 – Geometrie der Winkel *228*
Abbildung 8.13 – Standardisierte Reibungsvorrichtungen *235*
Abbildung 8.14 – Freedam+ App Interface, Android Version: a) Bedienmenü; b) Konfigurierbare Verbindungstypologien; c) Handelsübliche Trägerprofile; d) Entwurfsparameter; e) Entworfene Verbindung; f) Entwurfsbericht *236*
Abbildung 9.1 – Grundriss des Gebäudes mit Kennzeichnung der seitlichen Belastungssysteme für die X- (a) und Y-Richtung (b) *240*
Abbildung 9.2 – Aufriss des Gebäudes für X- (a) und Y-Richtung (b) *240*
Abbildung 9.3 – Äquivalente Stützenschiefstellung *246*
Abbildung 9.4 – Horizontales elastisches Antwortspektrum für die OP und SD Grenzzustände *249*
Abbildung 9.5 – Reduziertes horizontales elastisches Antwortspektrum für OP und SD Grenzzustände mit und ohne Untergrenze *249*
Abbildung 9.6 – SAP2000 Modell mit Endlängenversatz und anlehnender Stütze (a), FREEDAM-Knotenmodell (b) *250*
Abbildung 9.7 – Belastungsschema für Imperfektion H_k, G_k, und Q_k *251*
Abbildung 9.8 – D1-Vorrichtung für FREEDAM Verbindung *253*
Abbildung 9.9 – Vergleich zwischen Pushover-Kurve und starr-plastischer Analyse für den in X-Richtung angeordneten Rahmen *263*
Abbildung 9.10 – Gelenkmuster bei einer Pushover-Verschiebung von δu *264*
Abbildung 10.1 – Grundriss des Gebäudes *268*
Abbildung 10.2 – Aufriss des Gebäudes (MRF und D-CBFs) in X-Richtung *268*
Abbildung 10.3 – Aufriss des Gebäudes (MRF und D-CBFs) in Y-Richtung *269*
Abbildung 10.4 – Potenzielle zu analysierende Fälle *269*
Abbildung 10.5 – Position der ausfallenden Stütze *271*
Abbildung 10.6 – Untersuchung des plastischen Mechanismus in einem biegesteifen Außenrahmen *272*
Abbildung 10.7 – Materialgesetz (Spannungs-Dehnungs Kurve) [6] *275*
Abbildung 10.8 – Zwei-Feder Modell zur Simulation der FREEDAM Verbindungen *276*
Abbildung 10.9 – Lastbild bei Stützenausfall *276*
Abbildung 10.10 – Pushdown Analyse – Rahmen mit traditionellen Verbindungen *277*

Abbildung 10.11 – Ausgebildete Fließzonen (in blau) an den Trägerenden im DAP in einem 4-stöckigen MRF *278*
Abbildung 10.12 – FREEDAM Verbindungs-Konfiguration *279*
Abbildung 10.13 – Pushdown Analyse – 4-stöckige Rahmen mit FREEDAM Verbindungen *280*
Abbildung 10.14 – Pushdown Analyse – 8-stöckige Rahmen mit FREEDAM Verbindungen *281*
Abbildung 10.15 – CBF Robustheits-Analyse *281*
Abbildung 10.16 – Verbindungen für Verbände *283*
Abbildung 10.17 – Pushdown Analyse – Einfluss des Belastungsschemas *284*
Abbildung 10.18 – Pushdown Analyse – Rahmen mit traditionellen Verbindungen *285*
Abbildung 10.19 – Pushdown Analyse – Rahmen mit FREEDAM Verbindungen *285*
Abbildung 10.20 – Einfluss der Langloch Konfiguration *286*
Abbildung 10.21 – Rahmen mit FREEDAM Verbindungen - plastische Gelenke und Versagen der Verbindungen *286*

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 2.1: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration FW *65*
Tabelle 2.2: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration BW *65*
Tabelle 2.3: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration 3DS *65*
Tabelle 2.4: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration 3DSps *65*
Tabelle 2.5: Zusammenfassung der Halbzeitprüfungen *67*
Tabelle 2.6: Ergebnisse der Regressionsstudie *69*
Tabelle 2.7: Statischer Reibungskoeffizient - statistische Variation *70*
Tabelle 2.8: Bemessungswerte der Reibungskoeffizienten *71*
Tabelle 3.1: Last-Verschiebungs-Geschichte *81*
Tabelle 3.2: Vergleich zwischen Versuchs- und Bemessungswerten der Reibbiegemomente *83*
Tabelle 3.3: Experimentelles Programm *90*
Tabelle 4.1: Vergleich zwischen impliziter und expliziter Analyse *105*
Tabelle 4.2: Kennung der Proben mit Tellerfedern *106*
Tabelle 4.3: Eigenschaften des Reibmaterials *112*
Tabelle 4.4: Biegemomente für Modell FD 1-2-DS unter Berücksichtigung der Variation der Klemmkraft *122*
Tabelle 4.5: Biegemomente für Modell FD 2-2-DS unter Berücksichtigung der Variation der Klemmkraft *122*
Tabelle 4.6: Biegemomente für Modell FD 1-2 unter Berücksichtigung der Reibwertvariation *122*
Tabelle 4.7: Biegemomente für Modell FD 2-2 unter Berücksichtigung der Reibwertvariation *123*
Tabelle 5.1: Experimentelles Programm *127*
Tabelle 5.2: Zusammenfassung der Werte der Reibungsdynamikfaktoren und der Reduzierung des Reibungswiderstandes *130*
Tabelle 5.3: Zusammenfassung der Werte der Dynamikfaktoren nach dem Auftreten von Schlupf *130*
Tabelle 5.4: Experimentelles Programm *134*
Tabelle 5.5: Kennzeichnungen für den Stoßversuch und Haupteigenschaften *140*
Tabelle 5.6: Ergebnisse der Aufpralltests *142*
Tabelle 5.7: DIF-Berechnung *143*
Tabelle 5.8: Vergleich von FEM und experimentellen Untersuchungen *146*
Tabelle 5.9: Schätzung der Aufprallkraft und DIF *146*
Tabelle 6.1: Akzelerogramme verwendet für die Versuche *156*
Tabelle 6.2: Wichtigste Versuchsergebnisse (Struktur-Konfiguration mit RBS-Anschlüssen) *157*
Tabelle 6.3: Wichtigste Versuchsergebnisse (Struktur-Konfiguration mit FREEDAM-Anschlüssen) *163*
Tabelle 6.4: Experimenteller versus analytischen Vergleich von Gesamtschubkraft, Stockwerksverschiebungen und gegenseitigen Stockwerksverschiebungen *171*
Tabelle 6.5: Vergleiche zum Anschluss 1A *173*
Tabelle 6.6: Uniaxiales hysteretisches Material: Parameter *176*
Taeblle 6.7: Experimenteller und numerischer Vergleich der Aktuatorkräfte und der Stockwerksverschiebungen *176*
Tabelle 6.8: Experimenteller vs. numerischer Vergleich der Verbindung 1A (PsD-Versuch vs. Sim.2) *178*

Tabelle 6.9: Vergleich zwischen den Versuchskampagnen in Bezug auf Stockwerksverschiebungen und Gesamtschubkraft *179*
Tabelle A.1: *Reibflächenklassen* *206*
Tabelle B.1: *Maximalwerte für VM für die Drehmomentmethode* *209*
Tabelle 8.1: Empfohlener Hebelarm (z) *218*
Tabelle 8.2: Parameter der vordefinierten FREEDAM Vorrichtungen *234*
Tabelle 9.1: Werte der nichtstrukturellen ständigen Lasten *241*
Tabelle 9.2: Konzentrierte Lasten auf die Stützen des Rahmens parallel zu den Nebenträgern. *244*
Tabelle 9.3: Konzentrierte Lasten auf Stützen des Rahmens orthogonal zu den Nebenträgern. *244*
Tabelle 9.4: Parameter der globalen Anfangsschiefstellung *245*
Tabelle 9.5: Äquivalente Kraft zu der globalen Schiefstellung für die 4-stöckigen Rahmen und die Kombination GzT (ULS) *246*
Tabelle 9.6: Äquivalente Kraft zu der globalen Schiefstellung für die 4-stöckigen Rahmen und die Kombination SD *246*
Tabelle 9.7: Vorläufige Träger- und Stützenquerschnitte *252*
Tabelle 9.8: FREEDAM D1 Abmessungen *253*
Tabelle 9.9: Bemessung von FREEDAM Verbindungen für den in X-Richtung angeordnete Rahmen *253*
Tabelle 9.10: Bemessung von FREEDAM Verbindungen für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen *253*
Tabelle 9.11: Bemessung und Nachweis von Trägern für Normalkraft und Biegemoment *254*
Tabelle 9.12: Bemessung und Nachweis von Trägern für Schubkräfte *254*
Tabelle 9.13: Widerstand und Stabilität von Stützen *254*
Tabelle 9.14: Bemessungswert des Überhöhungsfaktors *255*
Tabelle 9.15: Bemessungswert des Auslastungsgrads und der entsprechende Überhöhungsfaktor *255*
Tabelle 9.16: Verschiebungsbegrenzung im Grenzzustand SD *255*
Tabelle 9.17: Träger- und Stützenquerschnitte für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen *256*
Tabelle 9.18: Stockwerkshöhe und Stockwerksmassen *257*
Tabelle 9.19: Stockwerkshöhen und horizontale Erdbebenbemessungskräfte am k-ten Stockwerk *257*
Tabelle 9.20: Steigungen der Gleichgewichtskurven des Mechanismus *258*
Tabelle 9.21: Am ersten Stockwerk angreifende Axialkräfte im Versagenszustand *259*
Tabelle 9.22: An Stockwerk 2 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand *259*
Tabelle 9.23: An Stockwerk 3 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand *259*
Tabelle 9.24: An Stockwerk 4 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand *260*
Tabelle 9.25: Überprüfung der Stützen des ersten Stockwerks auf Biegefestigkeit *260*
Tabelle 9.26: Erforderliche Momente an jedem Stockwerk, benötigt um den unerwünschten Mechanismus und den Maximalwert von $i = 1ncMc, i, im(t)$ *zu vermeiden* *261*
Tabelle 9.27: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 2 ..... *261*
Tabelle 9.28: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 3 ..... *261*
Tabelle 9.29: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 4 ..... *262*
Tabelle 9.30: Verschiebungsbegrenzung im Grenzzustand SD *262*
Tabelle 9.31: Träger- und Stützenquerschnitte für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen *262*
Tabelle 10.1: Klassifikation eines Bauwerks gemäß EN 1991-1-7 [4] *270*
Tabelle 10.2: Ergebnisse der Voruntersuchung für die MRFs mit traditionell gevouteten Verbindungen *273*

Tabelle 10.3: Ergebnisse der Voruntersuchung für biegesteife Rahmen (MRFs) mit FREEDAM Verbindungen..... 274
Tabelle 10.4: Ergebnisse der Voruntersuchung für D-CBF mit traditionellen Verbindungen 282
Tabelle 10.5: Ergebnisse der Voruntersuchung für D-CBF mit FREEDAM Verbindungen..... 282

KAPITEL 1

INTELLIGENTE VERBINDUNGEN FÜR ERDBEBENSICHERE RAHMEN STRUKTUREN: EINE KURZE ÜBERSICHT

1.1 EINLEITUNG

Aktuelle experimentelle Untersuchungen von Träger-Stützen-Verbindungen für erdbebensichere Stahlstrukturen konzentrieren sich immer mehr auf intelligente Verbindungen mit dem Ziel, die bei zerstörerischen Erdbeben auftretenden strukturellen Schäden zu verringern. Aus diesem Grund widmen sich viele Forscher den Träger-Stützen-Verbindungen, die mit seismischen Dämpfern ausgestattet sind. Solche Dämpfer liefern die Dissipation der Erdbebenenergie und ersetzen daher praktisch die dissipativen Zonen herkömmlicher biegesteifer Rahmen, d.h. die Trägerenden, an denen typischerweise die Entwicklung von Fließgelenken erwartet wird. Grundsätzlich kann jede seismische Dämpfer-Typologie angewendet werden: hysteretische Dämpfer, knickvermeidende Diagonalstreben, Dämpfer aus Formgedächtnislegierung, Blei-Extrusionsdämpfer, viskose Dämpfer, Reibungsdämpfer. Solche Dämpfer können nicht nur breite und stabile Hystereseschleifen liefern, sondern können auch nach zerstörerischen Erdbeben leicht ersetzt werden. Aus diesem Grund können die mit seismischen Dämpfern ausgestatteten Träger-Stützen-Verbindungen als „*intelligente Verbindungen*“ bezeichnet werden.

Darüber hinaus hängt die Reparaturfähigkeit von Strukturen nach starken Erdbeben hauptsächlich mit dem Ausmaß bleibender Verformungen zusammen. Aus diesem Grund bezieht sich ein modernes Thema in der Erforschung intelligenter Verbindungen auf die Möglichkeit, sich selbst zu zentrieren, und so verbleibende Verformungen nach großen seismischen Ereignissen zu vermeiden.

Dieses Kapitel bietet einen kurzen Überblick über intelligente Verbindungen und zeigt die Vitalität der Forschungstätigkeit für erdbebensichere Stahlstrukturen, die immer mehr zu einer Kunst der strukturellen Detaillierung wird, mit einer Vielzahl intelligenter Lösungen, die die Betonkonstruktionen nicht zur Verfügung stellen können.

Es ist bekannt, dass die verschiedenen Strategien für den Entwurf erdbebensicherer Strukturen im Hinblick auf die Energiebilanz festgelegt werden können. Nach der traditionellen Strategie für die seismische Auslegung von Gebäudestrukturen [1-4] muss bei häufigen und gelegentlichen Erdbeben, deren Wiederkehrperiode mit dem Lebenszyklus der Bauwerke vergleichbar ist, die Erdbebenenergie durch viskose Dämpfung vollständig dissipiert werden. Daher ist die hysteretische Energie gleich Null, da für solche seismischen Ereignisse die Struktur so ausgelegt werden muss, dass sie im elastischen Bereich bleibt. Umgekehrt wird bei seltenen und sehr seltenen Erdbeben, deren Wiederkehrperiode etwa 500 Jahre und noch mehr beträgt, der größte Teil der Erdbebenenergie durch Hysterese dissipiert, was jedoch zu schweren plastischen Verformungen und damit verbundenen strukturellen Schäden führt. Solche strukturellen Schäden müssen mit der Duktilität und der Energiedissipationskapazität von

Strukturen kompatibel sein, denn obwohl strukturelle Schäden akzeptiert werden, müssen die Einsturzvermeidung und der Schutz des menschlichen Lebens gewährleistet sein.

Innerhalb des obigen Rahmens besteht in Bezug auf biegesteife Rahmen (MRFs) aus Stahl die Notwendigkeit, der Struktur einen ausreichenden seitlichen Widerstand und Steifigkeit zu verleihen, um bei häufigen und gelegentlichen Erdbeben im elastischen Bereich zu bleiben. Insbesondere ist eine ausreichende Seitensteifigkeit erforderlich, um die Beschädigung nichttragender Bauteile zu verringern, was eine Grundvoraussetzung für die Prüfung auf Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ist. Umgekehrt müssen bei zerstörerischen Erdbeben die MRFs entworfen werden, um die Erdbebenenergie an den Trägerenden zu dissipieren, an denen eine zyklische plastische Biegung auftreten muss. Zu diesem Zweck wird empfohlen, Träger-Stützen-Verbindungen mit ausreichender Überfestigkeit [5-7] in Bezug auf die verbundenen Träger zu bemessen, wobei zufällige Materialvariabilität [6] und das Auftreten von Materialverfestigung zu berücksichtigen sind, um die volle Entwicklung der Biegefestigkeit von plastischen Gelenken zu gewährleisten [7]. Mit dem Ziel, die plastische Beanspruchung der größtmöglichen Anzahl dissipativer Zonen durch eine angemessene Kontrolle des Versagensmodus zu fördern, verlangen moderne seismische Normen, wie z.B. der Eurocode 8, die Anwendung von Hierarchiekriterien, um das Fließen der Trägerenden anstelle der Stützenenden zu fördern. Die klassische Bemessungsphilosophie, die auf der Hierarchie "schwacher Träger"-„starker Anschluss“-"starke Stütze" basiert, ist bis heute in der praktischen Erdbebenbemessung weit verbreitet [1-4] und bietet sicherlich einige Vorteile, wie z.B. die Entwicklung recht stabiler Hystereseschleifen dissipativer Zonen und die Vermeidung von sogenannten "Soft-Storey"-Mechanismen, die bekanntlich aufgrund ihrer schlechten Energiedissipationsfähigkeit unbedingt vermieden werden müssen. Auf der anderen Seite bietet der traditionelle Bemessungsansatz aber auch einige Nachteile [8-10].

In Bezug auf schwere seismische Ereignisse liegt der Hauptnachteil der traditionellen Bemessungsphilosophie in der Strategie selbst. Selbst wenn strukturelle Schäden für die Dissipation der Erdbebenenergie von wesentlicher Bedeutung sind, sind solche strukturellen Schäden die Hauptquelle für direkte und indirekte Verluste, die im Falle von Industrieländern immer unerträglicher werden, wie die Höhe der wirtschaftlichen Verluste während der letzten Erdbeben zeigte.

Ein weiterer Nachteil, der spezifisch für biegesteife Stahlrahmen (MRFs) ist, besteht darin, dass die Verwendung von volltragfähigen Träger-Stützen-Anschlüssen mit der in der Norm geforderten Überfestigkeit, nicht kosteneffizient ist und eine große Belastung darstellt, wenn eine ständige Konkurrenz mit strukturellen Lösungen besteht, bei denen andere Materialien (z.B. Stahlbeton) verwendet werden. Um die gewünschte Verbindungsleistung zu gewährleisten, ist eine erhebliche Überdimensionierung erforderlich, die zur Verwendung zusätzlicher Stegbleche, zusätzlicher Verstärkungsrippen oder Abdeckplatten oder sogar zur Verwendung von gevouteten Trägern führt.

Um den Hauptnachteil der traditionellen Bemessungsphilosophie, z.B. das Auftreten von strukturellen Schäden, zu verringern, wurden in den letzten Jahrzehnten mehrere Strategien vorgeschlagen. Eine Strategie, die sich gut für die Anwendung auf Stahlkonstruktionen eignet, ist insbesondere die sogenannte Strategie der zusätzlichen Energiedissipation oder passiven Steuerung [11-15], bei der die Erdbebenenergie durch viskose Dämpfung oder hysteretische Dämpfung mittels der Einführung von Energieabsorbern dissipiert wird, die sich im Allgemeinen

zwischen Punktepaaren der Struktur befinden, an denen hohe relative Verschiebungen oder Geschwindigkeiten erwartet werden [12]. Unter den verschiedenen Strategien, die im Rahmen passiver Steuerungssysteme enthalten sind, wurde in früheren Forschungsaktivitäten auch die Verwendung von Reibungsdämpfern vorgeschlagen, die darauf abzielen, sowohl seitliche Verschiebungen für die Anforderungen an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu verringern, als auch strukturelle Schäden zu verringern um die Anforderungen an den Grenzzustand der Tragfähigkeit zu erfüllen.

Reibungsdämpfer bieten ein hohes Potenzial bei geringen Kosten und sind einfach zu installieren und instand zu halten. Daher wurden in der Vergangenheit mehrere Einrichtungen zur Reibungsdämpfung experimentell getestet [16-18], von denen einige in Gebäuden auf der ganzen Welt eingesetzt wurden. Das am weitesten verbreiteten System zur Einsetzung solcher Reibungsdämpfer besteht in der Einführung von Aussteifungselementen (Diagonalstreben) ausgestattet mit Reibungsdämpfern [16,19,20]. Mehrere Wissenschaftler arbeiteten an dieser Strukturkonfiguration und schlugen Entwurfsverfahren vor, um die Schlupfkraft des Aussteifungssystems zu optimieren (d.h. Diagonalstreben ausgestattet mit Reibungsdämpfern).

In Bezug auf die Nachteile, die sich in der traditionellen Entwurfsstrategie aus der Notwendigkeit ergeben, Träger-Stützen-Anschlüsse mit hoher Überfestigkeit in Bezug auf die verbundenen Träger zu entwerfen, wurde eine Alternative zum „schwachen Träger“ - „starken Anschluss“ - "starke Stütze" Ansatz vorgeschlagen.

Die alternative Bemessungsphilosophie „starke Stütze“ - „schwacher Anschluss“ - „starker Träger“ kann angewendet werden, da Eurocode 8 die Tür für die Verwendung von teiltragfähige Verbindungen geöffnet hat, sofern diese in der Lage sind, eine ausreichende plastische Rotationskapazität bereitzustellen (typischerweise 0.035 rad für Zonen mit hoher Seismizität), die durch experimentelle Untersuchungen überprüft werden sollen. Eine solche Entwurfsstrategie ermöglicht die Verwendung von teiltragfähigen Verbindungen selbst bei großen Trägerabschnitten (wie sie bei langen Spannweiten oder Belastungen mit hoher Schwerkraft auftreten). Außerdem ermöglicht es die Steuerung des auf die Stütze übertragenen Biegemoments, wodurch auf diese Weise eine übermäßige Überdimensionierung verhindert werden kann, die sich aus der Anwendung des Kriteriums der Träger-Stützen-Hierarchie ergibt. Darüber hinaus können die strukturellen Details von Träger-Stützen-Anschlüssen erheblich vereinfacht werden, indem die Gesamtkosteneffizienz der Struktur verbessert wird, indem die wirtschaftlichen Nachteile überwunden werden, die bei Verbindungen entstehen, die eine hohe Überfestigkeit erreichen sollen.

Das wachsende Interesse der wissenschaftlichen Gemeinschaft an den Entwurf dissipativer halbkontinuierlicher biegesteifer Rahmen (MRFs) mit teiltragfähigen Anschlüssen [5,21-27] spiegelt sich auch in der letzten Version von Eurocode 8 wider, die tatsächliche Anwendung dieser Technik in der Praxis ist jedoch stark eingeschränkt, weil die tatsächlichen Dissipationskapazitäten der Anschlüsse durch experimentelle Untersuchungen nachgewiesen werden müssen, die im Allgemeinen außerhalb der Möglichkeiten üblicher Tragwerksplaner liegen. Obwohl die Anwendung von teiltragfähigen Anschlüssen einerseits zu einem wirtschaftlicheren Entwurf führen kann, kann es andererseits auch einige Nachteile aufweisen, wie die Verringerung der seitlichen Steifigkeit des Rahmens und im Allgemeinen die Verringerung der Energiedissipationskapazität am Trägerenden.

Ausgehend von dem oben kurz zusammengefassten Hintergrund haben sich viele Forscher auf die Möglichkeit konzentriert, „intelligente Verbindungen“ zu konzipieren und zu entwerfen, die die Dissipation der Erdbebenenergie in speziell entwickelten Dämpfer konzentrieren können, d.h. Dämpfungseinrichtungen, die sich intelligent in den Komponenten der Verbindung befinden. Ziel ist es daher, Verbindungen zu entwerfen, die nicht nur häufigen und gelegentlichen Erdbeben, sondern auch zerstörerischen Erdbeben (die zu seltenen und sehr seltenen Ereignissen entsprechen), nahezu unbeschadet standhalten können.

Die Grundidee dieser Forschung ist von der Strategie der zusätzlichen Energiedissipation inspiriert, basiert jedoch auf der Verwendung der Dämpfungseinrichtungen unter einer neuen Perspektive. Während passive Kontrollstrategien üblicherweise auf der Integration der Energiedissipationskapazität der Primärstruktur mittels einer zusätzlichen Dissipation basieren, die von Dämpfungseinrichtungen kommt, basiert die neue Entwurfsstrategie (die als "Substitutionsstrategie" bezeichnet werden könnte), auf der Verwendung von Dämpfern, die so konzipiert sind, dass sie die traditionellen dissipativen Zonen von MRFs (d.h. die Trägerenden) ersetzen.

Aus technologischer Sicht betrifft die Innovation den Entwurf von Träger-Stützen-Verbindungen, die mit Dämpfern ausgestattet sind. Diese Dämpfer können sich entweder in der unteren Flanschebene oder in den Ebenen beider Flansche befinden und darüber hinaus verschiedenen Typologien angehören: viskose Dämpfer, Blei-Extrusionsdämpfer, hysteretische Dämpfer, Reibungsdämpfer, knickvermeidende Diagonalstreben (BRBs), Dämpfer aus Formgedächtnislegierungen (SMA).

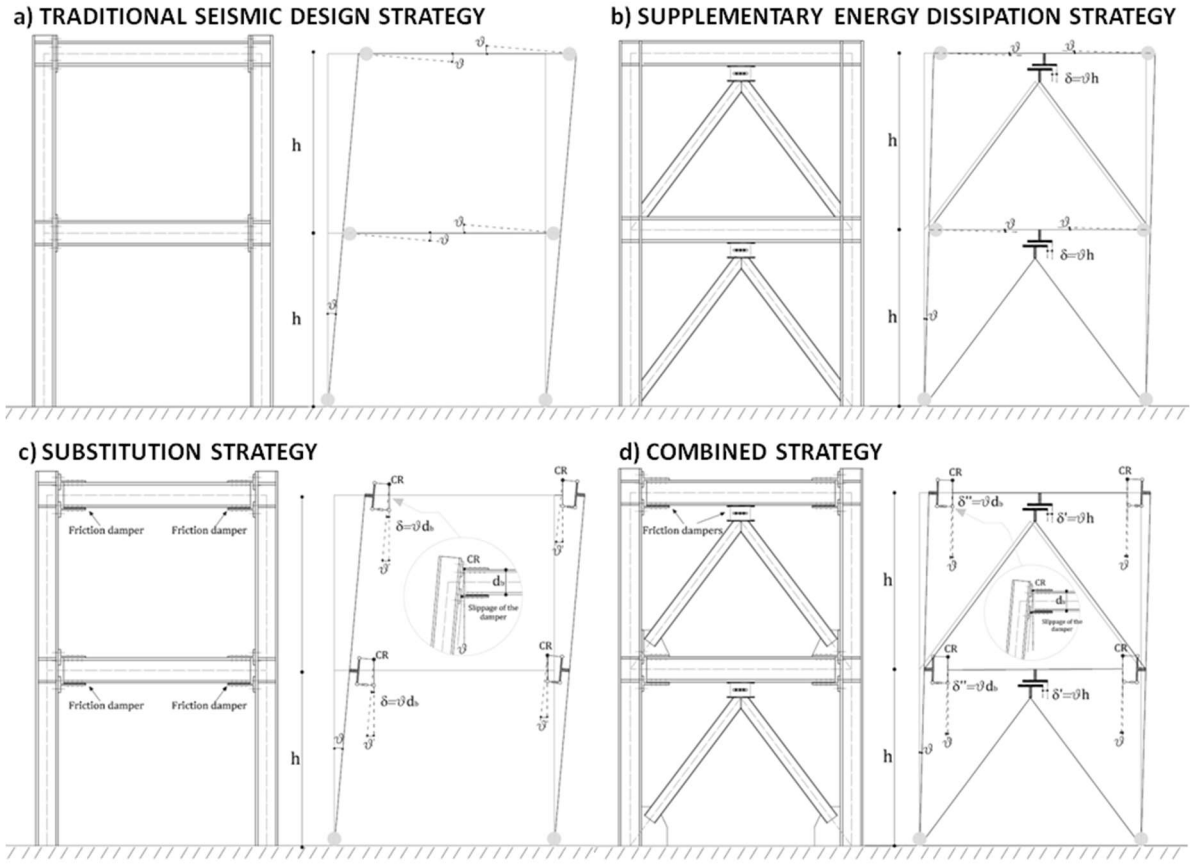


Abbildung 1.1 – Vergleich zwischen verschiedenen Entwurfsstrategien

Um die Unterschiede in Bezug auf die traditionelle Erdbebenbemessung oder die Strategie der zusätzlichen Energiedissipation gut zu verdeutlichen, werden die verschiedenen Schemata in Abbildung 1.1 analysiert, in der die Verwendung von Reibungsdämpfern vorgeschlagen wird [10]. In Abbildung 1.1a wird insbesondere darauf hingewiesen, dass sich die Dissipationszonen herkömmlicher biegesteifer Rahmen (MRFs) an den Trägerenden befinden, an denen plastische Gelenke entwickelt werden müssen. Der Erdbebenbedarf wird normalerweise als maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung (ϑ in der Abbildung) ausgedrückt, die die in dissipativen Zonen erwartete plastische Rotation bestimmt. Die Strategie der zusätzlichen Energiedissipation (Abbildung 1.1b) zielt auf die Reduzierung des Erdbebenbedarfs ab, indem seismische Dämpfer eingeführt werden, die für ihre Wirksamkeit zwischen zwei Punkten angeordnet werden müssen, die hohen relativen Verschiebungen ausgesetzt sind. Die durch solche Einrichtungen bereitgestellte zusätzliche Energiedissipation ermöglicht die Verringerung der Stockwerksverschiebung ϑ und infolgedessen die Verringerung der an den Trägerenden auftretenden strukturellen Schäden. Im Gegensatz dazu ermöglicht die Substitutionsstrategie (Abbildung 1.1c) die Verhinderung von Strukturschäden, da alle dissipativen Zonen durch mit Reibungsdämpfern ausgestatteten Verbindungen ersetzt werden. Der erwartete Verschiebungsbedarf verringert sich im Vergleich zu herkömmlichen Strukturen nicht (Abbildung 1.1a), führt jedoch bei einigen Anschlusskomponenten zu sehr begrenzten strukturellen Schäden, da die Rotation der Träger-Stützen-Verbindungen durch eine ordnungsgemäße Kalibrierung des Reibungsdämpfer-Hubs berücksichtigt wird (Abbildung 1.1c). Die maximal zulässige Rotation ergibt sich praktisch aus dem Verhältnis zwischen dem Dämpferhub und dem Hebelarm, d.h. sein Abstand vom Rotationszentrum „CR“. Es ist jedoch nützlich zu beachten, dass die relative Verschiebung, die zwischen den Enden des Reibungsdämpfers auftritt ($\delta = \vartheta d_b$, mit d_b die Trägertiefe), signifikant geringer ist als diejenige ($\delta = \vartheta h$, mit h die Stockwerkshöhe) wenn die Strategie der zusätzlichen Energiedissipation angewendet wird (Abbildung 1.1b). Dies ist der Hauptgrund, warum in den Fällen (a) und (c) ein ähnlicher Verschiebungsbedarf erwartet wird. Schließlich wird eine weitere Verbesserung des Erdbebenverhaltens erzielt, indem die Substitutionsstrategie mit der Strategie der zusätzlichen Energiedissipation kombiniert wird. Eine solche kombinierte Strategie (Abbildung 1.1d) führt sowohl zur Reduzierung des Verschiebungsbedarfs, die bei zerstörerischen Erdbeben zu erwarten ist, als auch zur Verhinderung erheblicher Schäden bei Träger-Stützen-Verbindungen. Offensichtlich ist die Reduzierung der Verschiebungen auch ein wichtiger Vorteil, um Schäden an den nichttragenden Bauteilen des Gebäudes zu reduzieren.

Die Verwendung von Träger-Stützen-Verbindungen, die mit Dämpfern ausgestattet sind, ist eine wirksame Methode, um die Beschädigung der Bauteile zu verringern, indem die Energiedissipation auf speziell entworfene Komponenten gerichtet wird, die bei Bedarf nach einem oder mehreren Erdbeben ersetzt werden können. Ein wichtiger Nachteil, der den traditionellen Entwurfsstrategien gemein ist, bleibt jedoch bestehen. Sowohl bei herkömmlichen Verbindungen als auch bei Verbindungen, die mit seismischen Dämpfern ausgestattet sind, ist die Struktur nach zerstörerischen Erdbeben dauerhaften Gesamtverformungen ausgesetzt, deren Größe die Möglichkeit bestimmt, das Gebäude effektiv zu reparieren. Aus diesem Grund widmen sich die Forschungsanstrengungen auch der Möglichkeit, die Verbindungen mit rückzentrierenden Einrichtungen auszustatten, die häufig aus einem Vorspannsystem bestehen.

Die folgenden Abschnitte bieten einen kurzen Überblick über „intelligente Verbindungen“, die mit seismischen Dämpfern verschiedener Typologien ausgestattet sind. Die wichtigsten Ergebnisse aus der Fachliteratur und den derzeit laufenden Forschungsprojekten werden kurz vorgestellt und ein Klassifizierungsversuch wird unternommen. Eine kurze Darstellung der mit rückzentrierenden Einrichtungen ausgestatteten Verbindungen wird ebenfalls vorgenommen.

Die Leichtigkeit der Forschung zu diesen Themen zeigt, dass die Zukunft von Stahlkonstruktionen aufgrund der Vielfalt der strukturellen Lösungen und der enormen Vorteile, die Stahlbautechnologien im Vergleich zu Stahlbetonkonstruktionen bieten können, wirklich glänzend sein kann, wenn die gewaltige Aufgabe der Erdbebensicherheit angegangen wird. Es liegt in der Verantwortung der Stahlindustrie, die Verwendung von Stahl in seismisch gefährdeten Ländern zu fördern, indem Tragwerksplaner und Kunden vollständig auf die Stahlpotenziale aufmerksam gemacht werden, um direkte und indirekte Verluste zu reduzieren, die typischerweise nach zerstörerischen Erdbeben auftreten.

1.2 NACHTEILE TRADITIONELLER VERBINDUNGEN

Ein schneller Überblick über das Rotationsverhalten traditioneller Träger-Stützen-Verbindungen kann aus der Analyse der in [25] veröffentlichten Ergebnisse gewonnen werden, in denen die Ergebnisse eines experimentellen Programms, das sich mit dem Grenzverhalten von verschraubten Träger-Stützen-Verbindungen unter zyklischer Belastung befasste, gezeigt werden. Insbesondere wurden verschiedene Verbindungen, die aus demselben Träger und derselben Stütze bestehen, entworfen und getestet. Die Bemessung sollte den gleichen Biegewiderstand der Verbindungen gewährleisten, jedoch für jede Verbindung die schwächste Komponente ändern. Es wurde darauf hingewiesen, wie das Grenzverhalten durch eine ordnungsgemäße Verstärkung der Komponenten gesteuert werden kann, deren Nachgeben verhindert werden muss. Zu diesem Zweck wurde der Komponentenansatz als Entwurfswerkzeug für Komponentenhierarchiekriterien übernommen. Darüber hinaus wurde die Möglichkeit einer Erweiterung des Komponentenansatzes auf die Vorhersage des zyklischen Verhaltens von Träger-Stützen-Verbindungen aufgezeigt, sodass die erhaltenen Ergebnisse bezeugen, dass der Komponentenansatz auch für die Erdbebenbemessung von Verbindungen ein leistungsfähiges Werkzeug sein kann.

In Abbildung 1.2 [25] ist das Verhalten eines Anschlusses mit überstehenden Stirnblechen dargestellt, für den das Stützenstegfeld in Schub als schwächste Anschlusskomponente ausgelegt wurde. Insbesondere wird auf das zyklische Verhalten der Haupt-Verbindungskomponenten hingewiesen. Die Verwendung der Komponentenmethode hat die Steuerung der Komponente ermöglicht, welche die Hauptquelle für die Energiedissipation bereitstellt, die tatsächlich aus dem Stützenstegfeld in Schub besteht, wie aus dem zyklischen Verhalten von Biege- gegenüber Scherverformung des Stützenstegfeldes offensichtlich ist. Aufgrund der signifikanten Materialverfestigung (Kaltverfestigung) des Stützenstegfeldes, führt die resultierende Überfestigkeit jedoch auch zum Nachgeben der Kopfplatte unter Biegebeanspruchung, so dass der Bruch der Schweißnaht (zwischen Kopfplatte und Trägerflansche), das Verbindungsversagen bestimmt.

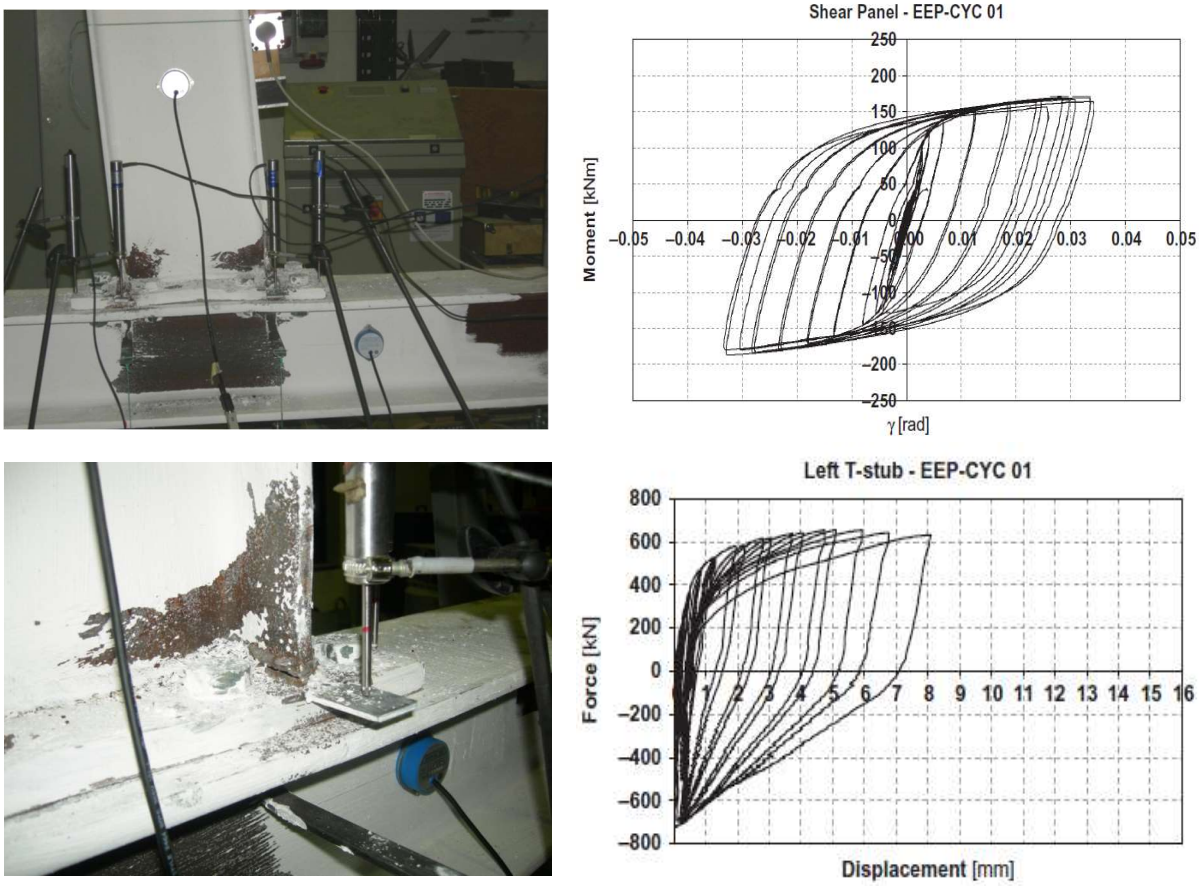


Abbildung 1.2 – Verhalten der Verbindungskomponenten, die mit dem Stützenstegfeld in Schub als schwächste Anschlusskomponente ausgelegt sind [25]

Die zyklische Momenten-Rotationsantwort der Verbindung ist in Abbildung 1.3 [25] dargestellt. Es wird darauf hingewiesen, dass, wenn das Nachgeben der Verbindung hauptsächlich das Stützenstegfeld in Schub betrifft, breite und stabile Hystereseschleifen erhalten werden. Insbesondere liegt die plastische Rotationskapazität der Verbindung weit über den Werten, die typischerweise erforderlich sind, um zerstörerischen Erdbeben standzuhalten. Obwohl die Konzentration plastischer Verformungen im Stützenstegfeld eine ausreichende plastische Rotations- und Energiedissipationskapazität sicherstellen kann, ist es schwierig, den strukturellen Schaden zu reparieren. Darüber hinaus sollte eine nichtlineare Berechnung zur Bewertung des Erdbebenverhaltens durchgeführt werden, indem das Stützenstegfeld ordnungsgemäß modelliert wird. Außerdem können signifikante Effekte nach Theorie zweiter Ordnung im plastischen Bereich auftreten. Aus diesem Grund ist der Autor der Ansicht, dass trotz der hohen Energiedissipation, Träger-Stützen-Anschlüsse mit nachgebendem Stützenstegfeld vermieden werden sollten.

Das Verhalten von volltragfähigen Träger-Stützen-Verbindungen wird durch das Nachgeben des Trägerendes bestimmt. Daher wird das entsprechende zyklische Verhalten durch das lokale Knicken der Platten bestimmt, aus denen der Elementquerschnitt besteht. Das lokale Knicken der Flansche und des Stegs (abhängig von ihrem Breite-zu-Dicke Verhältnis) bestimmt den unter zyklischen Belastungsbedingungen auftretenden Festigkeitsverlust. Dies ist typischerweise auch bei RBS-Verbindungen („*Reduced Beam Section*“, geschwächter Trägerabschnitt) der Fall. Abbildung 1.4 [25] zeigt die zyklische Momenten-Rotationsantwort einer RBS-Kopfplatten-

Verbindung. Die Verbindung hat dieselbe Stütze und denselben Träger wie in Abbildung 1.2, und der RBS (geschwächter Trägerabschnitt) wurde kalibriert, um nahezu den gleichen Biegewiderstand zu erhalten.

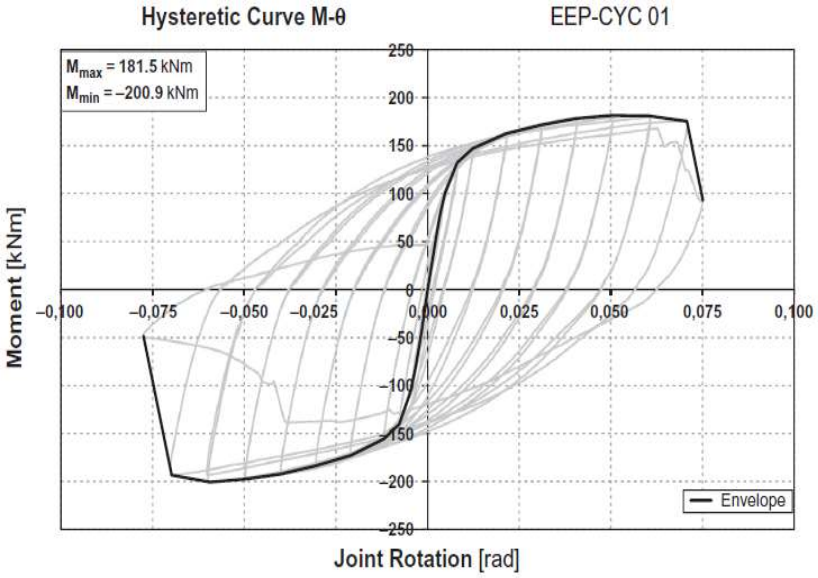


Abbildung 1.3 – Momenten-Rotationsantwort der Verbindung mit dem Stützenstegfeld in Schub als schwächste Anschlusskomponente [25]

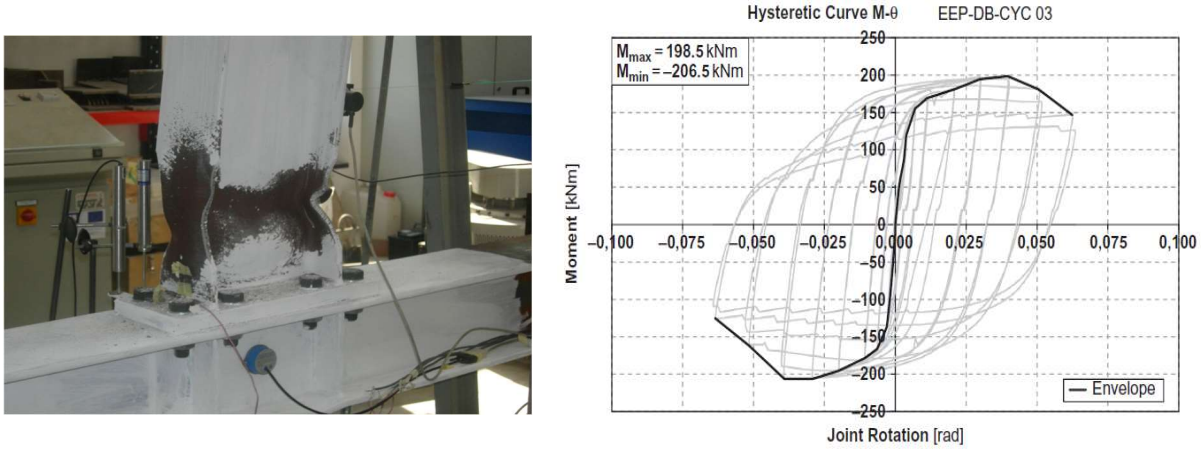


Abbildung 1.4 – Momenten-Rotationsantwort von RBS Verbindung [25]

Die reale Konfiguration des plastischen Gelenks ist offensichtlich das Ergebnis eines lokalen Knickens, das zyklisch die beiden Flansche und, aufgrund der Anforderungen an die kinematische Kompatibilität, den Steg mit einbezieht. Auch in diesem Fall liegt die plastische Rotationskapazität weit über den Werten, die normalerweise zum Überleben unter zerstörerischen Erdbeben erforderlich sind, aber auch der Hauptnachteil der traditionellen Entwurfsphilosophie ist offensichtlich. Der Preis für die Energiedissipation ist der strukturelle Schaden, der an den Trägerenden auftritt. Die plastischen Verformungen führen zu permanenten Stockwerksverschiebungen, deren Größe die Möglichkeit bestimmt, das Gebäude nach zerstörerischen Erdbeben effektiv zu reparieren.

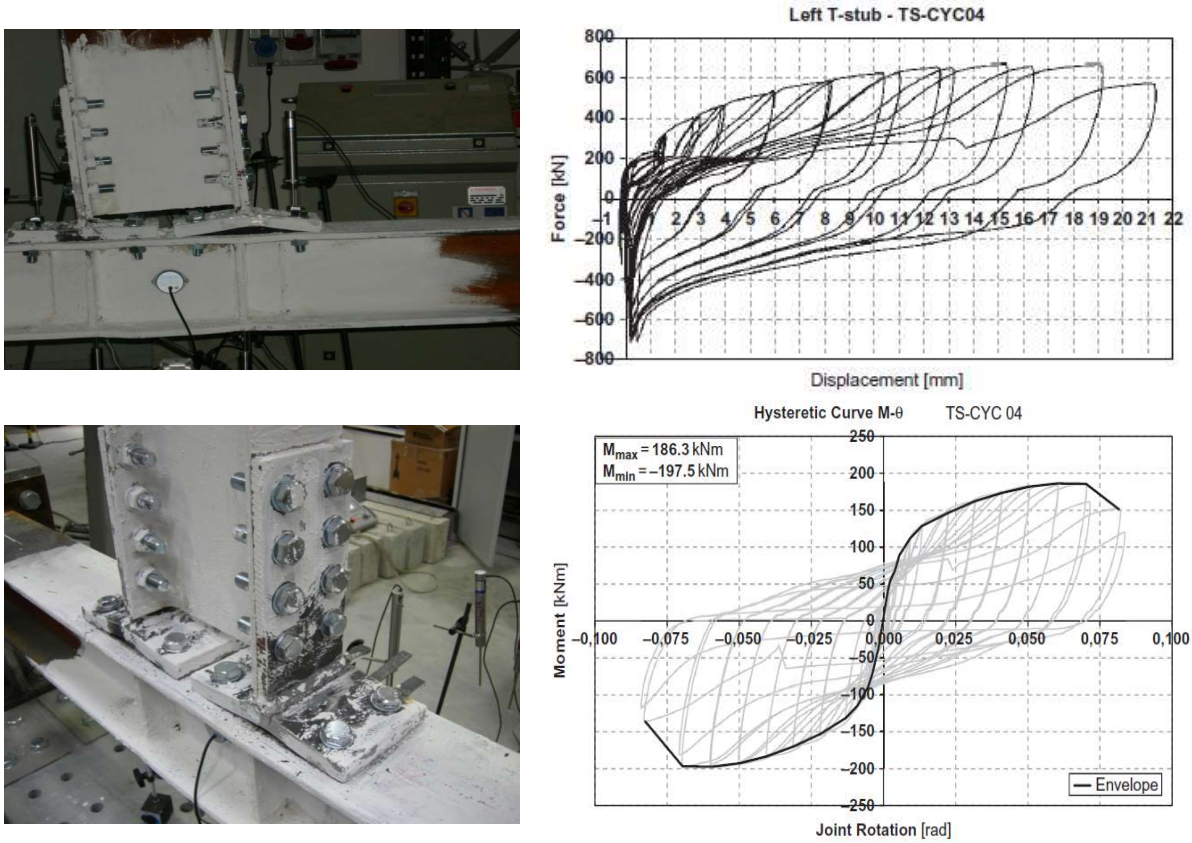


Abbildung 1.5 – Momenten-Rotationsantwort einer DST-Verbindung mit verschraubtem T-Stummel als schwächste Anschlusskomponente [25]

Abbildung 1.5 zeigt das zyklische Verhalten einer doppelten T-Stummel Verbindung [25]. Der Träger- und der Stützenquerschnitt entsprechen den in den Abbildungen 1.2 und 1.4 untersuchten Anschlüssen. Die verschraubten T-Stummel wurden als schwächste Verbindungskomponente ausgelegt und zusätzlich, um eine Verbindung zwischen Träger und Stütze mit nahezu der gleichen Biegefestigkeit der zuvor untersuchten Verbindungen zu erhalten. Daher wird auf den Einfluss der Wahl der schwächsten Anschlusskomponente hingewiesen. Die Kraft-Verschiebungs-Kurve der schwächsten Anschlusskomponente, d.h. des verschraubten T-Stummels, ist ebenfalls in Abbildung 1.5 dargestellt (für den linken T-Stummel). Wie erwartet wurde das Anschlussversagen durch den verschraubten T-Stummel bestimmt, d.h. mit der Entstehung der Fließlinien in den T-Stummel-Flansch. Insbesondere trat an der Fließlinie nahe des T-Stummel-Stegs zunächst in seinem zentralen Teil ein Riss auf, der sich fortschreitend bis zum vollständigen Bruch des T-Stummel-Flansches entwickelte. Ordnungsgemäß ausgelegt [25] können verschraubte T-Stummel eine plastische Rotationskapazität liefern, die weit über den Wert hinausgeht, der erforderlich ist, um schweren Erdbeben standzuhalten. Die Hystereseschleifen sind jedoch nicht stabil, da sie durch einen zunehmenden Einschnürungseffekt gekennzeichnet sind. Der Hauptvorteil einer solchen traditionellen Verbindungstypologie besteht darin, dass die verschraubten T-Stummel leicht ausgetauscht werden können, so dass sie als hysteretische Dämpfer angesehen werden können, die die Verbindung ausstatten. Andererseits kann die Biegeverformbarkeit der Verbindung erheblich sein, so dass sie bei der Tragwerksbemessung berücksichtigt werden muss. Infolgedessen muss die seitliche Verformbarkeit der Struktur richtig kontrolliert werden.

Ausgehend von der oben angegebenen kurzen Übersicht über die zyklische Rotationsantwort traditioneller Verbindungen zwischen Träger und Stütze können die folgenden Überlegungen zu den Vor- und Nachteilen traditioneller Verbindungen angestellt werden.

Traditionelle volltragfähige Träger-Stützen-Verbindungen weisen im Allgemeinen die folgenden Vorteile auf:

- Die dissipativen Zonen bestehen aus den Trägerenden, die in der Lage sind, ausreichende Werte der plastischen Rotationskapazität bereitzustellen, die weit über den Referenzwert von 0.035 rad hinausgehen und typischerweise für Strukturen mit hoher Duktilität erforderlich sind. Dies wird sichergestellt, indem das Breite-zu-Dicke Verhältnis der Plattenelemente, aus denen der Trägerquerschnitt besteht, begrenzt wird.
- Die Hystereseschleifen sind breit, während ihre Stabilität mit dem Festigkeitsverlust zusammenhängt, die durch die Breite-zu-Dicke Verhältnisse der Plattenelemente, aus denen der Trägerquerschnitt besteht, beeinflusst wird.

Die Hauptnachteile können wie folgt erkannt werden:

- Die dissipativen Zonen gehören zum primären Struktursystem, das infolge schwerer seismischer Ereignisse beschädigt wird und daher repariert werden muss.
- Die Reparatur der Trägerenden mit geformten Plastikgelenken ist im Vergleich zu anderen Verbindungskomponenten (wie verschraubten T-Stummeln) nicht einfach.
- Nach zerstörerischen Erdbeben bleibt die Gebäudestruktur mit permanenten Stockwerksverschiebungen. Daher ist die Rückzentrierung ein wichtiges Anliegen für die Reparaturfähigkeit.
- Direkte und indirekte Verluste treten bei schweren Erdbeben auf.

Umgekehrt können in Bezug auf traditionelle Verbindungen, die als teiltragfähige Verbindungen ausgelegt sind, die folgenden Vorteile hervorgehoben werden:

- Wenn das Fließen des Stützenstegfeldes im Schub ausgeschlossen ist, bestehen die dissipativen Komponenten typischerweise aus den Plattenelementen, die die Befestigungselemente bilden, die in vielen Fällen leicht ausgetauscht werden können (wie verschraubte T-Stummel und Winkelprofile).
- Die Träger, d.h. die zum primären Struktursystem gehörenden Elemente, bleiben im elastischen Bereich.

Andererseits treten die folgenden Nachteile auf:

- Die Tragwerksbemessung ist bei Verwendung von teiltragfähiger Verbindung sehr kompliziert, da der Tragwerksplaner in der Lage sein muss, nicht nur die Biegefestigkeit der Verbindung, sondern auch die Rotationssteifigkeit und die plastische Rotationskapazität zu berücksichtigen und zu steuern.
- Die Befestigungselemente mit plastischen Verformungen müssen repariert oder ersetzt werden.
- Nach zerstörerischen Erdbeben bleibt die Gebäudestruktur verformt. Daher ist die Rückzentrierung ein wichtiges Anliegen für die Reparaturfähigkeit.
- Direkte und indirekte Verluste treten bei schweren Erdbeben auf.

1.3 INTELLIGENTE VERBINDUNGEN

Intelligente Verbindungen sind eine Antwort auf viele der Nachteile traditioneller Verbindungen, entweder teiltragfähige oder volltragfähige Verbindungen, bei Gebäuden, die zerstörerischen Erdbeben ausgesetzt sind.

Intelligente Verbindungen können so konzipiert werden, um eines oder mehrere der folgenden Ziele zu erreichen:

- Um sicherzustellen, dass das primäre Struktursystem im elastischen Bereich bleibt (wie bei teiltragfähigen Verbindungen, bei denen die Träger unbeschädigt bleiben).
- Die seismische Eingangsenergie in speziell entwickelten Komponenten zu dissipieren, die nach zerstörerischen Erdbeben leicht ersetzt werden können.
- Um die permanenten Gesamtverformungen, d.h. die nach zerstörerischen Erdbeben auftretenden Stockwerksverschiebungen, zu verringern.

Um eines oder mehrere der oben genannten Ziele zu erreichen, können intelligente Verbindungen gemäß den folgenden Strategien entworfen werden:

- durch Ausstatten der Verbindungen mit seismischen Dämpfern, die zu verschiedenen Typologien gehören können (z.B. hysteretische Dämpfer, Blei-Extrusionsdämpfer, Dämpfer die aus knickvermeidenden Diagonalstreben bestehen, Reibungsdämpfer, Dämpfer aus Formgedächtnislegierung);
- durch Ausstattung der Verbindungen mit rückzentrierenden Einrichtungen;
- durch Ausstattung der Anschlüsse mit seismischen Dämpfern und rückzentrierende Einrichtungen;

Im Folgenden werden einige Vorschläge für intelligente Verbindungssysteme, die zu verschiedenen Typologien gehören, kurz vorgestellt.

1.3.1 *Intelligente Verbindungen mit hysteretische Dämpfern*

Ein innovatives Verbindungssystem mit Schlitzdämpfern wurde von Oh et al. [28] entwickelt, das nicht nur ein gutes Erdbebenverhalten aufweist, sondern auch nach einem schweren Erdbeben schnell repariert werden kann. Die Verbindung zwischen Träger und Stütze ist mit einem Schlitzdämpfer am unteren Flansch (Abbildung 1.6) ausgestattet, in dem sich plastische Verformungen konzentrieren. Der Mittelpunkt der Verdrehung wird mit einem verschraubten T-Stummel auf die Ebene des oberen Flansches fixiert. Die Position des Verdrehungsmittelpunktes hat das Ziel, die Beschädigung der Betonplatte zu verhindern, die sich normalerweise am oberen Flansch des Trägers befindet. Die Flies- und Maximal- Biegefestigkeit der Verbindung werden sowohl durch die Streckgrenze und die Bruchfestigkeit des Schlitzdämpfers, als auch von dem Hebelarm bestimmt.

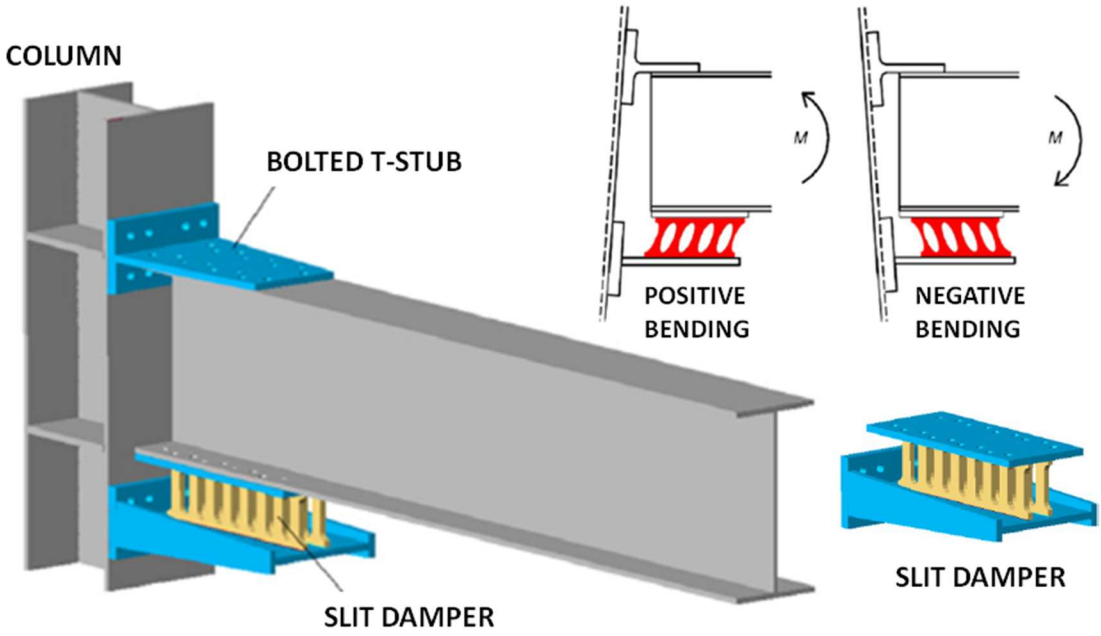


Abbildung 1.6 – Träger-Stützen-Verbindung mit Schlitzdämpfer [28]

Gemäß der in Abbildung 1.7 angegebenen Notation ist die Fließgrenze des Schlitzdämpfers gegeben durch:

$$P_y = \min\left\{ n\frac{f_y t B^2}{2H'}; n\frac{2 f_y t B}{3\sqrt{3}} \right\} \tag{1.1}$$

wobei n die Anzahl der Streben des Schlitzdämpfers ist, t ist die Dicke, B ist die Breite der Streben, H' ist die äquivalente Höhe und f_y ist die Fließspannung;

Die Maximal-Kapazität ist gegeben durch:

$$P_u = \min\left\{ n\frac{f_u t B^2}{2H'}; n\frac{2 f_u t B}{3\sqrt{3}} \right\} \quad \text{mit} \quad H' = H + 2\frac{r^2}{H_T} \tag{1.2}$$

wobei H_T die Gesamthöhe der Streben des Schlitzdämpfers ist und f_u ist die maximale Zugspannung;

Die erste Fließverschiebung des Schlitzdämpfers ist gegeben durch:

$$\delta_y = \frac{1.5 P_y H_T}{n\, E\, t B}\left[\left(\frac{H'}{B}\right)^2 + 2.6\right] \tag{1.3}$$

wobei E das Elastizitätsmodul ist;

Da das Ziel intelligenter Verbindungen darin besteht, das Fließen der verbundenen Träger zu verhindern, kann ein Entwurfskriterium leicht abgeleitet werden, indem das zweite Prinzip der Kapazitätsbemessung in Bezug auf die Verbindungskomponenten richtig angewendet wird. Nach diesem Prinzip müssen die nicht dissipativen Komponenten unter Berücksichtigung der maximalen internen Einwirkungen ausgelegt werden, die die dissipativen Komponenten (über der Fließgrenze und unter Materialverfestigung), übertragen können.

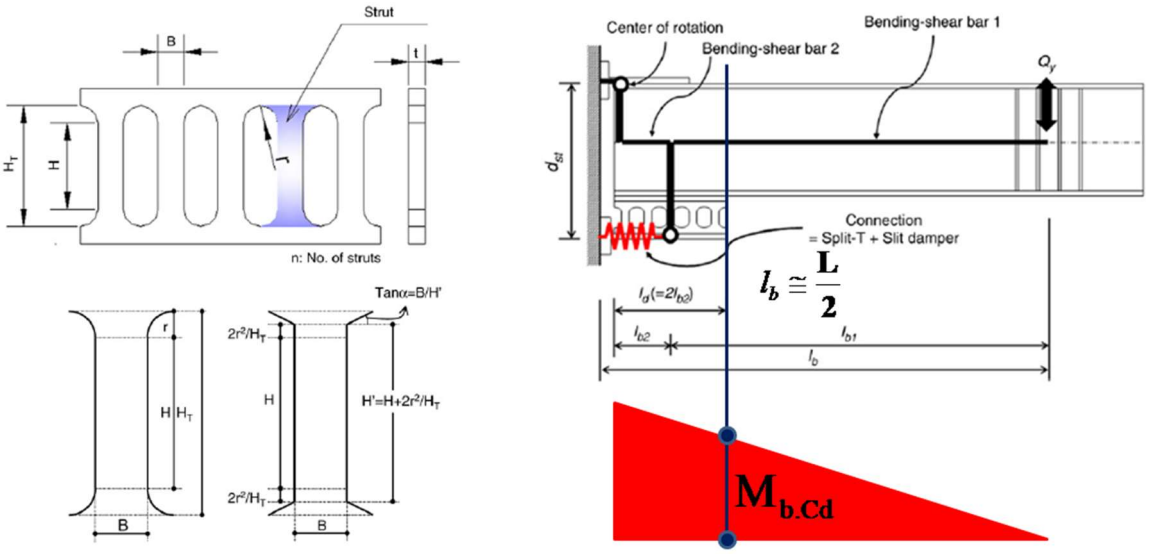


Abbildung 1.7 – Entwurfskriterium für Verbindungen mit Schlitzdämpfern

In diesem Fall besteht die dissipative Komponente aus dem Schlitzdämpfer, dessen Maximal-Kapazität durch Gl. (1.2) gegeben ist. Daher ist das Biegemoment, das der Kapazität des Schlitzdämpfers entspricht, gegeben durch (siehe Abbildung 1.7):

$$M_{b.Cd} = \frac{P_u d_{st}}{(l_{b1} + l_{b2})}(l_{b1} - l_{b2}) \tag{1.4}$$

Daher muss der Trägerabschnitt, d.h. die primäre nicht dissipative Zone dessen Fließen verhindert werden muss, die folgenden Entwurfsanforderungen erfüllen:

$$M_{b.Cd} \leq M_{b.Rd} \tag{1.5}$$

$M_{b.Rd}$ ist die bemessene Biegemomentkapazität des Trägers;

Die Bemessung des Trägerabschnittes unter Ausnutzung von Gleichungen. (1.2), (1.4) und (1.5) stellen sicher, dass ein Fließen des Trägers verhindert wird. Um sicherzustellen, dass die Energiedissipation nur im Schlitzdämpfer konzentriert ist, müssen auch alle anderen Anschlusskomponenten nach dem zweiten Prinzip der Kapazitätsbemessung ausgelegt werden. Dies bedeutet, dass der verschraubte T-Stummel am oberen Flansch so ausgelegt sein muss, dass er eine Kraft von P_u überträgt. In ähnlicher Weise müssen auch der Stützensteg unter Druck, der Stützensteg unter Zug und das Stützenstegfeld unter Schub – unter Berücksichtigung der maximalen Kraft P_u überprüft werden, die der Schlitzdämpfer übertragen kann.

Durch die Verwendung eines hysteretischen Dämpfers, der speziell für eine ausreichende Verschiebungskapazität und Energiedissipation ausgelegt ist, können die mit Schlitzdämpfern ausgestatteten Verbindungen stabile Hystereseschleifen gewährleisten (Abbildung 1.8), mit einer plastischen Rotationskapazität die über den in der Normbestimmungen geforderten Wert hinausgeht, und können das Fließen des angeschlossenen Trägers verhindern. Daher könnte nach einem zerstörerischen Erdbeben nur der Austausch des Schlitzdämpfers erforderlich sein.

Testergebnisse [28] ergaben, dass ordnungsgemäß ausgelegte Verbindungen mit Schlitzdämpfern ein ausgezeichnetes hysteretisches Verhalten zeigten. Darüber hinaus konzentrierten sich die Energiedissipation und die plastische Verformung in diesem System nur

auf die Schlitzdämpfer, während das unelastische Verhalten von Trägern und Stützen durch eine geeignete Kapazitätsbemessung verhindert wird.

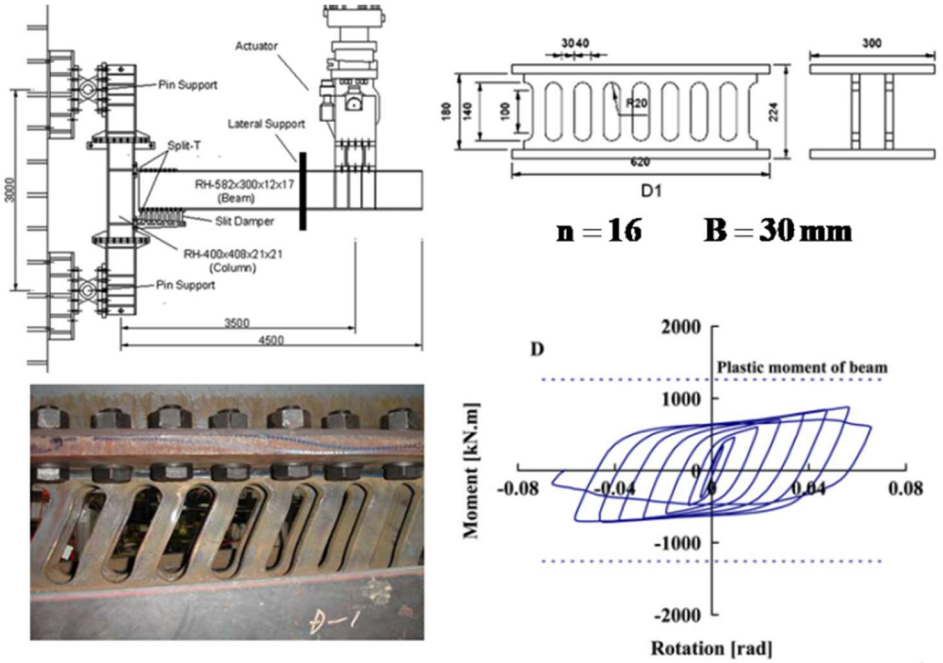


Abbildung 1.8 – Experimentelle Versuchsergebnisse an Verbindungen mit Schlitzdämpfern

1.3.2 *Intelligente Verbindungen mit knickvermeidenden Diagonalstreben (BRB)*

Es ist bekannt, dass knickvermeidende Diagonalstreben (BRB) aus einem zentralen Kern bestehen, der auf Zug/Druck beansprucht wird und die dissipative Komponente darstellt. Das Knicken des Kerns bei Kompression wird durch Verwendung eines ordnungsgemäß gestalteten Außengehäuses verhindert. Daher können BRBs als eine bestimmte Art von hysteretischen Dämpfern angesehen werden, die typischerweise als Aussteifungselemente in durch konzentrische Verbände ausgesteifter Rahmen verwendet werden. Sobald sie jedoch als Typologie hysteretischer Dämpfer erkannt werden, ist es offensichtlich, dass ihre Verwendung auf viele strukturelle Konfigurationen ausgedehnt werden kann. Insbesondere die Verwendung von BRBs zur Ausstattung von Träger-Stützen-Verbindungen mit hysteretischen Dämpfern wurde in [29] (Abbildung 1.9) vorgeschlagen, wo zwei Konfigurationen untersucht wurden.

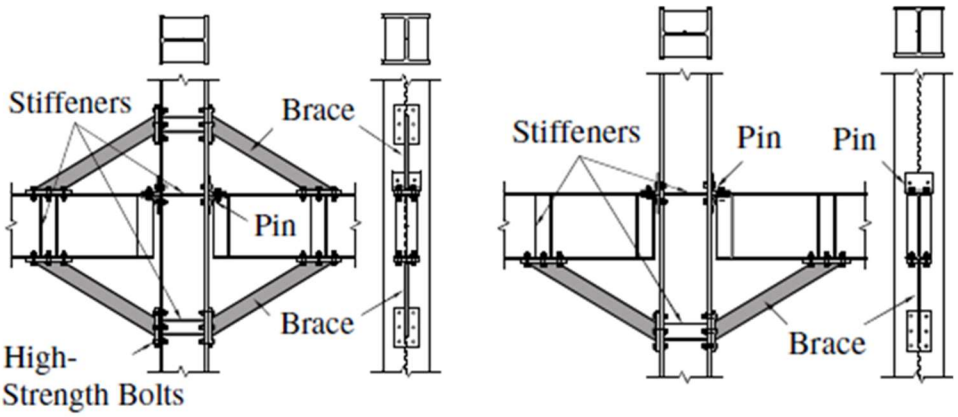


Abbildung 1.9 – Träger-Stützen-Verbindungen mit knickvermeidenden Diagonalstreben (BRB) [29]

Die erste Konfiguration entspricht der Verwendung von knickvermeidenden Diagonalstreben (BRBs), die sowohl den oberen Flansch als auch den unteren Flansch verbinden. In der zweiten Konfiguration werden BRBs nur mit dem unteren Flansch verbunden. In beiden Fällen wird der obere Flansch auch mit einem verschraubten T-Stummel mit der Stütze verbunden, der praktisch die Position des Drehzentrums festlegt.

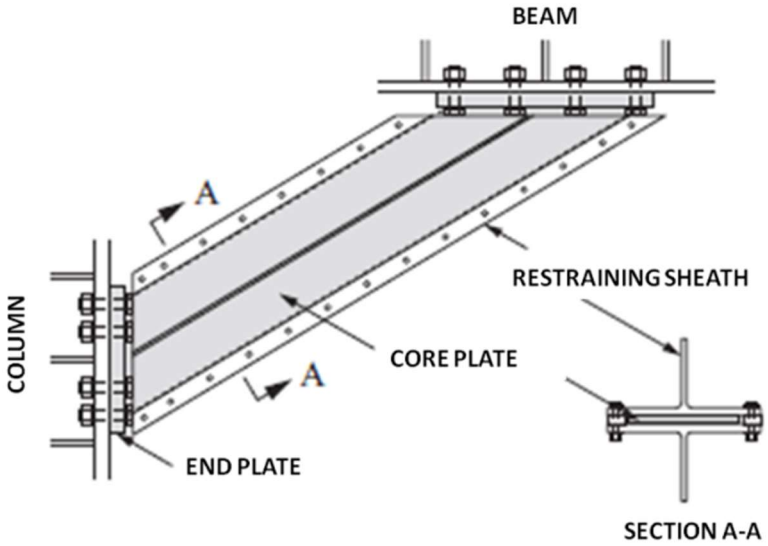


Abbildung 1.10 – Strukturelles Detail des Stahl-BRB, verwendet als hysteretischer Dämpfer [29]

Der hysteretische Dämpfer besteht aus einer Kernplatte, deren Knicken bei Druckbeanspruchung durch ein äußeres Gehäuse verhindert wird, das aus zwei verschraubten T-Elementen besteht. Daher ist der Dämpfer ein BRB aus Stahl (Abbildung 1.10).

Das Hauptziel intelligenter Verbindungen ist die Verhinderung des Fließens in den Träger (d.h. auftreten von plastischen Verformungen), und Konzentration der Energiedissipation in den seismischen Dämpfern. Daher muss auch in diesem Fall der Entwurf des strukturellen Details auf den Prinzipien der Kapazitätsbemessung auf Komponentenebene basieren. Ausgehend von der Streckgrenze der Kernplatte $N = N_y$, kann die Träger-Schubwirkung $Q_b = Q_{bp}$, die zu dem Fließen führt, leicht bewertet werden (Abbildung 1.11). Als Beispiel, in Bezug auf die Konfiguration mit BRBs, die sowohl den oberen als auch den unteren Flansch verbinden, liefert die vertikale Gleichgewichtsgleichung:

$$V = Q_{bp} - 2N_y \sin\alpha \tag{1.6}$$

Die horizontale Gleichgewichtsgleichung liefert $H = 0$, und schließlich ergibt das Rotationsgleichgewicht um das Rotationszentrum B:

$$Q_{bp} = \frac{2N_y \cos\alpha}{2l_b - d_c}\left[d_b + tg\alpha\left(2\xi l_b - d_c\right)\right] \tag{1.7}$$

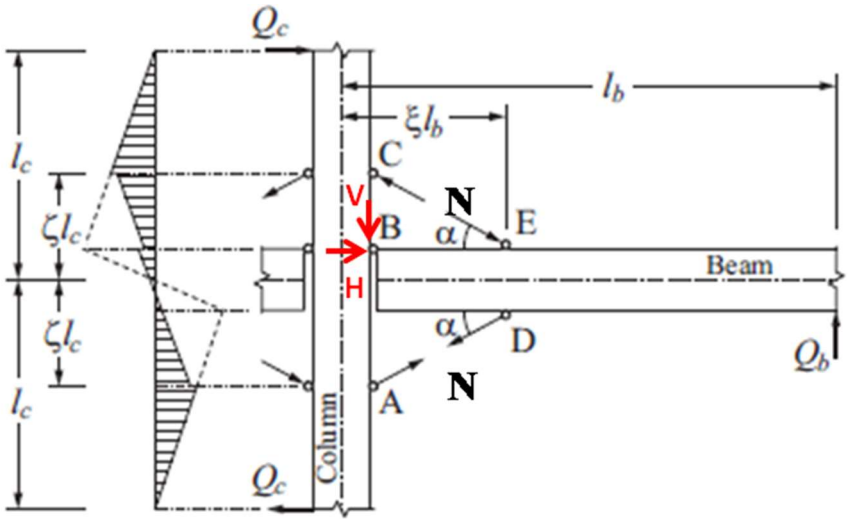


Abbildung 1.11 – Kraftverteilung in Träger-Stützen-Verbindungen, die mit oberen und unteren BRBs ausgestattet sind [29]

Daher unter Berücksichtigung von:

$$\mathrm{tg}\alpha = \frac{\zeta l_c - \frac{d_b}{2}}{\xi l_b - \frac{d_c}{2}} \tag{1.8}$$

die dem Fließen der BRB-Kernplatte entsprechende Trägerschubwirkung ist gegeben durch:

$$Q_{bp} = \frac{4\zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos\alpha \tag{1.9}$$

Das maximale Biegemoment, das im Träger auftritt, wenn der BRB gestreckt wird, entwickelt sich im Abschnitt ED. Nach dem zweiten Prinzip der Kapazitätsbemessung ist es gegeben durch:

$$M_{b.Cd} = Q_{bp}(1-\xi)l_b = \frac{4\zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos\alpha (1-\xi) l_b \tag{1.10}$$

Um das Fließen des Trägers zu verhindern, muss die folgende Bedingung erfüllt sein:

$$M_{b.Cd} \le M_{b.Rd} = \frac{Z_b f_y}{\gamma_{M0}} \tag{1.11}$$

Durch die Kombination von Gl. (1.11) und Gl. (1.10) lässt sich daher leicht eine Beziehung zur Bemessung der Kernplatte des BRB unter Berücksichtigung der Trägerquerschnitte ableiten:

$$A_{core} \le \frac{1}{f_y} \frac{M_{b.Rd}\left(1 - \frac{d_c}{2l_b}\right)}{2\zeta l_c (1-\xi)\cos\alpha} \tag{1.12}$$

Sobald die Kernplatte des BRBs so ausgelegt ist, dass ein Fließen des Trägers verhindert wird, müssen alle anderen Verbindungskomponenten unter Berücksichtigung der maximalen Kräfte, die beim Fließen der Kernplatte übertragen werden, d.h. beim Auftreten von $N = N_y$, dimensioniert werden.

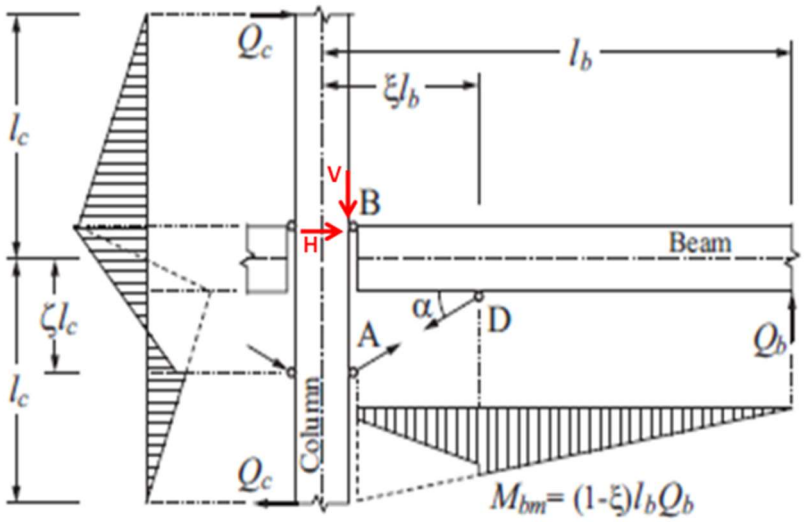


Abbildung 1.12 – Kraftverteilung in Träger-Stützen-Verbindungen, ausgestattet mit unteren BRBs [29]

Wendet man dasselbe Verfahren auf den Fall von Träger-Stützen-Verbindungen an, die nur am unteren Flansch mit BRB ausgestattet sind (Abbildung 1.12), erhält man die folgende Beziehung für den Entwurf der Kernplatte:

$$A_{core} \leq \frac{1}{f_y} \frac{M_{b.Rd}\left(1-\frac{d_c}{2l_b}\right)}{\zeta l_c (1-\xi)\left(1+\frac{d_b}{2\zeta l_c}\right)\cos\alpha} \tag{1.13}$$

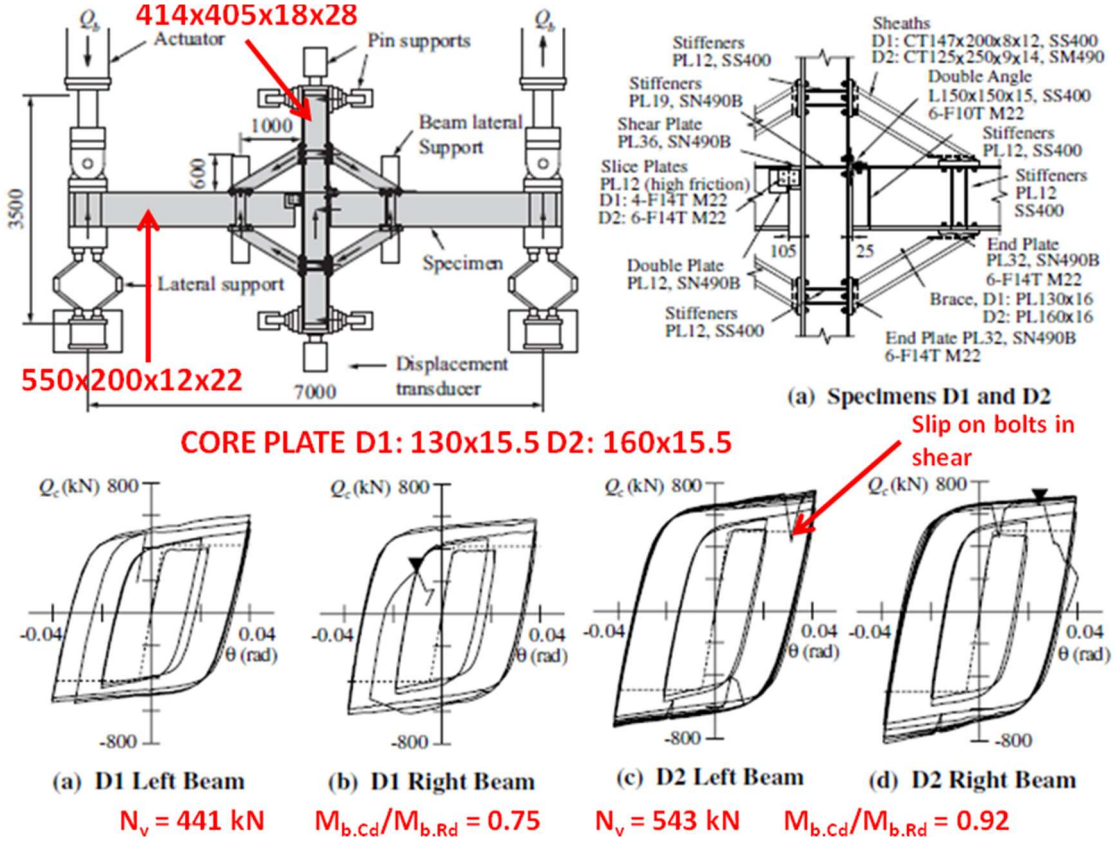


Abbildung 1.13 – Momenten-Rotationsantwort von Anschlüssen ausgestattet mit BRBs [29]

Versuchsergebnisse [29] zeigten, dass richtig ausgelegte Verbindungen mit knickvermeidenden Diagonalstreben, die als hysteretische Dämpfer eingesetzt werden, ein hervorragendes hysteretisches Verhalten zeigen (Abbildung 1.13). Die Energiedissipation und die plastische Verformung konzentrierten sich nur in den BRBs, während das inelastische Verhalten von Trägern und Stützen durch eine entsprechende Tragfähigkeitsauslegung verhindert wird.

1.3.3 *Intelligente Verbindungen mit Reibungsdämpfern*

Obwohl Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern erstmals 1995 von Popov und Yang [30] vorgeschlagen wurden, haben die Forschungsaktivitäten zu dieser innovativen Verbindungstypologie erst in der letzten Zeit einen Aufschwung erfahren, hauptsächlich in Neuseeland [31-35], wo auch die ersten Anwendungen an realen Gebäuden in den "Te Puni Village Buildings" [36] erfolgten, und in Italien [9,10,37-39].

Die derzeit vorgeschlagenen Reibungsdämpfer für die Ausrüstung von Träger-Stützen-Verbindungen lassen sich in zwei Kategorien einteilen: (1) Dämpfer, die auf symmetrischen Reibungsverbindungen (SFC) basieren, und (2) Dämpfer, die auf asymmetrischen Reibungsverbindungen (AFC) basieren.

Die symmetrischen Reibungsverbindungen bestehen typischerweise aus zwei Außenblechen, die mit normalen Löchern an ein Innenblech mit Langlöchern in Richtung der einwirkenden Kraft geschraubt sind. Außerdem befinden sich zwischen den Außenblechen und dem Innenblech Reibbeläge (Abbildung 1.14). Die Reibbeläge können aus einer Platte aus einem speziell ausgewählten Material, oder aus entsprechend beschichteten Stahlplatten bestehen. In beiden Fällen muss entweder das Material der Reibbeläge oder die Beschichtung der Stahlplatten genau ausgewählt werden, um adäquate Werte des Reibungskoeffizienten zu erhalten und den Verlust der Schraubenvorspannung aufgrund des Verschleißes der Kontaktflächen zu reduzieren, um die Stabilität der Hystereseschleifen zu gewährleisten [40,42]. Die normalen Unterlegscheiben werden oft durch Tellerfedern ersetzt, um die Schrauben-Vorspannungsverluste zu reduzieren.

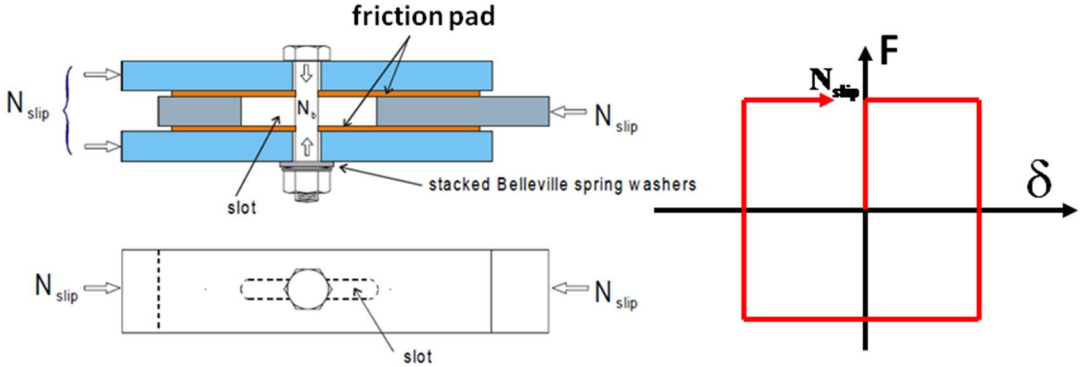


Abbildung 1.14 – Konzeption und ideales Kraft-Verschiebungs-Verhalten einer symmetrischen Reibungsverbindung

Das theoretische Kraft-Weg-Verhalten einer symmetrischen Reibungsverbindungen entspricht dem idealen „*starr - perfekt plastischen*“ Modell, wobei das Plateau tatsächlich auf den Gleitwiderstand der Verbindung zurückzuführen ist, der sich wie folgt berechnen lässt:

$$N_{slip} = n_b n_s \mu N_b \quad (1.14)$$

wobei n_b ist die Anzahl der Schrauben, n_s ist die Anzahl der Kontaktflächen, μ ist der Reibungskoeffizient, und N_b ist die Schraubenvorspannung;

Auch die asymmetrischen Reibungsverbindungen (Abbildung 1.15) bestehen aus zwei Außenblechen, die mit normalen Löchern an ein Innenblech mit Langlöchern in Richtung der einwirkenden Kraft geschraubt sind, aber die Kraft wird nur durch ein Außenblech auf das Gerät übertragen. Die zweite Außenplatte, die sogenannte Kappenplatte, wird nicht durch äußere Kräfte belastet. Außerdem befinden sich zwischen den Außenplatten und der Innenplatte zwei Ausgleichscheiben oder Reibbeläge.

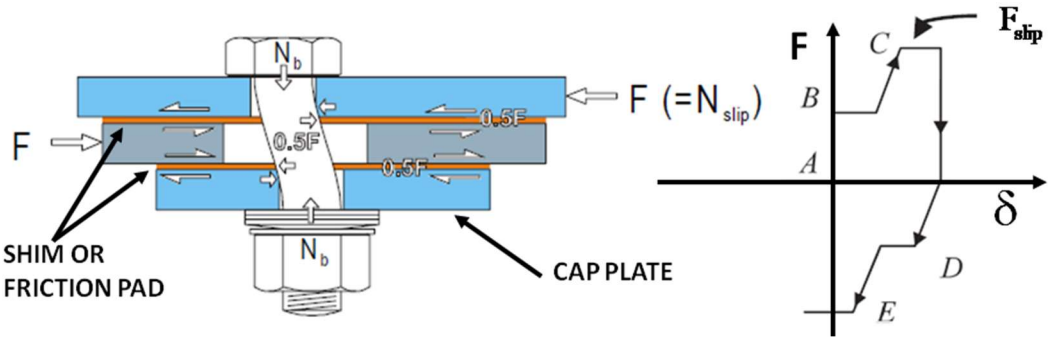


Abbildung 1.15 – Konzeption und ideales Kraft-Verschiebungs-Verhalten einer asymmetrischen Reibungsverbindung

In der AFC gibt es zwei Gleitflächen: (1) die Grenzfläche zwischen der oberen Ausgleichsscheibe und der Außenplatte, die die einwirkende Kraft überträgt, und (2) die Grenzfläche zwischen der unteren Ausgleichsscheibe und der Innenplatte. Das idealisierte Kraft-Weg-Verhalten von AFCs ist durch zwei Gleitwiderstandsstufen gekennzeichnet. Da der Erdbebenbedarf den Reibungswiderstand der AFC überschreitet, kommt es zunächst zu einem Gleiten an der ersten Schnittstelle bei einem Gleitwiderstandsniveau, das dem Punkt B entspricht. Ein weiterer Anstieg der seismischen Beanspruchung zwingt die zweite Grenzfläche (Schnittstelle) zum Abrutschen, was durch die Gleitwiderstandstufe C dargestellt wird. In diesem Stadium befindet sich die Schraube in einer doppelten Biegung mit der in Abbildung 1.16 dargestellten Biegemomentverteilung. Bei Lastumkehr kommt es zum Gleiten an der ersten Grenzfläche (D), gefolgt von der zweiten Grenzfläche (E).

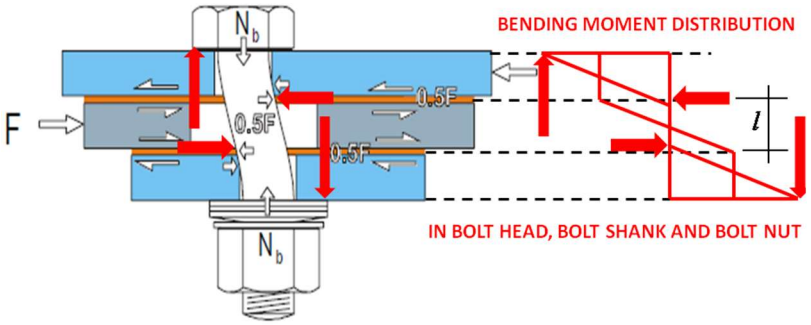


Abbildung 1.16 – Verhalten des Schraubenschafts bei doppelter Krümmung

Das maximale Biegemoment im Schraubenschaft ist gegeben durch:

$$M = \frac{Vl}{2} = \frac{\mu N l}{2} \tag{1.15}$$

Die Bemessungsbiegefestigkeit des Schraubenschaftes, reduziert um die gleichzeitige Zugkraft *N* aufgrund der Schraubenvorspannung, ist gegeben durch:

$$M_{bolt.Rd} = Z_b\left(1-\frac{N}{N_{b.Rd}}\right)f_{ub} \cong 0.1655 d_b^3\left(1-\frac{N}{0.56 d_b^2 f_{ub}}\right)f_{ub} \tag{1.16}$$

Die Bemessungsschubfestigkeit des Schraubenschaftes ist gegeben durch:

$$V_{bolt.Rd} \cong 0.62 f_{ub}\, 0.56 d_b^2 \tag{1.17}$$

Da die Schraube gleichzeitig auf Biegemoment und Schub beansprucht wird, wird die M-V-Wechselwirkung über den folgenden Bereich berücksichtigt:

$$\frac{M}{M_{bolt.Rd}} + \frac{V}{V_{bolt.Rd}} = 1 \tag{1.18}$$

Unter Berücksichtigung von $V = \mu N$, Gleichungen (1.15-1.18) und das Lösen in Bezug auf *N*, wird der Gleitwiderstand aufgrund einer einzelnen Schraube bewertet als:

$$F_{slip} = 2\mu N \tag{1.19}$$

Es ist sinnvoll, darauf hinzuweisen, dass der Hauptnachteil von AFCs im Vergleich zu SFCs auf die M-N-V-Wechselwirkung im Schraubenschaft zurückzuführen ist, die bei gegebenem Reibungskoeffizienten und Schraubendurchmesser zu einer Reduzierung der durch Reibung übertragenen Kraft führt. In der Tat ist der Wert von *N*, der dem Zustand des Schraubenfließens entspricht, kleiner als N_b, so dass AFCs im Vergleich zu SFCs eine geringere Kraft übertragen können. Andererseits behaupten die Autoren von AFCs, dass aufgrund der Form der Hystereseschleifen ein gewisser Rückzentrierungseffekt auftritt.

Träger-Stützen-Verbindungen, die mit asymmetrischen Reibungsdämpfern ausgestattet sind, werden auch als Gleitscharnierverbindungen bezeichnet (Abbildung 1.17) [31-35]. Das Trägerende wird so platziert, dass ein "Trägerabstand" von der Stützenfläche verbleibt. Der obere Flansch des Trägers ist mit dem Flansch der Stütze über eine Deckplatte verbunden, die an der Stütze angeschweißt und mit dem Träger verschraubt ist. Das Ende der Deckplatte, das mit der Stütze verschweißt ist, legt die Position des Rotationsmittelpunkts fest. Die Position des Rotationsmittelpunkts ist darauf ausgerichtet, die Beschädigung der Betonplatte zu minimieren. Die Schubkraft im Träger wird von den oberen Stegschrauben aufgenommen. In der unteren Flanschplatte und in den unteren Löchern des Trägerstegs sind horizontale Langlöcher vorgesehen, um erhebliche Rotationen des Trägerendes relativ zur Stützenfläche zu ermöglichen. Zwischen dem Ende des Trägerunterflansches und der Stützenfläche ist ein Spalt vorgesehen. Dieser Spalt muss groß genug sein, um den bei schweren seismischen Ereignissen zu erwartenden Rotationsbedarf aufnehmen zu können. Unterhalb der unteren Flanschplatte befindet sich die untere Flanschkappenplatte. Sie ist eine freibewegliche Platte, da sie außer durch die Schrauben keine physikalische Verbindung mit dem Rest der Verbindung hat. Eine Stegkappenplatte wird ebenfalls auf der Außenseite der Stegplatte angebracht. Auf allen Flächen, auf denen möglicherweise ein Gleiten auftreten kann, werden Unterlegscheiben angebracht. Diese Unterlegscheiben können aus Stahl, Messing oder anderen Materialien gefertigt sein.

Diese haben Löcher in Standardgröße, so dass das Gleiten auf der Seite der Unterlegscheibe stattfindet, die mit der unteren Flanschplatte oder dem Stegblech in Kontakt ist.

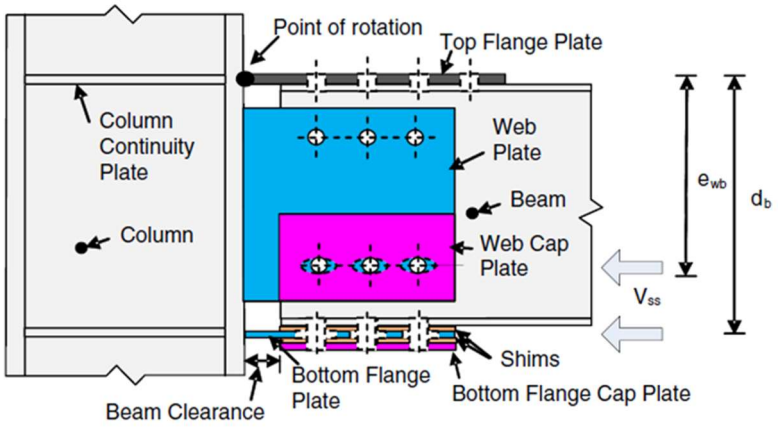
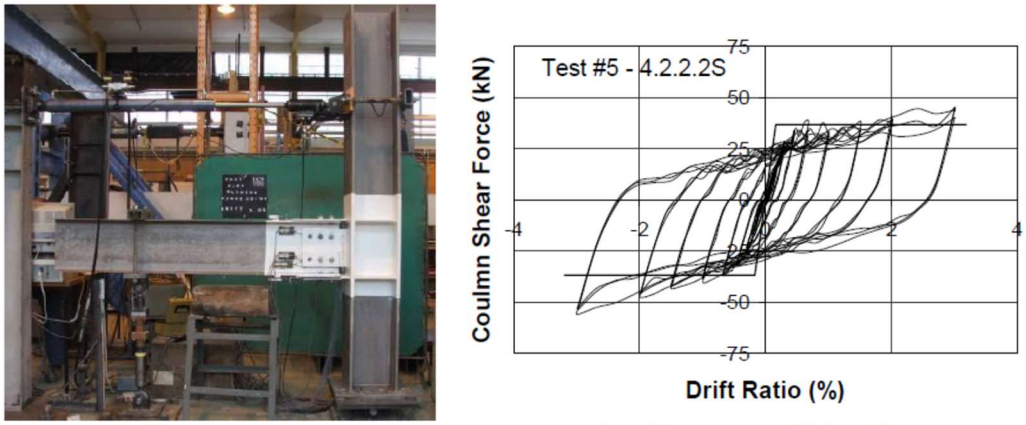


Abbildung 1.17 – Gleitscharnier-Anschluss mit asymmetrischen Reibverbindungen [36,43]

Das zyklische Verhalten von Gleitscharnier-Anschlüssen, die mit asymmetrischen Reibverbindungen ausgestattet sind, ist in Abbildung 1.18 dargestellt. Es kann darauf hingewiesen werden, dass die Form der hysteretischen Schleife nicht die einer traditionellen Reibungseinrichtung (d.h. rechteckig) ist, sondern wie eine ausgeschmierte Version.

Diese Verbindungstypologie wird von den Autoren als Verbindung mit geringem Schaden bezeichnet, da sich das Fließen auf die Entwicklung einer Fließlinie in der oberen und unteren Flanschplatte, aufgrund der aus der Verbindungsrotation resultierenden Biegung dieser Platten, sowie auf das Fließen der Schrauben aufgrund der typischerweise in AFCs auftretenden M-N-V-Wechselwirkung bezieht. Das bedeutet, dass nach einem schweren Erdbeben die Schrauben ersetzt werden müssen.



(a) Test Frame (b) Hysteretic Behaviour

Abbildung 1.18 – Zyklisches Verhalten von Gleitscharnier-Anschlüssen mit asymmetrischen Reibverbindungen [43]

An der Universität Salerno wurden im Rahmen des europäischen RFCS-Forschungsprojekts FREEDAM [44] umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Träger-Stützen-Verbindungen mit symmetrischen Reibverbindungen (SFC) durchgeführt. Die Verbindung ist so konzipiert, dass sie die Verwendung eines komplett vorgefertigten und vor Ort montierten Reibungsdämpfers ermöglicht, um eine maximale Kontrolle des Anziehens der Schrauben zu

gewährleisten, und als Folge davon das Niveau der Schraubenvorspannung, das die Rutschfestigkeit des Reibungsdämpfers bestimmt. Deshalb wird der vorgefertigte und vormontierte Reibungsdämpfer auf der Baustelle schrittweise mit dem Stützen- und Trägerflansch verschraubt. Außerdem führt der vorgefertigte Reibungsdämpfer zu einer Vergrößerung des Hebelarms und damit zu einer Erhöhung des Biegemoments entsprechend dem Schlupf (Abbildung 1.19). Das Versuchsprogramm, das zur Entwicklung des Reibungsdämpfers geführt hat, wird in Kapitel 2 vorgestellt, während die Untersuchung der Träger-Stützen-Anschlüsse in Kapitel 3 dargestellt wird.

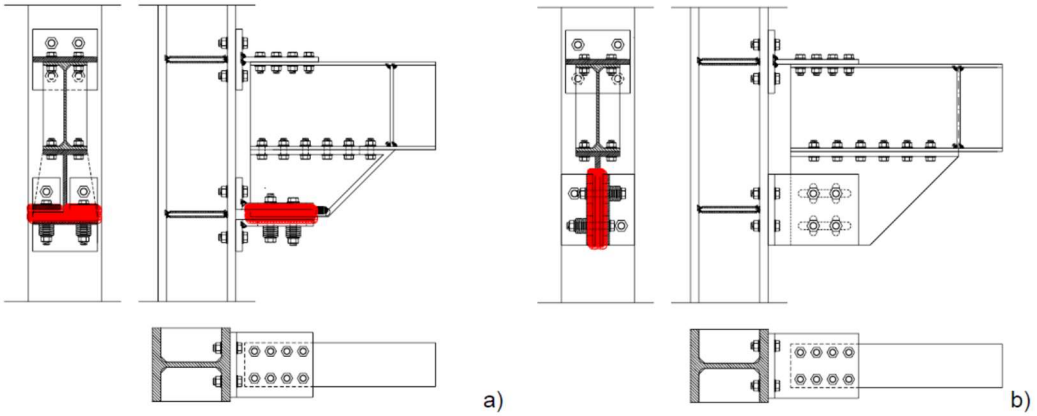


Abbildung 1.19 – a) Konfiguration mit horizontalem Dämpfer; b) Konfiguration mit vertikalem Dämpfer

Es wurden acht externe Träger-Stützen-Verbindungen getestet. Das Hauptziel der Untersuchungen war zum einen die Validierung des im Rahmen des Projektes entwickelten Bemessungsverfahrens und zum anderen die Bewertung des vorgeschlagenen Systems in Bezug auf die Energiedissipation und die Vermeidung von Verbindungsschäden.

Bei den Versuchen wurden acht Träger-Stützen-Verbindungen untersucht, wobei zwei verschiedene Trägergrößen (IPE-270 und IPE-450) und zwei verschiedene Konfigurationen des Reibungsdämpfers (horizontal und vertikal), mit dem die Verbindungen ausgestattet sind, wurden berücksichtigt (Abbildung 1.19). Für jede Dämpferkonfiguration wurde der Test zweimal durchgeführt, einmal mit Tellerfedern und ein weiteres Mal mit einfachen Unterlegscheiben für die Schraubverbindungen [44,45].

Bei der Bemessung der Probekörper wurden für alle Verbindungskomponenten, mit Ausnahme des Reibbelags, die bereits im Eurocode 3 Teil 1-8 vorgeschlagenen Modelle verwendet, und für die neue Komponente, d.h. den Reibungsdämpfer, wurden die Ergebnisse aus den experimentellen Versuchen, die speziell dem Reibungsdämpfer gewidmet sind, verwendet. Das Bemessungsverfahren für Träger-Stützen-Verbindungen, die mit FREEDAM-Dämpfern ausgerüstet sind, wird im Kapitel 7 des Teils II ("Bemessungshandbuch") vorgestellt.

Als Beispiel ist in Abbildung 1.20 die experimentelle Untersuchung einer Träger-Stützen-Verbindung mit dem Reibungsdämpfer in der horizontalen Konfiguration dargestellt. Das zyklische Verhalten der Verbindung wird ebenfalls dargestellt und zeigt den Zusammenhang zwischen dem Biegemoment, bewertet am Stützenflansch, und der Verbindungsdrehung. Die Form der Hystereseschleifen ist auf die Biegung des Stegs des festen T-Stummels und auf die Biegung der Winkel aufgrund der Verbindungsdrehung zurückzuführen, wodurch eine andere Druckverteilung auf die Reibbeläge entsteht (d.h. das Cockpit-Effekt) als bei einfachen

Axialversuchen, die typischerweise für die experimentelle Untersuchung des Reibungsdämpfers allein durchgeführt werden.

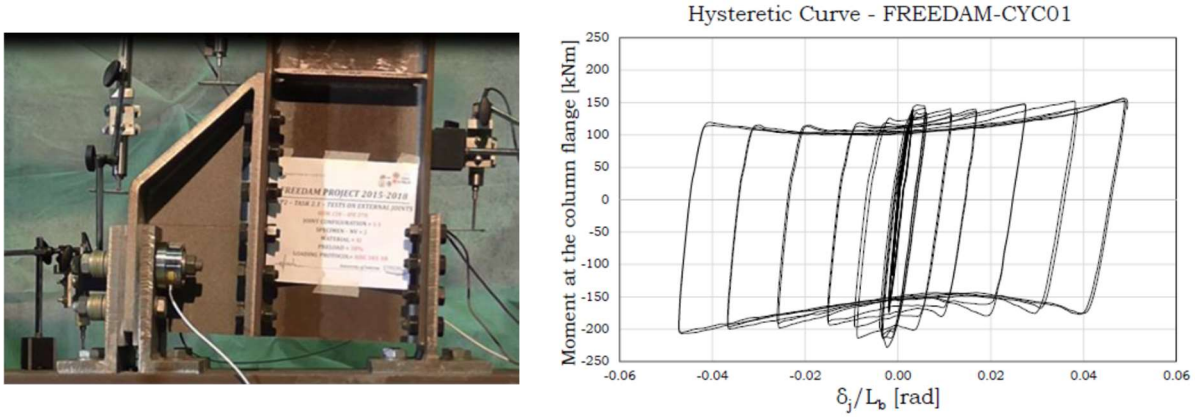


Abbildung 1.20 – Experimentelle Untersuchung einer Verbindung mit Reibungsdämpfer in horizontaler Konfiguration

Geringfügige Nachgiebigkeiten beschränken sich auf den Steg des festen T-Stummels und auf die Stege der Winkel aufgrund ihrer Biegung durch den Cockpit-Effekt. Die Anschlüsse können durch einfache Auslegung des Langlochhubs der Reibungsdämpfer jeden gewünschten Wert der Rotation aufnehmen.

Die Träger-Stützen-Verbindung, die mit dem Reibungsdämpfer in der vertikalen Konfiguration ausgestattet ist, wurde konzipiert, um den Cockpit-Effekt zu vermeiden und infolgedessen die Form der Hystereseschleifen zu verbessern. Auch in diesem Fall ist der Reibungsdämpfer so konzipiert, dass er komplett vorgefertigt und auf der Baustelle zusammengebaut und nacheinander mit dem Stützenflansch und dem Trägerflansch verschraubt wird.

Als Beispiel ist in Abbildung 1.21 die Untersuchung einer Träger-Stützen-Verbindung mit dem Reibungsdämpfer in der vertikalen Konfiguration dargestellt. Das zyklische Verhalten der Verbindung wird ebenfalls dargestellt und zeigt den Zusammenhang zwischen dem Biegemoment, bewertet am Stützenflansch, und der Verbindungsdrehung. Die Form der Hystereseschleifen ist sehr nahe an der idealen Rechteckform. Auch die Stabilität der Schleifen ist hervorragend, mit nur geringer Verschlechterung des Schlupfwiderstandes durch den Verschleiß der Kontaktflächen der Reibbeläge. Dies ist auf das speziell für die Reibbeläge entwickelte Beschichtungsverfahren zurückzuführen [44].

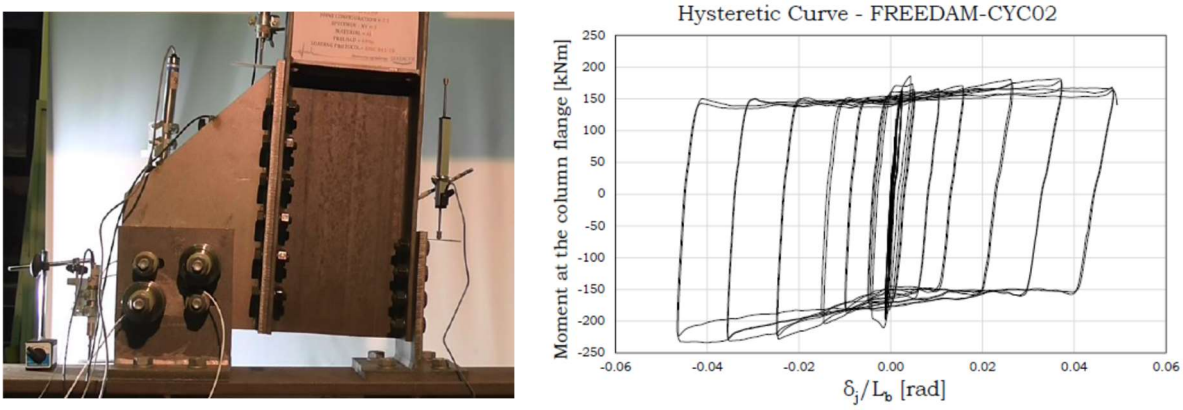


Abbildung 1.21 – Experimentelle Untersuchung einer Verbindung mit Reibungsdämpfer in vertikaler Konfiguration

Außerdem beschränkt sich in diesem Fall das geringfügige Fließen auf den Steg des festen T-Stummels, der der Biegung durch die Rotation der Verbindung unterworfen ist und zur Lokalisierung des Rotationsmittelpunkts dient. Der Verdrehungsmittelpunkt befindet sich offensichtlich am oberen Flansch, der die Betonplatte auflagert. Eine solche Wahl des Rotationsmittelpunkts soll die Beschädigung der Betonplatte in Baukonstruktionen verhindern.

1.4 SELBSTZENTRIERENDE VERBINDUNGEN

Selbstzentrierende dissipative Verbindungen (SC-DC) für biegesteife Rahmen wurden in der letzten Zeit ebenfalls vorgeschlagen [46-54]. Sie bestehen aus einem Rückzentrierungssystem, das auf nachgespannte (PT) Litzen basiert und mit einer dissipativen Verbindung kombiniert ist. Obwohl die von verschiedenen Forschern vorgeschlagenen SC-DCs mit hysteretischen Dämpfern oder Reibungsdämpfern ausgestattet sind, kann die dissipative Verbindung in SC-DCs prinzipiell mit jeder Typologie von passiven seismischen Dämpfern ausgestattet werden.

Als Beispiel ist in Abbildung 1.22 eine selbstzentrierende und dissipative Verbindung mit passiven Reibungsdämpfern dargestellt. Das selbstzentrierende System besteht typischerweise aus PT-Litzen, die parallel zu den Trägern über mehrere Spannweiten durch die Stützen laufen. Solche Litzen werden außerhalb des Anschlussbereichs verankert, wie in Abbildung 1.23 dargestellt. Die hochfesten Stahllitzen werden nach dem Einbau der Reibeinrichtungen nachgespannt. Die Trägerflanschen werden aufgrund der anfänglichen Vorspannkraft, die auf die Litzen wirkt, gegen die Stützenflansche gedrückt. Um ein vorzeitiges Nachgeben oder Ausknicken der Trägerflansche aufgrund von übermäßiger Kompression unter der kombinierten Wirkung von Axialkraft (aufgrund von Vorspannung) und Biegung zu verhindern, werden Verstärkungsplatten benötigt. Solche Verstärkungsplatten werden typischerweise an den Außenflächen der Trägerflansche angeschweißt. Zwischen den Stützenflanschen und den Trägerflanschen werden Ausgleichsbleche angebracht, so dass nur die Trägerflansche und die Verstärkungsbleche in Kontakt mit der Stütze sind. Dies ermöglicht einen guten Kontakt zwischen den Trägerflanschen und der Stützenflächen, und schützt gleichzeitig den Trägersteg vor dem Fließen unter Belastung.

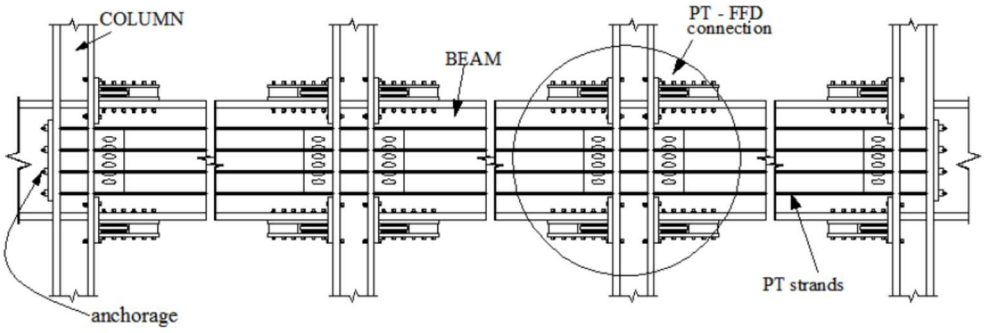


Abbildung 1.22 – Rückzentrierende Anschlüsse mit Reibungsdämpfern [48,54]

Die Reibeinrichtungen befinden sich an den Trägerflanschen und bestehen aus einer Innenplatte (Reibplatte), die zwischen zwei Messing-Unterlegplatten liegt, die die Reibbeläge bilden. Die Reibbeläge stehen in Kontakt mit einer solchen Innenplatte und entweder der Trägerflansch-Verstärkungsplatte oder einer Außenplatte. Alle Platten sind mit den Trägerflanschen

verschraubt. An der Innenplatte sind Langlöcher gebohrt, um den Hub des Reibungsdämpfers beim Öffnen und Schließen der Verbindungsspalte aufnehmen zu können. Reibung entsteht, wenn die Trägerflansche und die äußere Platte gegen die innere Platte gleiten, wenn sich der Träger um den Rotationspunkt dreht, der sich in der mittleren Dicke der Verstärkungsplatten befindet. Zur Übertragung der Scherkräfte wird eine Scherlasche mit Langlöchern an den Trägersteg geschraubt und mit dem Stützenflansch verschweißt.

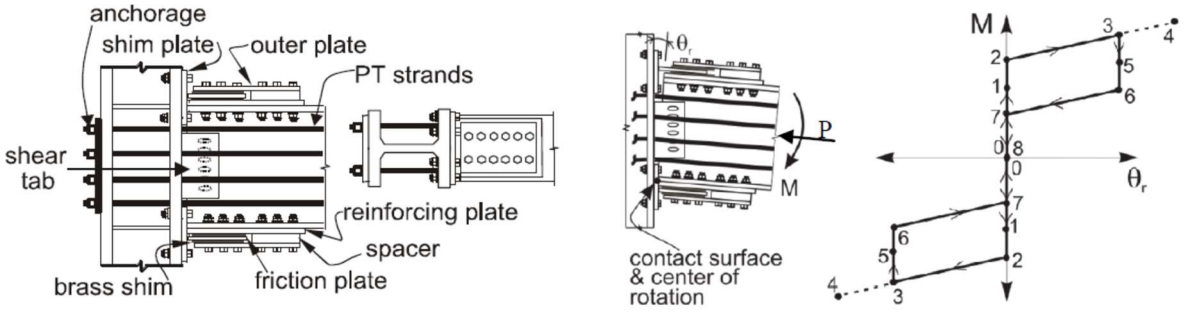


Abbildung 1.23 – Komponenten eines rückzentrierenden Anschlusses mit Reibungsdämpfern (links) und das zyklische Verhalten (rechts) [48,54]

Das Momenten-Rotationsverhalten einer solchen Verbindungstypologie bei zyklischer Beanspruchung ist in Abbildung 1.23 schematisch dargestellt. Das Verhalten ist durch einen sich öffnenden und schließenden Spalt an der Träger-Stützen-Schnittstelle gekennzeichnet. Der gesamte Biegewiderstand der Verbindung ergibt sich aus dem Biegemoment infolge der anfänglichen Vorspannkraft in den Litzen, der Reibungskraft und einer zusätzlichen Kraft, die sich infolge der Dehnung der Litzen entwickelt. Die Reibungskräfte wirken in der mittleren Tiefe der oberen und unteren Reibungsplatten.

Unter aufgebrachtem Biegemoment verhält sich die Verbindung zunächst wie eine starre Verbindung und die Relativverdrehung ist gleich Null (Ereignisse 0 bis 2 in Abbildung 1.23). Sobald die Größe des aufgebrachten Biegemoments den Biegemomentwiderstand aufgrund der anfänglichen Vorspannkraft in den Litzen erreicht, kommt es zur Druckentlastung des Trägers von der Stützenfläche. Das entsprechende Biegemoment (Ereignis 1) wird als Druckentlastungsmoment bezeichnet. Das aufgebrachte Biegemoment nimmt zwischen den Ereignissen 1 und 2 weiter zu, da die Drehung des Trägers noch durch den Widerstand der Reibungsdämpfer aufgehalten wird. Bei Ereignis 1 ist die Reibungskraft minimal und steigt allmählich bis zu ihrem Maximalwert bei Punkt 2, dem Punkt der beginnenden Rotation.

Nach der Spaltöffnung sorgt die elastische axiale Steifigkeit der vorgespannten Litzen für die Reststeifigkeit der Verbindung. In dieser Phase erzeugt die Dehnung der Litzen eine zusätzliche Kraft, die dazu beiträgt, dem gesamten aufgebrachten Biegemoment zu widerstehen. Das Fließen der Litzen kann eventuell bei Ereignis 4 auftreten. Beim Entlasten (Ereignis 3) bleibt die Relativdrehung konstant. Bei Ereignis 5 ist die Reibungskraft wieder gleich Null. Zwischen den Ereignissen 5 und 6 wechselt die Reibungskraft die Richtung und nimmt allmählich zu, bis sie bei Ereignis 6 wieder ihren Maximalwert erreicht. Zwischen den Ereignissen 6 und 7 dreht sich der Träger, bis der obere Trägerflansch wieder in Kontakt mit der Ausgleichsplatte ist, aber nicht zusammengedrückt wird. Zwischen den Ereignissen 7 und 8 nimmt der Wert der Reibungskraft ab, wobei der Träger gegen die Ausgleichsplatten gedrückt wird und das Biegemoment bei Ereignis 8 gleich Null ist. Eine vollständige Umkehrung des aufgebrachten Biegemoments führt

zu einem ähnlichen Verbindungsverhalten in der entgegengesetzten Belastungsrichtung, wie in Abbildung 1.23 dargestellt.

Es ist leicht zu erkennen, dass es zur Erzielung eines selbstzentrierenden Verhaltens von primärer Bedeutung ist, dass die Litzen im elastischen Bereich bleiben und zusätzlich auch die Trägerflansche verstärkt werden müssen, um ein Nachgeben zu verhindern. Wenn diese Bedingungen gewährleistet sind, bleibt die Vorspannkraft erhalten und der Anschluss zentriert sich beim Entlasten selbst. Es bedeutet, dass die Relativdrehung nach Wegnahme des Biegemoments auf null zurückgeht und die Struktur in ihre Position vor dem Erdbeben zurückkehrt, vorausgesetzt, die Stützen sind so ausgelegt, dass sie nicht nachgeben. Das zyklische Momenten-Rotationsverhalten der Verbindung ist durch eine fahnenförmige Hystereseschleife gekennzeichnet, bei der das Energiedissipationsvermögen mit der zwischen den Reibflächen entwickelten Kraft zusammenhängt.

1.5 LITERATUR

[1] Mazzolani F.M., Piluso V.: "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames", E & FN Spon, An imprint of Chapman & Hall, First Edition, 1996. ISBN 0-419-18760-X.

[2] Mazzolani F.M., (Editor): "Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas, Design and Reliability", E&FN Spoon, 2000.

[3] Elghazouli A.Y.: "Seismic Design of Steel Frames with Bolted Beam-to-Column Connections", Elnashai, A. S. and Dowling, P. J. (Editors.), ICP (pubs.), (2000).

[4] Bruneau M., Uang C., Wittaker A. W.: "Ductile Design of Steel Structures", McGraw Hill, 1998.

[5] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: "Structural Steel Semirigid Connections", CRC Press, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokyo, 1999. ISBN 0-8493-7433-2.

[6] Piluso V., G. Rizzano G.: "Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections", Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007.

[7] Piluso V., G. Rizzano, M. Latour M., Francavilla A.B.: "Progettazione Sismica dei Collegamenti Flangiati Trave-Colonna a Completo Ripristino di Resistenza e Duttilità", Centro Stampa Università di Salerno, ISBN: 978-88-940089-2-0, Ottobre 2015.

[8] Piluso V., Montuori R., Troisi M.: "Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures", Mechanics Research Communications, Vol. 58 (2014), pp. 146–156.

[9] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads", Engineering Structures, Vol. 85, pp. 219-233, 2015

[10] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers", Engineering Structures, Vol. 146, pp. 33-48, 2018.

[11] Aiken I.D., Clark P.W., Kelly J.M.: "Design and Ultimate-Level Earthquake Tests of a 1/2.5 Scale Base-Isolated Reinforced-Concrete Building." Proceedings of ATC-17-1 Seminar on seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control. San Francisco. California. 1993

[12] Constantinou M.C., Soong T.T., Dargush G.F.: "Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit." Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State of New York, 1998.

[13] Christopoulos C., Filiatrault A.: "Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation", IUSS PRESS, 2000, Pavia. Italy

[14] Yang T-S., Popov E.P.: "Experimental and Analytical Studies of Steel Connections and Energy Dissipators", Report No. UCB/EERC-95/13, University of California, Berkeley, 1995.

[15] Kelly J.M.: "Aseismic Base Isolation: A review. Proceedings, 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, CA, 823-837, 1979

[16] Pall A.S., Marsh C.: "Response of Friction Damped Braced Frames", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST6, June, pp. 1313-1323, 1982

[17] Marsh C., Pall A.S.: “Friction Devices to Control Seismic Response”, Proceedings Second ASCF/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, Atlanta, U.S.A., January, pp. 809-818, 1981.

[18] Pall A.S., Marsh C., Fazio P.: “Limited Slip Bolted Joints for Large Panel Structures”, Proceedings, Symposium on Behavior of Building Systems and Building Components, Nashville, U.S.A., March, pp. 385-494, 1979.

[19] Mualla I., Belev B.: “Seismic Response of Steel Frames Equipped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation”, Engineering Structures, 24(3), pp.365-71, 2002.

[20] Kelly J., Skinner R., Heine A.: “Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures”, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3), pp.63-88, 1972.

[21] Calado L., De Matteis G., Landolfo R.: “Experimental response of top and seat angle semi-rigid steel frame connections”. Material and Structures, Vol.33, 2000, pp.499-510.

[22] De Matteis G., Landolfo R., Calado L.: “Cyclic Behaviour of Semi-Rigid Angle Connections: A Comparative Study of Tests and Modelling”. Proc. of Third International Conference "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas", Montreal (Canada), August, 2000, Balkema pp.165-174.

[23] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y.: “Seismic Behaviour of Semi-Rigid Steel Frames: Experimental and Analytical Investigations”, Journal of Constructional Steel Research, 29, pp. 149-174, 1994.

[24] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y, Danish-Ashtiani F.A.: “Response of Semi-Rigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(8), pp. 857-867, 1998.

[25] Iannone F., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification”. Journal of Earthquake Engineering, 15(2), pp. 214-44, 2011.

[26] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Cyclic Modeling of Bolted Beam-to-Column Connections: Component Approach”, Journal of Earthquake Engineering, 15(4), pp.537-63, 2011.

[27] Latour M., Rizzano G.: “Experimental Behavior and Mechanical Modeling of Dissipative T-Stub Connections”, Journal of Structural Engineering, 138(2), pp.170-82, 2012.

[28] Oh S.H., Kim Y.J., Ryu H.S.: “Seismic performance of steel structures with slit dampers”, Engineering Structures, vol. 31, pp. 1997-2008, 2009.

[29] Inoue K., Suita K., Takeuchi I., Chusilp P., Nakashima M., Zhou F.: “Seismic-Resistant Weld-Free Steel Frame Buildings with Mechanical Joints and Hysteretic Dampers”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, June 1, pp. 864-872, 2006

[30] Yang T.S., Popov E.P.: “Experimental and analytical studies of steel connections and energy dissipators”, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-95/13, 1995.

[31] Khoo H., Clifton G.C., MacRae G., Ramhormozian S.: “Proposed design models for the asymmetric friction connection”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. December 2014;44(8):1309-1324.

[32] Borzouie J., MacRae G., Chase J.: "Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections with Grade 10.9 Bolts. The Bridge and Structural Engineer. March 2015; 45(1).

[33] Yeung S., Zhou H., Khoo H., Clifton G.C., MacRae G.: "Sliding shear capacities of the Asymmetric Friction Connection", 2013 NZSEE Conference, April 26-28, Wellington, 2013. Paper n. 27

[34] Butterworth J.W., Clifton G.C.: "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", 12 World Conference on Earthquake Engineering, Paper N. 718, 2000

[35] Golondrino J.C., MacRae G., Chase J., Rodgers G., Clifton G.C.: "Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)", 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015

[36] MacRae G., Clifton G.C.: "Low Damage Design of Steel Structures", Steel Innovations 2013, Workshop, 21-22 February 2013, Christchurch.

[37] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental Analysis of Innovative Dissipative Bolted Double Split Tee Beam-to-column Connections", DOI: 10.1002 /stco.201110009, Steel Construction, Volume 4, Issue 2, pages 53–64, June, 2011.

[38] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental Behaviour of Friction T-stub Joints under Cyclic Loads", Steel Construction, Volume 6, Issue 1, pages 11–18, 2013.

[39] D'Aniello M., Zimbru M., Latour M., Francavilla A. B., Landolfo R., Piluso V., Rizzano G.: "Development and Validation of Design Criteria for Free from Damage Steel Joints", EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark.

[40] Ferrante Cavallaro G., Latour M., Francavilla A.B., Piluso V., Rizzano G.: "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability", Journal of Constructional Steel Research, 141, pp. 145-155, 2018.

[41] Ferrante Cavallaro G., Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints", Composites Part B: Engineering 115, pp. 289-299, 2017.

[42] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental analysis on friction materials for supplemental damping devices", Construction and Building Materials 65, pp. 159-176, 2014.

[43] MacRae G., Clifton G.C.: "New Technology Applications, Recent Developments and Research Directions for Seismic Steel Structures in New Zealand", Asian Conference on Earthquake Engineering, Bangkok, Thailand, December, 2010.

[44] Piluso V., Rizzano G., Latour M., Francavilla A.B., Ferrante Cavallaro G., Nastri, da Silva L.S., Santiago A., Santos A.F., Castellano M.G., Di Fusco D., Jaspart J.P., Demonceau J.F., D'Antimo M., Landolfo R., D'Aniello M., Zimbru M., Silva J.M., Guerra I.: "FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections", Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Mid-term Report: 1st July 2015 – 31st December 2016 (Coordinator: V. Piluso).

[45] Piluso V., Latour M., Francavilla A.B., Rizzano G.: "Experimental tests on FREEDAM connections subjected to cyclic loading conditions: Test Report", FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections, Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Deliverable

D5-WP2T2.1 “Test Report”, Task 2.1 – Tests on external beam-to-column joints, 31 March 2016.

[46] Ricles J.M., Sause R., Garlock M., Zhao C.: “Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, February, pp. 113-121, 2001.

[47] Christopoulos C., Filiatrault A., Uang C-M., Folz B.: “Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 9, September 1, pp. 1111-1120, 2002.

[48] Rojas P., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic Response and Design of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Components”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 1603, 2004.

[49] Garlock M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Studies of Full-Scale Posttensioned Steel Connections”, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 3, March 1, pp. 438-448, 2005.

[50] Chou C-C., Chen J-H., Chen Y-C, Tsai K-C: “Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, pp. 1167–1185, 2006.

[51] Garlock M., Sause R., Ricles J.M.: “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems”, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 3, March 1, pp. 389-399, 2007.

[52] Garlock M, Li J.: “Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms”, Journal of Constructional Steel Research, 64, pp. 526–538, 2008.

[53] Wolski M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Study of a Self-Centering Beam–Column Connection with Bottom Flange Friction Device”, Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 5, May 1, pp. 479-488, 2009.

[54] Rojas P., Suárez D.C., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic evaluation of an eight-story building with self- centering steel moment resisting frames and flange friction devices”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Paper No. 3002, 2012.

KAPITEL 2

ENTWICKLUNG VON FREEDAM-DÄMPFERN

2.1 EINLEITUNG

Die Entwicklung zusätzlicher Dämpfungseinrichtungen begann in Neuseeland vor etwa 50 Jahren dank eines verbesserten Verständnisses der seismischen Antwort von Bauwerken auf der Grundlage der physikalischen Interpretation der Strukturdynamik im Sinne des Energieausgleiches [1-4]. Tatsächlich wird, wie bereits besprochen, die seismische Eingangsenergie normalerweise in kinetische Energie, viskose und hysteretische Dämpfung und elastische Dehnungsenergie umgewandelt. Das Hinzufügen eines passiven Energiedissipationssystems an bestimmten Punkten einer Konstruktion verändert die strukturellen Eigenschaften und modifiziert insbesondere die Energiebilanz während des seismischen Ereignisses, was Vorteile in Bezug auf die Reduzierung der Schwingungsverschiebungen und Schäden bietet. Darüber hinaus ermöglicht die Maximierung der Energiedissipation in bestimmten Sicherungen (d.h. dissipative Elemente) durch die Anwendung geeigneter Konstruktionsstrategien eine Verbesserung der strukturellen Reparierbarkeit im Falle von schweren seismischen Ereignissen, da die Möglichkeit besteht, die beschädigten Einrichtungen leicht zu ersetzen. Aufgrund dieser Vorteile hat die Entwicklung zusätzlicher Dämpfungssysteme in den letzten Jahrzehnten große Aufmerksamkeit von Wissenschaftlern und Ingenieuren erhalten, was zur Entwicklung einer großen Anzahl von dissipativen Einrichtungen führte [5-10]. Viele dieser Systeme sind weltweit in Gebäuden und Brücken installiert worden, sowohl für die seismische Nachrüstung als auch für Neubauten (Abbildung 2.1 - Abbildung 2.2).

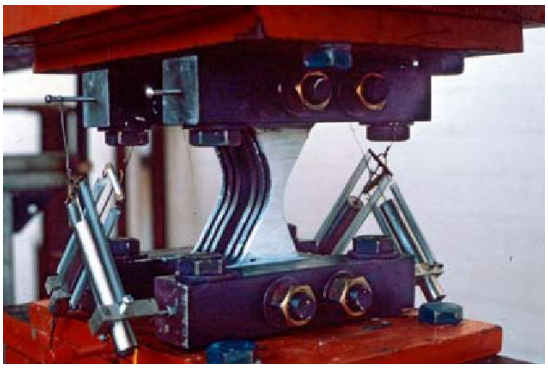
a) Viskose Dämpfer bei der Rion-Antirion-Brücke (Griechenland) - (mit freundlicher Genehmigung: FIPMEC srl)

b) Knickvermeidende Diagonalstreben, installiert in einer vorgefertigten Stahlbetonstruktur in Ancona (Italien) - (mit freundlicher Genehmigung: FIPMEC srl)

Abbildung 2.1 – Beispiele für weg- und geschwindigkeitsaktivierte dissipative Diagonalstreben.

Im Allgemeinen können passive Energiedissipationssysteme in drei Kategorien unterteilt werden: ***i) wegaktiviert; ii) geschwindigkeitsaktiviert; iii) bewegungsaktiviert***. Die erste Kategorie betrifft die Einrichtungen, die Energie aufgrund der relativen Verschiebung, die zwischen zwei Punkten der Struktur auftritt, dissipieren. Diese Dämpfer haben Eigenschaften,

die nicht von der Frequenz der Bewegung abhängen, und stellen Kräfte bereit, die mit den in der Struktur auftretenden inneren Einwirkungen in Phase sind. Typische Beispiele für Systeme, die zu dieser Kategorie gehören, sind alle Typologien von metallischen nachgebenden Dämpfern. Die zweite Kategorie betrifft Dämpfer, die die seismische Eingangsenergie durch Relativgeschwindigkeiten dissipieren, die zwischen verbundenen Punkten der Struktur auftreten. Die Eigenschaften dieser Dämpfer hängen von der Erdbebenfrequenz ab, und typischerweise sind die maximalen Kräfte, die in den Dämpfern erzeugt werden, nicht in Phase mit der Strukturantwort. Das bedeutet, dass der maximale Widerstand von geschwindigkeitsaktivierten Dämpfern nicht gleichzeitig mit der maximalen Strukturreaktion in Form von Verschiebungen und Kräften auftritt. Typische Beispiele für geschwindigkeitsabhängige Systeme sind viskose und viskoelastische Dämpfer.



a) Zusätzliches Dämpfungs- und Steifigkeitssystem (ADAS) nach dem Versuch

b) Pall-Geräte, installiert in einer einzelnen Diagonalstrebe in der Boeing Verkehrsflugzeugfabrik Everrett, USA - (Mit freundlicher Genehmigung: Dr. Pall)

Abbildung 2.2 – Dämpfer nach dem Versuch; Pall-Geräte installiert in einer Diagonalstrebe

Bewegungsaktivierte Einrichtungen sind schließlich solche, die die strukturelle Antwort durch ein sekundäres System modifizieren. Ein typisches Beispiel für eine bewegungsaktivierte Einrichtung ist der abgestimmte Massedämpfer („*tuned-mass damper*“ - TMD), der aus einem Masse-Feder-Dämpfer-System besteht, das in der Lage ist, den Energiefluss zu stören und so die strukturelle Reaktion zu reduzieren. Eine breite Kategorie von Zusatzdämpfern basiert auf trockener Reibung zur Dissipation der Erdbeben-Eingangsenergie. Bei diesen Elementen wird die Energie durch den Schlupf zwischen zwei sich berührenden Flächen dissipiert, die durch die Anwendung von hydraulischen Drücken, elektromagnetischen Kräften oder im einfachsten Fall durch hochfeste Schrauben geklemmt werden. Diese letzte Klemmmethode ist aufgrund ihrer Einfachheit die in der Ingenieurbaupraxis wohl am häufigsten angewandte. Durch die Verwendung von hochfesten Schrauben ist es möglich, eine konstante Kraft auf eine oder mehrere Kontaktflächen auszuüben, indem einfach der Wert des Anziehdrehmoments sowie die Anzahl und der Durchmesser der Schrauben geregelt werden. Reibungsdämpfer fallen in der Regel in die Kategorie der wegaktivierten Dämpfer, da ihre Gleitkraft als nur geringfügig abhängig von der Geschwindigkeit und dem Frequenzgehalt der Anregung angesehen wird. Doch während einerseits die Anfangsgleitkraft von Reibungsdämpfern in vielen Fällen vernachlässigbar von der Geschwindigkeit beeinflusst wird, ist andererseits der Verschleiß und die Verminderung des Reibungswiderstandes in der Tat stark geschwindigkeitsabhängig. Das

zyklische Verhalten von Reibungsdämpfern kann in der Regel durch ein starr-plastisches Verhalten beschrieben werden.

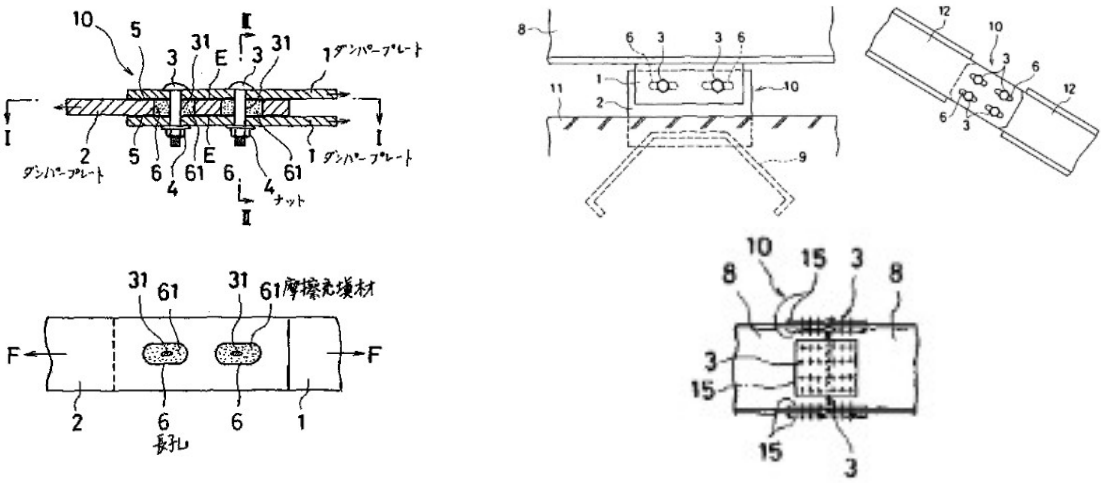
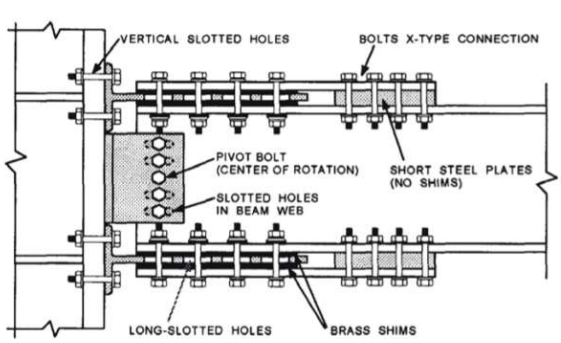


Abbildung 2.3 – Erstes japanisches Patent auf erdbebensichere Reibungseinrichtung [11]



a) Konzept eines Gleitscharniergelenkes mit symmetrischen Reibeinrichtungen [12]

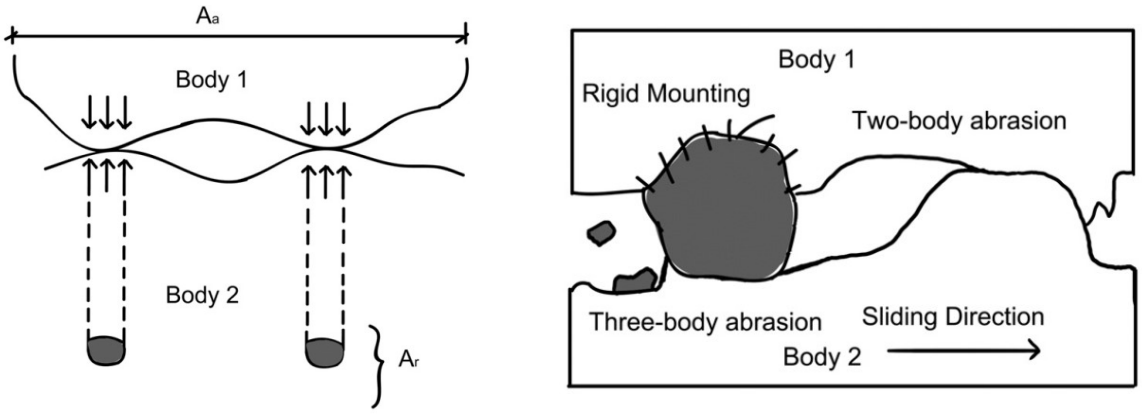
b) Gleitscharniergelenk mit asymmetrischen Reibungsdämpfern des ausgezeichneten Te Puni Village in Wellington [13]

Abbildung 2.4 – Konzept des Gleitscharniergelenks mit symmetrischen Reibeinrichtungen [12]

Daher ist der einzige Parameter, den der Tragwerksplaner benötigt, die Schlupfkraft, die wiederum vom Wert der Belastung normal zu den Kontaktflächen und vom Reibungskoeffizienten abhängt, der eine intrinsische Eigenschaft der Gleitfläche ist. Ein großer Vorteil von Reibungseinrichtungen ist, dass sie unter Betriebsbedingungen als Verschiebungs-Reduzierer eingesetzt werden können, während sie unter schweren seismischen Einwirkungen die seismische Eingangsenergie dissipieren können.

Der Reibungskoeffizient hängt von verschiedenen Phänomenen ab, wie z.B. Adhäsion, Pflügen und dem Vorhandensein von Verunreinigungen. Die Modellierung dieser Phänomene wird üblicherweise in der Tribologie untersucht, wo zur Entwicklung von Theorien zur Vorhersage von Gleitkräften unter statischer und dynamischer Belastung die Topographie der Oberflächen, die Härte der Materialien, die mechanischen Eigenschaften und die Auswirkungen von Grenzflächen physikalisch modelliert werden (Abbildung 2.5). Im Gegensatz dazu werden im Bauingenieurwesen die Eigenschaften von Reibmaterialien typischerweise mit einem experimentellen Ansatz untersucht, der für den Bereich des Erdbebeningenieurwesens in der

Regel als ausreichend angesehen wird, um die für die Bemessung solcher Geräte erforderlichen Informationen zu liefern.



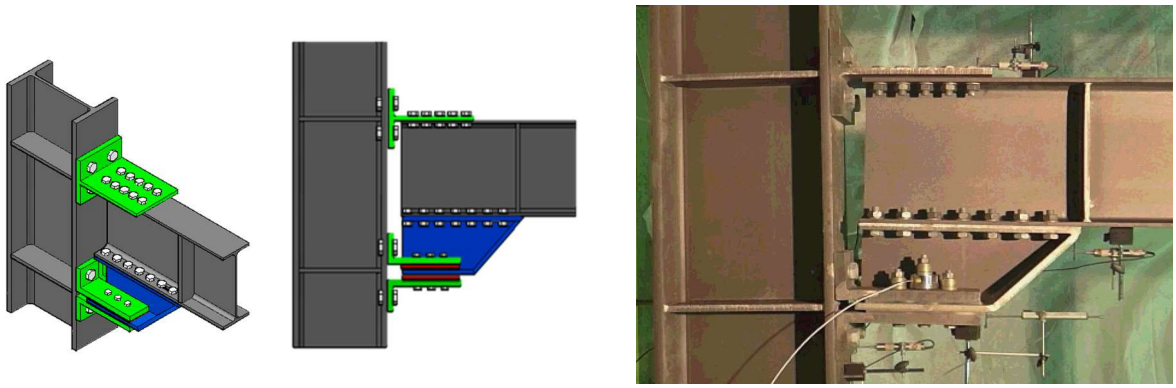
a) Unterschied zwischen realer und scheinbarer Kontaktfläche [14]

b) Abrasiver Verschleiß [14]

Abbildung 2.5 – Grundbegriffe der Tribologie

In der Fachliteratur befassen sich mehrere Untersuchungen mit der Charakterisierung des hysteretischen Verhaltens von gleitenden metallischen Oberflächen mit unterschiedlichen Oberflächenbehandlungen, die mittels hochfester Reibschlussschrauben geklemmt werden. Dieser Fall ist für das Bauingenieurwesen von besonderer Bedeutung, da der größte Teil der seit den 70er Jahren entwickelten Reibungsdämpfer für dissipative Diagonalstreben oder Schubverbinder diesen Ansatz verfolgt. Die ersten Einrichtungen dieses Typs wurden von [15] entwickelt, der Reibungsdämpfer an den Kreuzungspunkten der Diagonalstreben einführte, die Asbest-Bremsbeläge zwischen den Stahlgleitflächen aufnahmen. Eine der einfachsten Formen von Reibungsdämpfern wurde von [16] vorgeschlagen, der einfach geschraubte Schlitzplatten am Ende einer konventionellen Diagonalstrebe verwendete. Die Streben-Rahmen-Verbindung wurde so ausgelegt, dass sie rutscht, bevor die Strebe nachgibt oder ausknickt. Ein weiterer Reibungsdämpfer für Chevron-Diagonalstreben wurde von [17] vorgeschlagen. Neuere Anwendungen von Reibungsdämpfern stehen im Zusammenhang mit dem Konzept der beschädigungsarmen Systeme, die die Eingangsenergie mit nur vernachlässigbaren Schäden dissipieren können. In der letzten Zeit wurden beschädigungsarme halbstarre Träger-Stützen-Verbindungen untersucht. Langloch-Schraubverbindungen haben sich als eine vielversprechende Alternative zu den traditionellen Verbindungstypologien erwiesen. In der Tat wurden Langloch-Schraubverbindungen hauptsächlich von Grigorian et al. [12] untersucht und, basierend auf diesen Studien, wurden Gleitscharnierverbindungen („*sliding hinge joints*“ - SHJs) mit asymmetrischen Reibverbindungen („*asymmetric friction connections*“ - AFCs), die sich am unteren Trägerflansch befinden, von Clifton [18-21] entwickelt (Abbildung 2.4). Nach diesen ersten Studien wurden in den letzten Jahren weitere ähnliche Lösungen vorgeschlagen. In [23,24] wurde der Reibungsdämpfer mit Winkeln und einer Voute realisiert, die sowohl mit dem unteren Trägerflansch als auch mit der Stütze verschraubt wurde. Der Hauptvorteil dieser Konfiguration ist die Möglichkeit der Vorfertigung des Dämpfers, wodurch eine bessere Kontrolle des verwendeten Reibungsmaterials und der korrekten Anwendung des Schraubenanziehverfahrens gewährleistet ist. Darüber hinaus besteht der Hauptunterschied zu der von Clifton vorgeschlagenen Lösung in der Verwendung von symmetrischen Reibverbindungen (SFCs) anstelle von asymmetrischen Reibverbindungen (AFCs). Bei beiden Lösungen konzentriert das

Vorhandensein der Betonplatte die Plastizität auf die untere Trägerflanschebene, und dementsprechend wird die Beschädigung in der Einrichtung begrenzt, wobei die Verbindung unbeschädigt bleibt (Abbildung 2.6).



a) Konzeptansicht eines FREEDAM-Anschlusses *b) FREEDAM Träger-Stützen-Verbindung während eines Laborversuchs*

Abbildung 2.6 – Beschädigungsfreier Anschluss

Bei allen bisher berichteten Anwendungen wird deutlich, dass die Entwicklung eines zuverlässigen Reibungsdämpfers, der in der Lage ist, breite und stabile Hystereseschleifen zu liefern, von größter Bedeutung ist. Im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts wurde diese Problematik umfassend untersucht. Es wurden Lösungen vorgeschlagen, die kostengünstig und einfach in der Praxis anwendbar sind, und es wurden einfache Werkzeuge für die Auslegung und Modellierung der entwickelten Reibungsdämpfer bereitgestellt. Die Schlupfkraft eines Reibungsdämpfers ergibt sich aus dem Produkt des Reibungskoeffizienten multipliziert mit der Anzahl der Reibflächen, der Schraubennummer und der Schraubenvorspannkraft. Um den Schlupfwiderstand eines Reibungsdämpfers zu regeln, ist es daher notwendig, die mit den Schrauben aufgebrachte Vorspannkraft zu kontrollieren und den Wert des Reibungskoeffizienten des zur Realisierung der Reibungsschnittstelle verwendeten Materials genau zu charakterisieren. Die Schraubenvorspannkraft kann durch Anwendung einer der in der EN 1090-2 [27] vorgeschlagenen Methoden (d.h. kombiniert, Drehmoment, DTI-Scheiben) kontrolliert werden, die so konzipiert sind, dass sie die in der EN 1990 [26] geforderte Mindestzuverlässigkeit von 95% beim Anziehen gewährleisten. Umgekehrt ist der Wert des Reibungskoeffizienten, den eine bestimmte Schnittstelle entwickeln kann, etwas, das experimentell charakterisiert werden muss und von einer Vielzahl von Faktoren abhängt. Insbesondere hängt der Reibungskoeffizient einer Grenzfläche, wie bereits in früheren experimentellen Untersuchungen gezeigt wurde, stark von den zur Realisierung der Reibungseinrichtung verwendeten Materialien und von deren wichtigsten tribologischen Eigenschaften ab, wie z.B. der Oberflächenbearbeitung, der Mikro- und Makrohärte, der Scherfestigkeit der Materialien und der Rauheit. Auf dieses Thema wird in den nächsten Abschnitten eingegangen, wo das Verhalten der im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts entwickelten Reibungsdämpfer gezeigt wird. Konkret wird das Verhalten der Dämpfer unter zyklischen Belastungsbedingungen (niedrige und hohe Geschwindigkeit) dargestellt. Anschließend wird das Langzeitverhalten von Reibungsdämpfern betrachtet und es werden relevante Hinweise für die Bemessung der Reibungsdämpfer der FREEDAM-Verbindung gegeben.

2.2 AUSWAHL VON MATERIALIEN FÜR DIE ENTWICKLUNG VON REIBBELÄGEN

2.2.1 *Grundlegende Reibungstheorien*

Aus historischer Sicht war der größte Teil der bisherigen Tribologie-Studien auf die Untersuchung der Reibungseigenschaften von Metallen gerichtet, wobei erkannt wurde, dass es zwei Hauptquellen für die Reibung zwischen gleitenden Körpern gibt: Adhäsion und Pflügen. Die Adhäsionskomponente entsteht dadurch, dass sich Unebenheiten bei der Belastung zweier Oberflächen gegeneinander plastisch verformen, was zur Bildung der sogenannten "Kaltverschweißung" führt. Aufgrund des engen Kontakts dieser Verbindungsstellen erfordert das Abscheren der Klebeverbindungen eine gewisse Gleitlast. Was das Pflügen betrifft, so ist es auf die Rauheit der natürlichen Oberflächen zurückzuführen, so dass die Relativbewegung zwischen den sich berührenden Flächen erfordert, dass ein Körper über den anderen anheben muss. Die einfachste Theorie zur mathematischen Erklärung des Ursprungs der Adhäsionskomponente geht auf [28] zurück, die besagt, dass die Adhäsion abhängig vom Scherwiderstand der Kaltschweißverbindungen proportional zur realen Kontaktfläche sein muss, die für Metalle mit idealem elastisch-plastischem Verhalten als gleich $A = N/\sigma_0$ angenommen werden kann, wobei A die reale Kontaktfläche, σ_0 die Materialeindringhärte und N die Last normal zu den Oberflächen ist. Die gesamte Reibungskraft aufgrund von Adhäsion (F_A) kann wie folgt ausgedrückt werden:

$$F_A = As = \frac{N}{\sigma_0}s \tag{2.1}$$

wobei s die Kraft pro Flächeneinheit ist, die zum Abscheren von Kaltschweißverbindungen benötigt wird;

Wie bereits erwähnt, handelt es sich beim Pflügen um die Reibungskraft, die durch das Eindringen der Unebenheiten eines harten Metalls in ein weicheres Metall verursacht wird. Nach der Theorie von Bowden und Tabor kann dieser Beitrag wie folgt geschätzt werden:

$$F_P = nrh\sigma_0 \tag{2.2}$$

wobei n die Anzahl der Unebenheiten, r die halbe Breite der Unebenheit und h die Höhe der Unebenheit ist;

Daher ist die gesamte Gleitkraft (F) aufgrund von Adhäsion und Pflügen gegeben durch:

$$F = F_A + F_P = \frac{N}{\sigma_0}s + nrh\sigma_0 \tag{2.3}$$

Die Pflugkomponente ist während des Abrasionsprozesses sehr wichtig, aber im Falle von Metallen hat sich gezeigt, dass dieser Beitrag im Vergleich zur Adhäsion vernachlässigbar ist. Daher erklärt Gleichung (2.1) eine sehr wichtige Eigenschaft für Metalle, die besagt, dass das Verhältnis zwischen der Reibungskraft und der normal aufgebrachten Last ein konstanter Wert ist, der nicht von der scheinbaren Kontaktfläche abhängt. Praktisch erklärt die Theorie von Bowden und Tabor zwei der drei Postulate der klassischen Theorie der Trockenreibung, die besagen, dass:

- die gesamte Reibungskraft ist unabhängig von der scheinbaren Kontaktfläche;

- die gesamte Reibungskraft, die entwickelt werden kann, ist proportional zur normal wirkenden Kraft;
- bei langsamen Gleitgeschwindigkeiten ist die gesamte Reibungskraft unabhängig von der Gleitgeschwindigkeit.

Die ersten beiden Postulate sind oft als Amontons' Gesetze bekannt, nach dem französischen Ingenieur, der sie 1699 vorstellte, während das dritte auf Coulomb zurückgeht [29,30]. Während des Schlupfes ist die klassische Beziehung zur Berechnung der tangentialen Kraft, die an der Gleitfläche in der der Bewegung entgegengesetzten Richtung wirkt, die bekannte Coulomb-Reibungsgleichung $F=\mu N$, wobei F die Gleitkraft, N die Normalwirkung und μ der Reibungskoeffizient ist. Die Reibungskraft ist immer der Bewegung (bei kinetischer Reibung) oder der potentiellen Bewegung (bei Haftreibung) entgegengesetzt. Nach Gl. (2.1) ergibt sich die folgende Beziehung:

$$\mu = \frac{s_0}{\sigma_0} \tag{2.4}$$

wobei s_0 die kritische Scherspannung des schwächsten Materials, und σ_0 die Härte des weichsten Materials ist;

Gleichung (2.4) liefert eine vernünftige Schätzung des Reibungskoeffizienten für Metalle, aber im Allgemeinen hängt der Reibungskoeffizient von den anderen drei Effekten ab: dem Kontaktdruck (P), der Gleitgeschwindigkeit (v) und der Temperatur (T). Daher sollte der Reibungskoeffizient einer Schnittstelle im Allgemeinen wie folgt ausgedrückt werden: $\mu=\mu(P,v,T)$.

Bei Materialien auf Gummiwerkstoffbasis beeinflusst die Struktur des Materials seine Reibungseigenschaften. Tatsächlich hat Gummi ein niedriges Elastizitätsmodul, und seine tatsächliche Kontaktfläche wird stark von der Größe der Normalbelastung beeinflusst, da sich das Material an die Form der Oberflächenunebenheiten des härtesten Materials anpasst [31]. Das Verhalten von polymeren Werkstoffen weicht von der klassischen Reibungstheorie ab. Tatsächlich wird die Tribologie von Polymeren durch die Haftverbindungen, den Scherwiderstand des reibenden Materials im Kontakt und die reale Kontaktfläche beeinflusst [32]. Der Reibungskoeffizient von Polymeren kann, abhängig vom betrachteten Bereich der aufgebrachten Normallast und vom Polymertyp, durch konstante oder abnehmende Beziehungen dargestellt werden [33-35]. Insbesondere wurden mehrere mathematische Beziehungen vorgeschlagen, um den Reibungskoeffizienten von Stahl-Gummi-Grenzflächen zu modellieren, indem μ als eine Funktion des Kontaktdrucks (P) und des Material-Elastizitätsmoduls (E) ausgedrückt wird. Einige von ihnen werden hier vorgestellt:

$$\text{[36]: } \frac{1}{\mu} = a + b\left(\frac{P}{E}\right) \tag{2.5}$$

wobei a und b empirische Parameter sind, die durch experimentelle Untersuchungen zu ermitteln sind;

$$\text{[32]: } \mu = K\left(\frac{P}{E}\right)^{-1/n} \tag{2.6}$$

wobei der Wert von K und n experimentell ermittelt werden muss;

$$[37]: \ \mu = \mu_{\infty} + a(P)^{-h} \tag{2.7}$$

wobei μ_{∞} der Wert des Reibungskoeffizienten ist, wenn der Druck unendlich ist, a eine experimentelle Konstante ist und h die Shore-Härte geteilt durch 100 ist;

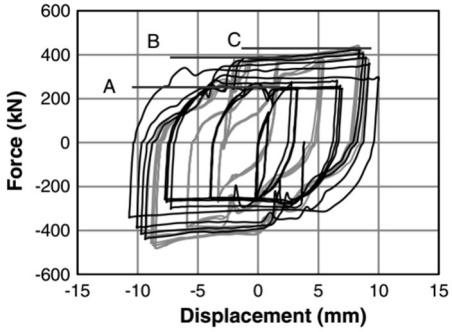
Schließlich ist im Falle von Gummi noch auf eine weitere wichtige Abweichung von der klassischen Reibungstheorie hinzuweisen. Tatsächlich kann die Reibungskraft bei polymeren Werkstoffen stark von der Gleitgeschwindigkeit abhängig sein. Dieses Verhalten ist auf das viskoelastische Verhalten der Polymere zurückzuführen. Ungeachtet dessen ist bei vielen polymeren Materialien der Einfluss der Geschwindigkeit in einem begrenzten Geschwindigkeitsbereich (0.01÷1 cm/s) normalerweise gering.

2.2.2 *Reibmaterialien getestet im Rahmen des FREEDAM Forschungsprojekts*

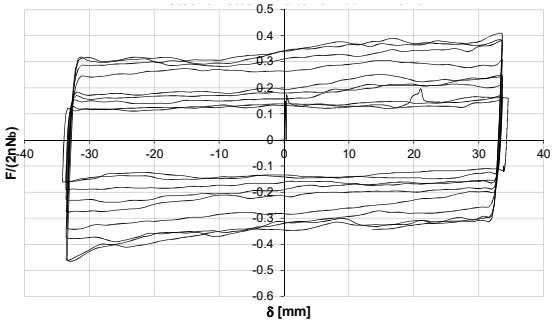
Bis heute wurden bereits mehrere Studien zur Analyse von Reibmaterialien für seismische Einrichtungen und Reibverbindungen durchgeführt. Hauptsächlich haben sich frühere Studien auf die Analyse von Reibungsmaterialien konzentriert, vor allem für die Anwendung bei zusätzlichen Energiedissipationseinrichtungen [38-40], aber in letzter Zeit wurden ähnliche Studien auch für die Anwendung von Reibungsdämpfern in Verbindungen oder für die Entwicklung bestimmter Typen von Reibungsverbindungen mit Fingerplatten für Stahlrohrtürme entwickelt. Insbesondere wurden in letzter Zeit bedeutende Studien, die sich mit der Charakterisierung des Verhaltens von Reibungsgrenzflächen befassen, im Rahmen der Aktivitäten des HISTWIN-Projekts in [41,42] (wo Haftreibungsverbindungen für die Anwendung in Stahlwindtürmen untersucht wurden) und von der Forschungsgruppe der Universität Auckland [18-21] durchgeführt, die bereits eine Reihe von zyklischen Versuchen sowohl an elementaren Verbindungen als auch an Verbindungen mit asymmetrischen Reibungsdämpfern durchgeführt hat. Darüber hinaus wurden bereits in [43] weitere Arbeiten entwickelt, die sich mit der Charakterisierung des Reibungskoeffizienten von Grenzflächen beschäftigen. Im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts wurden alle diese Arbeiten als Referenz verwendet, um eine rationelle Auswahl der zu prüfenden Materialien für die Anwendung in FREEDAM-Verbindungen zu ermöglichen.

Darüber hinaus wurde die Auswahl der für die Reibungsdämpfer zu verwendenden Schnittstellen von einigen Prinzipien bestimmt, die aus klassischen theoretischen Studien stammen, die sich mit der Bewertung des Verhaltens von Dämpfungseinrichtungen befassen, die in seismischen Ingenieuranwendungen eingesetzt werden sollen. Aus Gl. (2.4) ist leicht zu erkennen, dass bei metallischen Grenzflächen hohe Werte des Reibungskoeffizienten in der Regel nur durch die Kopplung von Materialien mit einem großen Unterschied der Oberflächenhärte erreicht werden können. Es gibt mehrere Möglichkeiten, diesen Unterschied zu erreichen, aber die hauptsächlich verwendeten Materialien zur Realisierung von Reibungsgrenzflächen in Kombination mit Stahl sind normalerweise Metalle, Gummis oder Karbidlegierungen. Einige dieser Materialkategorien wurden bereits von mehreren Autoren umfassend untersucht, wie z.B. hochfeste Vergütungsstähle, Messing oder Phenolkautschuk. Beispiele für bereits durchgeführte experimentelle Untersuchungen sind die von [14] an normalen und verschleißfesten Stählen sowie die Untersuchungen von [43] an Normalstahl, Messing, gespritztem Aluminium und verschiedenen Gummisorten. Diese Untersuchungen haben gezeigt, dass Grenzflächen, die aus

Normalstahl bestehen, nur niedrige Werte des Reibungskoeffizienten (*0.10 ÷ 0.25*) entwickeln können und darüber hinaus, wenn sie einer zyklischen Belastungsgeschichte unterworfen werden, ein signifikantes Verfestigungsverhalten aufgrund der in den Oberflächen auftretenden Schädigung und der Erhöhung der Pflugkomponente des Reibungskoeffizienten aufweisen (Abbildung 2.7).



a) Versuch an Normalstahl [14] 4 Schrauben - Vorspannungsniveau jeder Schraube 210 kN - 1 Kontaktfläche

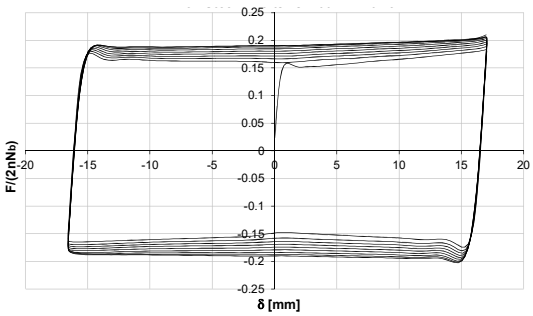


b) Versuch an Normalstahl [43] 4 Schrauben - Vorspannungsniveau jeder Schraube 50 kN - 2 Kontaktflächen

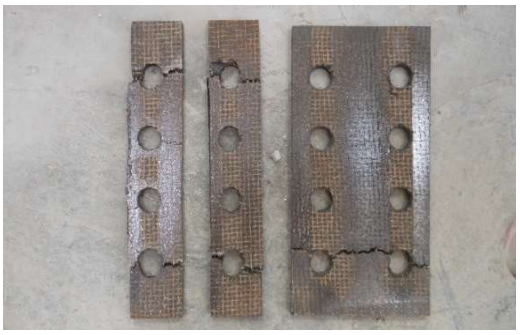
Abbildung 2.7 – Zyklische Schlupfversuche an Stahl

Offensichtlich sind ein sehr niedriger Anfangswert des Reibungskoeffizienten und das unter zyklischen Belastungsbedingungen gezeigte Verfestigungsverhalten Eigenschaften, die für die Anwendung dieser Materialien für Reibungsdämpfer nicht geeignet sind. In der Tat stellt ein niedriger Wert des anfänglichen Reibungskoeffizienten eine starke Einschränkung für die Entwicklung von Reibungsverbindungen mit niedrigen Kosten dar, da die Verwendung eines solchen Materials die Verwendung vieler Schrauben im Dämpfer und als Folge davon die Verwendung von Einrichtungen mit großen Abmessungen und hohen Kosten erfordern würde. Darüber hinaus ist auch das Verfestigungsverhalten für die Anwendung nicht vorteilhaft, denn wenn die Reibungseinrichtungen der Verfestigung unterworfen werden, dann ist es erforderlich, dass alle anderen Elemente der Verbindungen und der Stützen in Bezug auf die erhöhten Werte der Kräfte überverstärkt werden müssen, was zu einer starken Überdimensionierung aller Elemente des Rahmens führt. Aus all diesen Gründen werden Schnittstellen mit Normalstahl in der Regel als nicht geeignet für seismische Dämpfer angesehen, und aus ähnlichen Gründen bieten auch die bereits in [14] vorgeschlagenen hochfesten Stähle und abriebfesten Stähle Einschränkungen. Reibscheiben aus abriebfestem Stahl können zwar einen höheren Wert des Reibungskoeffizienten (ca. 0.4) entwickeln, sind aber dennoch durch eine gewisse Kaltverfestigung gekennzeichnet. Andere Materialien, die in früheren experimentellen Untersuchungen berücksichtigt wurden, sind Messing, gespritztes Aluminium und verschiedene Arten von Gummi [43]. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die normalerweise für die Anwendung in Bremssystemen verwendeten Gummis (die hauptsächlich aus Phenolharzen bestehen) ein stabiles Ansprechverhalten, aber einen ziemlich niedrigen Wert des Reibungskoeffizienten (zwischen 0.15 und 0.25) aufweisen. Darüber hinaus zeichnen sich diese Materialien, wie in [43] berichtet, typischerweise durch einen niedrigen Wert der Zugfestigkeit aus, was sie für den Einsatz in Reibverbindungen ungeeignet macht, es sei denn, sie werden mit den Stahlplatten verklebt. In der Tat können sie in durchlöcherten Abschnitten unter den normalerweise bei Reibverbindungen auftretenden Einwirkungen leicht spröde versagen (Abbildung 2.8).

Aufgrund dieser Nachteile wurden Gummimaterialien für weitere Tests im FREEDAM-Projekt nicht in Betracht genommen.



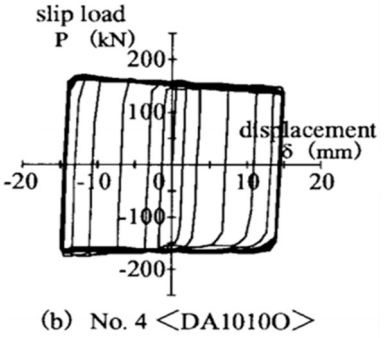
a) Versuch an Kautschuk M2 [43] 4 Schrauben - Vorspannungsniveau jeder Schraube 50 kN - 2 Kontaktflächen



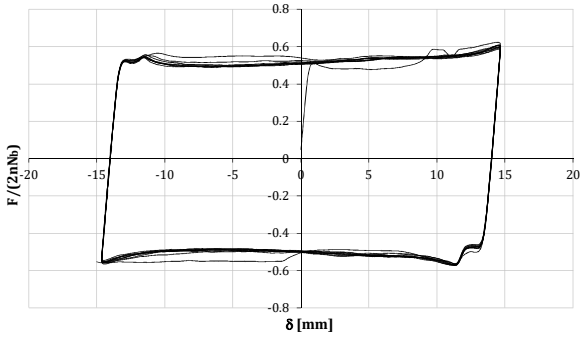
b) Sprödes Versagen von Kautschuk-Reibbelägen entlang des Netto-Querschnitts [43]

Abbildung 2.8 – Versuche an Kautschuk

Messing war das Thema mehrerer Studien, die sich mit der Charakterisierung seines Reibungsverhaltens [38,39,43] oder der Prüfung seiner Anwendung in Reibeinrichtungen befassten. Insbesondere in der Arbeit von Voiculescu & Dalban [39] wurde anhand von Versuchen an einfachen Überlappungs-Scherverbindungen aufgezeigt, dass der Reibungskoeffizient von Messing ungefähr gleich 0.3 ist. In [43] wurde auch Messing anhand von Versuchen an Laschenstoß-Verbindungen untersucht und auch in diesem Fall wurde darauf hingewiesen, dass der Anfangswert des Reibungskoeffizienten sehr niedrig ist (ca. 0.1), obwohl er dazu neigt, mit der Zunahme des Pflügens, das an der Schnittstelle unter zyklischen Belastungsbedingungen auftritt, zu steigen.



a) Versuch an thermisches Spritzen (mit Aluminium) [40] 1 Schraube - 2 Kontaktflächen - Reibungskoeffizient von den Autoren vorgegeben: 0.71

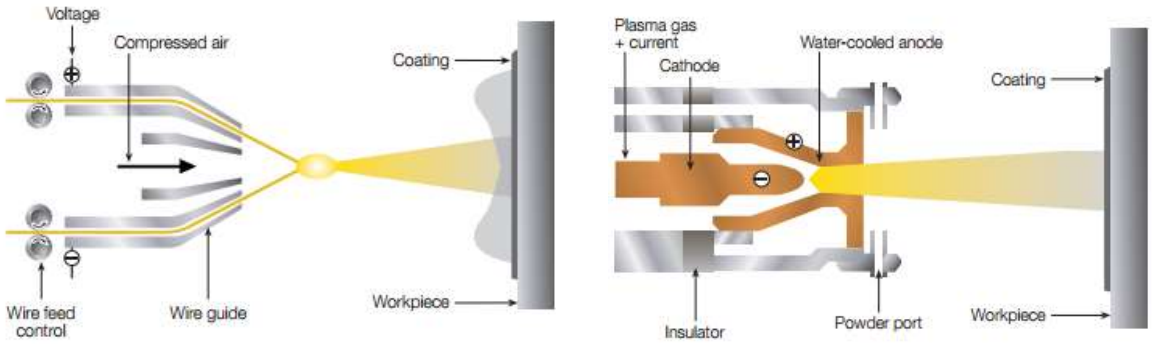


b) Verhalten von thermischem Spritzen (mit Aluminium) [43] 4 Schrauben - Vorspannungsniveau jeder Schraube 50 kN - 2 Kontaktflächen

Abbildung 2.9 – Versuche zum thermischen Spritzen von Aluminium

Vielversprechende Versuche an thermisch gespritztem Aluminium wurden von [40] und [43] vorgelegt. Diese experimentellen Analysen haben gezeigt, dass das tribologische Verhalten von thermisch gespritztem Aluminium durch die Entwicklung von Werten des Reibungskoeffizienten größer als 0.4 und durch ein stabiles Verhalten unter zyklischen Belastungsbedingungen gekennzeichnet ist (Abbildung 2.9). Abgesehen von der spezifischen Anwendung haben diese Studien gezeigt, dass sich thermisch gespritzte Schichten aufgrund ihrer geringen Kosten auch generell durch ein hohes Potenzial für die industrielle Anwendung auszeichnen. Ausgehend von dieser Überlegung wurden im Rahmen des FREEDAM-

Forschungsprojektes für die Entwicklung von Reibungsdämpfern Materialien ausgewählt, die mittels thermischer Spritztechniken appliziert werden können. Thermisches Spritzen ist ein industrielles Verfahren zum Aufbringen von Beschichtungen mittels spezieller Geräte/Systeme, durch die geschmolzene Metalle mit hoher Geschwindigkeit auf gereinigte und vorbereitete Bauteiloberflächen geschleudert werden. Bei diesem Verfahren wird das Beschichtungsmaterial durch eine Wärmequelle geschmolzen und dann mittels Gase auf ein Grundmaterial getrieben, wo es erstarrt und eine feste Schicht bildet (Abbildung 2.10).



a) Schematische Darstellung des Lichtbogen-Draht-Spritzverfahrens (www.metco.com)

b) Schematische Darstellung des Plasma-Spritzverfahrens (www.metco.com)

Abbildung 2.10 – Thermische Spritztechniken

Wie bereits erwähnt, ist der Unterschied zwischen den Oberflächenhärten der sich berührenden Platten eine grundlegende Eigenschaft, da der Reibungskoeffizient einer Metallgrenzfläche durch das Verhältnis zwischen dem Scherwiderstand des schwächsten Materials (s_0) und der Oberflächenhärte des weichsten Materials (σ_0) bestimmt wird [28]. Daher ist es auf der Grundlage der vorherigen Beobachtung klar, dass die Voraussetzungen für einen hohen Wert des Reibungskoeffizienten sind: (i) ein großer Unterschied der Oberflächenhärte der in Kontakt stehenden Materialien; (ii) ein hoher Wert der Scherfestigkeit des schwächsten Materials; (iii) ein sehr niedriger Wert der Oberflächenhärte des weichsten Materials. Um Korrosionserscheinungen zu vermeiden, bestehen die FREEDAM-Reibungsdämpfer aus einer inneren Edelstahlbeschichtung aus der Stahlsorte 1.4301 (entsprechend AISI 304), die sich durch eine Oberflächenhärte von etwa 130 HV auszeichnet. Daher wurde das Material der mit den Edelstahlplatten zu koppelnden Reibscheiben so gewählt, dass es sich durch einen viel niedrigeren oder viel höheren Wert der Oberflächenhärte auszeichnet, um hohe Werte des Reibungskoeffizienten zu entwickeln. Um diesen Umfang zu erreichen, wurde die Auswahl der Werkstoffe durchgeführt, indem unter allen im Handel erhältlichen Werkstoffen oder Legierungen diejenigen geprüft wurden, die sich durch Werte der Oberflächenhärte auszeichnen, die deutlich von 130 HV entfernt sind. Daher wurden zwei Klassen von Materialien getestet: die sogenannten "harten" Materialien und die sogenannten "weichen" Materialien. In der Klasse der weichen Werkstoffe wurden reine Metalle, die mittels thermischer Spritzen aufgebracht werden, mit einer HV von 5 bis 30 getestet (in den folgenden Absätzen mit M1 bis M5 gekennzeichnet). Umgekehrt haben sich in der Klasse der harten Werkstoffe die als Pulvermischungen hergestellten Hartmetall-Legierungen und auch die von der 3M Deutschland GmbH hergestellten Chemisch-Nickel-Reibscheiben als Beschichtungs-Werkstoffe herauskristallisiert, die sich durch hohe Werte der Oberflächenhärte auszeichnen und daher geeignet sind, eine Reibfläche für die Beschichtung der Reibscheiben des Dämpfers zu realisieren (in den folgenden Absätzen

mit M6 bis M8 bezeichnet). Die Oberflächenhärte der ausgewählten Hartmetall-Legierungen variiert von 550 bis 1200 HV. Im Gegensatz dazu sind die von 3M Deutschland GmbH hergestellten Reibscheiben aus Chemisch-Nickel mit Diamantpulverzusätzen versehen, um einen hohen Wert der Oberflächenhärte (600/900 HV) zu erreichen.

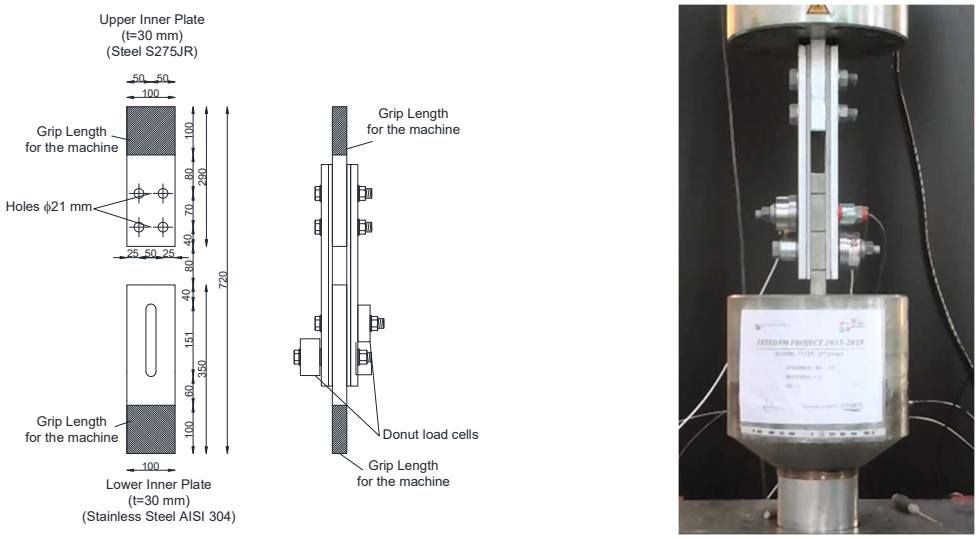
Es ist sinnvoll zu beachten, dass bei der Kombination von rostfreiem Stahl mit härteren Werkstoffen der Verbrauch der Stahlplatte gefördert wird und daher der erzielte Reibungskoeffizient hauptsächlich durch das Verhältnis zwischen Scherfestigkeit und Oberflächenhärte der Stahlplatte bestimmt wird. Umgekehrt, wenn Stahl mit einem weicheren Material kombiniert wird, ist der Verschleiß der Schnittstelle im Wesentlichen auf den Verbrauch der Reibscheiben zurückzuführen, und der Reibungskoeffizient hängt hauptsächlich vom Verhältnis zwischen dem Scherwiderstand und der Oberflächenhärte des Materials ab, das zur Beschichtung der Reibscheibe verwendet wird.

2.3 VERHALTEN UNTER ZYKLISCHEN BELASTUNGSBEDINGUNGEN

Um den Reibungskoeffizienten der in den FREEDAM-Anschlüssen verwendeten Dämpfer zu charakterisieren, wurde eine umfangreiche Versuchskampagne mit elementaren Reibungsdämpfern sowohl an der Universität Salerno als auch in den Einrichtungen von FIP Industriale SpA durchgeführt. Die experimentelle Untersuchung hat eine Reihe von Variablen berücksichtigt, nämlich: (i) die Typologie des verwendeten Reibmaterials; (ii) die Auswirkung der Schraubenklemmkraft; (iii) die Auswirkung der Typologie der angenommenen Schraubenmontage; (iv) die zufällige Materialvariabilität, die in Bezug auf den Reibungs-Koeffizienten bewertet wurde; (v) die Geschwindigkeit der Lasteinleitung. Die wichtigsten Ergebnisse und die angewandten Testverfahren werden im Folgenden kurz dargestellt.

2.3.1 *Aufbau für Niedriggeschwindigkeitsversuche*

Der typische Probekörper, der realisiert wurde, um den Wert des Reibungskoeffizienten der im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts analysierten Grenzflächen zu bewerten, besteht aus einem System von Stahlplatten, die zusammengesetzt sind, um das einachsige Verhalten von Reibungsgrenzflächen zu testen, die aus der Kopplung einer Edelstahlplatte mit Reibungszwischenlagen resultieren, die mit einem der acht zuvor beschriebenen Materialien beschichtet sind. Die getestete Unterbaugruppe lehnt sich an die von der EN1090-2 [27] für Schlupftests vorgesehene Anordnung der Proben an. Sie besteht insbesondere aus einer geschlitzten Stahlplatte aus rostfreiem Stahl 1.4301 [45], die dem Stahl AISI 304 entspricht, einer Stahlplatte mit normalen Löchern, die für die Verbindung der Probe mit der Prüfmaschine verwendet wird, sowie aus externen Stahlplatten und Reibscheiben, die mit HV-Schrauben M20 Klasse 10.9 [46] vorgespannt sind (Abbildung 2.11). Der getestete Probekörper soll die gleichen Bedingungen simulieren, die im Reibungsdämpfer von FREEDAM-Träger-Stützen-Verbindungen zu erwarten sind. Insbesondere die Edelstahlplatte mit Langlöchern simuliert die Innenplatte einer Voute, die einfach vorgefertigt und direkt auf der Baustelle am unteren Trägerflansch befestigt werden kann, um den Reibungsdämpfer zu realisieren, während die äußeren Stahlplatten darauf abzielen, die Stiele der Winkel zu simulieren, die zur Befestigung des Reibungsdämpfers am Flansch der Stütze dienen.



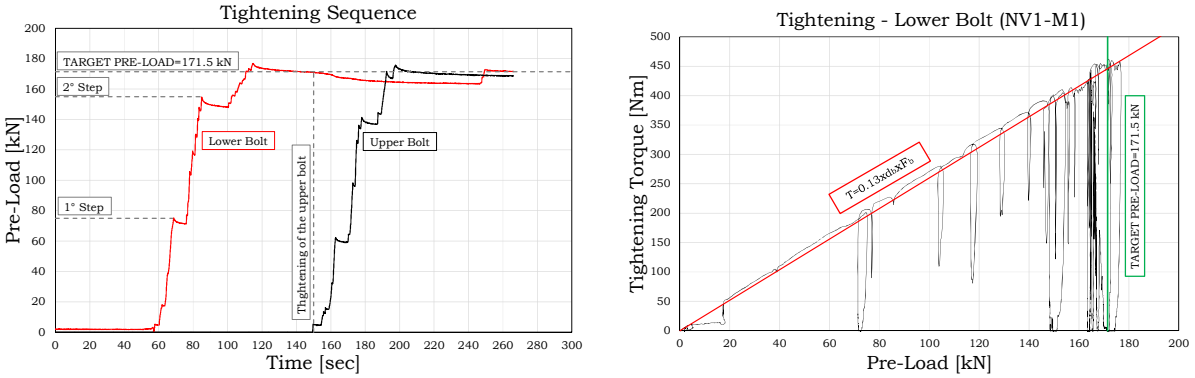
a) Typische Probengeometrie *b) Probekörper in der Prüfmaschine*

Abbildung 2.11 – Zyklischer Versuch an einer Überlappungsscherverbindung

Um den Wert der anfänglichen Schlupfkraft und deren Verringerung zu bestimmen, wurden alle Proben unter zyklischen Belastungsbedingungen nach dem Belastungsprotokoll der EN 15129 (2009) [47] geprüft, dem einzigen derzeit verfügbaren Standard, der sich mit der Prüfung von wegabhängigen dissipativen Einrichtungen befasst. Ein solcher Standard erfordert die Durchführung von Untersuchungen unter zyklischen Belastungsbedingungen mit dem Ziel, die tatsächlichen Arbeitsbedingungen an den Einrichtungen zu reproduzieren. In diesem Rahmen wird vorgeschlagen, den Dämpfer mit ansteigenden Amplitudenzyklen bei 25%, 50% und 100% der maximalen Auslenkung des Dämpfers zu belasten. Die maximale Amplitude wurde durch Abschätzung des in realen Anwendungen auftretenden Verschiebungsbedarfs in der Reibungsdämpferebene definiert. Unter Berücksichtigung eines Referenzwertes des Hebelarms, d.h. des Abstands zwischen dem oberen T-Stummel des FREEDAM-Anschlusses und der Mitte des Reibungsdämpfers, von 600 mm und einer maximalen Drehung von 40 mrad (größer als der von EC8 geforderte Mindestwert von 35 mrad für DCH-Rahmen), wurde der Bemessungsverschiebungsbedarf auf der Ebene des Dämpfers mit 0.04x600 = 24 mm berechnet, was auf 25 mm aufgerundet wurde. Die Zyklen wurden mit ansteigenden Werten der Geschwindigkeit ausgeführt, die definiert wurden, um in einem quasi-statischen Bereich zu bleiben und entsprechend den Möglichkeiten der verfügbaren Prüfgeräte. In den nachfolgend dargestellten Versuchen variierte die Geschwindigkeit des Zyklus von 1 mm/s für die ersten 10 Zyklen bis 5 mm/s für die Zyklen mit der maximalen Amplitude. Bei jedem Test wurden sowohl die obere als auch die untere hochfeste M20-Schraube mit einem Drehmomentschlüssel angezogen, um die Testvorspannung zu erreichen, wobei diese durch Donut-Kraftaufnehmer überprüft wurde (Abbildung 2.12).

Die Niedriggeschwindigkeitsversuche wurden mit einer Universalprüfmaschine Schenck Hydropuls S56 (Abbildung 2.11) durchgeführt. Eine solche Maschine besteht aus einem Hydraulikkolben mit einer Belastungsfähigkeit von +/-630 kN, einem maximalen Hub von +/-125 mm, und einem selbst ausbalancierten Stahlrahmen, der der axialen Belastung entgegenwirkt. Verschiedene Sensoren wurden vor und während der Untersuchung eingesetzt, um die Schraubenkraft, die Schlupfkraft, das Anzugsdrehmoment und die Verschiebung kontinuierlich zu kontrollieren. Die axialen Verschiebungen des Geräts wurden direkt vom

Messwertaufnehmer der Prüfmaschine abgelesen und ebenso wurde die Schlupfkraft unter Ausnutzung der Kraftmessdose der Maschine direkt kontrolliert. Vor der Untersuchung wurde das Anzugsdrehmoment mit einem Handdrehmomentschlüssel aufgebracht und mit einem Drehmomentsensor (*Futek TAT430*) mit einer maximalen Kapazität von 680 Nm überprüft. Gleichzeitig wurde die auf die Schrauben aufgebrachte Vorspannung vor und während der Prüfung mit Hilfe von Donut-Kraftaufnehmern (*Futek LTH500*) mit einer maximalen Kapazität von 222 kN überprüft. Vor jeder Prüfung wurde die Kraft mit einem Drehmomentschlüssel auf die Schrauben aufgebracht, wobei das aufgebrachte Anzugsdrehmoment und die Vorspannkraft in der Schraube überprüft wurden. Insbesondere, die verwendeten Schrauben hatten einen durchschnittlichen Wert des k-Faktors von 0.13. Der Wert des Anziehdrehmoments, das bei jedem Versuch auf die Schrauben angewendet wurde, variierte zwischen einem Maximum von 0.13x171.5x20 = 446 Nm (100% der Prüfvorspannung) und einem Minimum von 0.40x0.13x171.5x20 = 178 Nm (40% der Prüfvorspannung).



a) Reihenfolge des Anziehens *b) Typisches Drehmoment-Vorspannungs-Diagramm*

Abbildung 2.12 – Anziehen der Schrauben

2.3.2 *Aufbau für Hochgeschwindigkeitsversuche*

Um das Verhalten von Reibmaterialien bei hohen Geschwindigkeiten zu untersuchen, wurde eine spezielle Versuchskampagne an Einrichtungen mit Reibbelägen von FIP Industriale S.p.a. geplant und durchgeführt.

Die Probekörper (Abbildung 2.13) sind bis auf das Befestigungssystem am Versuchsaufbau nahezu identisch mit denen, die für die Tests bei niedriger Geschwindigkeit verwendet wurden. Die Probekörper bestehen aus zwei Reibbelägen, die auf einer AISI 304 Platte gleiten. Die Schrauben, die die Vorspannung auf die Reibbeläge aufbringen, sind zwei M20 HV 10.9, und die darauf wirkende Kraft wird durch zwei Kraftmessscheiben gemessen. Die für die Versuche verwendete Prüfmaschine ist in Abbildung 2.14 dargestellt. Sie besteht aus einem sehr steifen Rigg und einem Aktuator mit einer maximalen Axialkraft von 2000 kN, einem Kolbenhub von ±300 mm und einer maximalen Geschwindigkeit bei maximaler Kraft von 300 mm/s. Die Versuche wurden unter einer Verschiebungskontrolle durchgeführt, wobei für die Versuche der ersten Untersuchungsphase ein sinusförmiger Eingang mit einer Frequenz von 1.27 Hz, variabler Amplitude (bis zu ±25 mm) und einer maximalen Geschwindigkeit von 200 mm/s verwendet wurde.

Abgesehen von der Form des Eingangssignals ist das Prüfprotokoll das gleiche wie bei den Tests mit niedriger Geschwindigkeit. Offensichtlich wurde die Geschwindigkeit der Lasteinleitung

von Fall zu Fall variiert, um den Einfluss der Geschwindigkeit auf den Reibungskoeffizienten zu untersuchen.

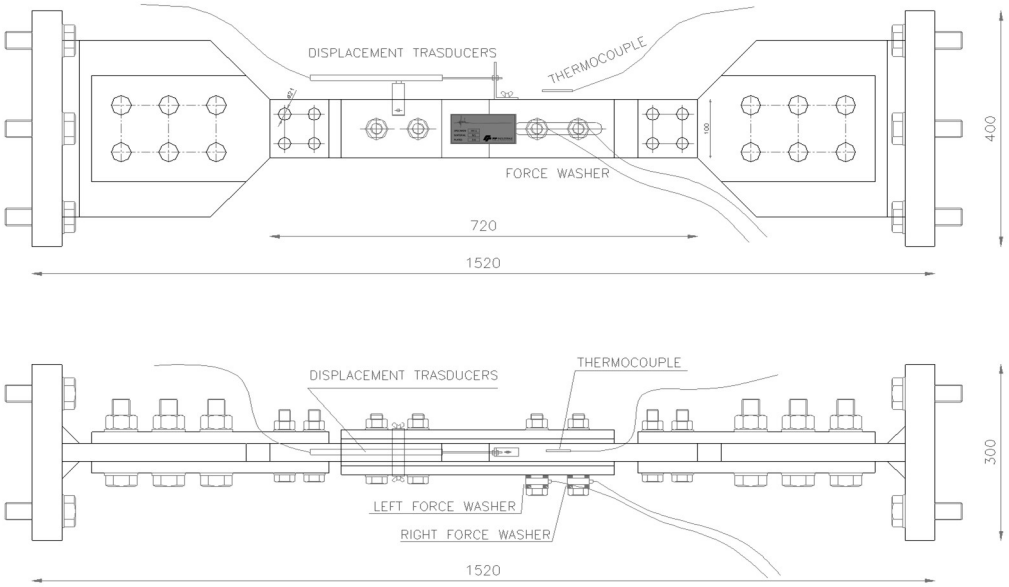


Abbildung 2.13 – Probenanordnung für Hochgeschwindigkeitsversuche

Abbildung 2.14 – Prüfmaschine

2.3.3 *Zusammenfassung der Versuchsergebnisse*

Wie bereits erwähnt, wurde bei den Versuchen mit niedrigen Geschwindigkeiten das zyklische Belastungsprotokoll in Einklang mit dem in EN 15129 [47] vorgeschlagenen Belastungsverfahren angewandt, und für jeden Versuch wurden die Zyklen-Folgen mit den folgenden Geschwindigkeiten angewandt:

- 5 Zyklen bei 6.25 mm mit 1 mm/s;
- 5 Zyklen bei 12.5 mm mit 4/5 mm/s;
- 40 Zyklen bei 25 mm mit 4/5 mm/s.

Für jeden Test wurde die zyklische Antwort der Grenzflächen ausgewertet, indem der Anfangswert des Reibungskoeffizienten und seine Verringerung während der zyklischen Belastungsgeschichte mit Hilfe der an dem Probekörper angebrachten Lastsensoren analysiert wurde. Insbesondere sind in den folgenden Diagrammen mehrere Parameter angegeben:

- Die Kraft-Weg-Hysterese wird in Form von Schlupfkraft ($F_{\mathrm{slip,i}}$) und Weg (d_{i}) dargestellt, die von der Kraftmessdose bzw. dem LVDT der Prüfmaschine erfasst wurden;
- Der "effektive" Wert (oder Bemessungs-Wert) des Reibungskoeffizienten ($\mu_{\mathrm{effective}}$) gegenüber der kumulativen Verschiebung (d_{total}). Der effektive Wert des Reibungskoeffizienten wurde als das Verhältnis zwischen der Schlupfkraft (erfasst von der Kraftmessdose der Prüfmaschine) und der Summe der anfänglichen Vorspannkräfte, die von den Schrauben auf die Reibungsschnittstelle ($4N_0$) aufgebracht werden, berechnet;
- Der "tatsächliche" Wert des Reibungskoeffizienten (μ_{actual}) gegenüber der kumulierten Verschiebung (d_{total}). Der tatsächliche Wert des Reibungskoeffizienten wurde als das Verhältnis zwischen der Schlupfkraft (erfasst von der Kraftmessdose der Prüfmaschine) und der Summe der tatsächlichen Werte der Vorspannkräfte, die von den Schrauben auf die Reibungsfläche ausgeübt werden und die direkt von den Kraftmessdosen während des Tests erfasst wurden ($2N_{\mathrm{cell,1}}+2N_{\mathrm{cell,2}}$), berechnet. Im Folgenden wird eine Synthese der Ergebnisse berichtet.

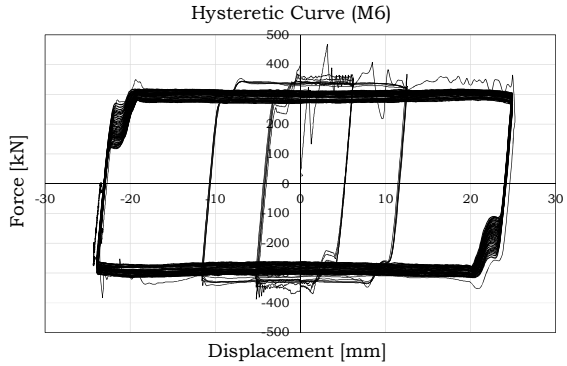
Zusätzlich wurde das Verhalten der Reibeinrichtung durch Auswertung der effektiven Dämpfungsabnahme nach EN 15129 [47] beschrieben. Dieser Parameter stellt die Verschlechterung der Energiedissipation dar, normiert in Bezug auf den Wert der Energiedissipation, gemessen beim 3. Zyklus des Zyklussatzes mit maximaler Amplitude. Die wichtigsten Ergebnisse werden in den nächsten Abschnitten zusammengefasst. Aufgrund der hohen Datenmenge muss für die detaillierten Versuchsergebnisse jedoch auf das „*Deliverable*“ des Aufgabenpakets 1.1 des FREEDAM-Forschungsprojekts verwiesen werden.

2.3.3.1 Einfluss der Beschichtungsart: "Harte" Werkstoffe (M6-M8)

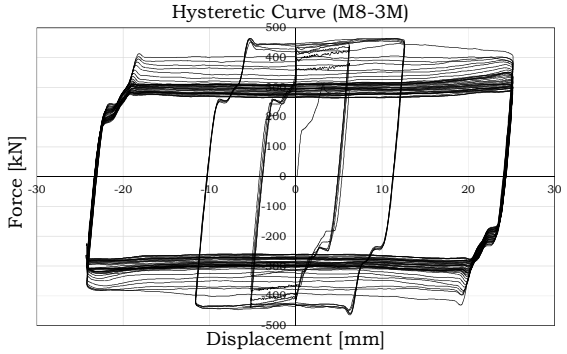
Eine Zusammenfassung der Versuchsergebnisse an den Grenzflächen, die rostfreien Stahl mit Reibbelägen koppeln, die mit den "harten" Beschichtungen beschichtet sind, wird in Abbildung 2.15 dargestellt, wo auch die hysteretischen Kurven eines der untersuchten Materialien aufgeführt sind.

Im Falle der M6-Hartmetallbeschichtung wurde die zyklische Antwort durch die Entwicklung eines anfänglichen Wertes der Schlupfkraft von etwa 350 kN charakterisiert, gefolgt von einer progressiven Verminderung, die am Ende des Tests bei etwa 20% lag. Während der Versuche wurde das eigenartige Verhalten dieses Materials beobachtet. Tatsächlich war die Hysteresekurve, wie man aus Abbildung 2.15a erkennen kann, von einer anfänglichen Stick-Slip-Phase mit der Entwicklung eines ersten instabilen Zyklus betroffen, der durch Sprünge der Kraft und plötzliche Energiefreisetzungen gekennzeichnet war. Dennoch, nach diesem ersten Zyklus, der es wahrscheinlich ermöglicht, die anfängliche interatomare Anziehung zwischen den sich berührenden Oberflächen (Adhäsionskomponente der Reibung) zu brechen, trat der Schlupf regelmäßig auf, was zu einer sehr stabilen Antwort bis zum Ende des Versuchs führte. Im Falle der M7-Hartmetallbeschichtung wurde global ein ähnliches Verhalten beobachtet. Das Verhalten war in diesem Fall durch eine anfängliche Schlupfkraft von etwa 250 kN gekennzeichnet, die nach einigen Zyklen leicht anstieg und sich bei einem Wert von etwa 300 kN stabilisierte. Nach Erreichen dieses Wertes waren alle Zyklen durch die gleiche Schlupfkraft gekennzeichnet, wodurch auch in diesem Fall ein stabiles und dissipatives Verhalten erreicht wurde. Obwohl das

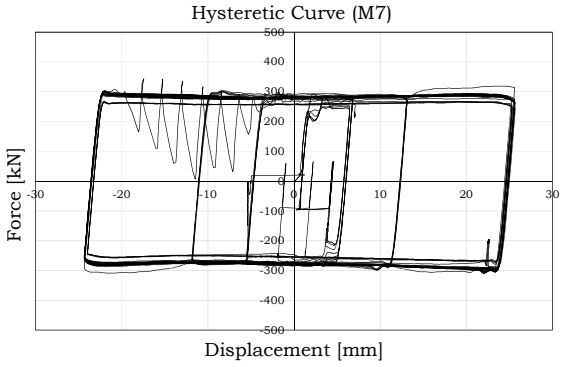
in Abbildung 2.15c dargestellte hysteretische Verhalten dem für das Material M6 beobachteten ziemlich ähnlich zu sein scheint, musste in diesem Fall zur Durchführung des Versuches die Geschwindigkeit aufgrund der Entwicklung eines starken Stick-Slip-Verhaltens, das durch plötzliche Energiefreisetzungen und Vibrationen gekennzeichnet ist, deutlich reduziert werden. Die 3M Reibbeläge erwiesen ein Verhalten, das, wie bereits in der Vergangenheit von denselben Autoren bei anderen Materialien wie Messing oder einigen Arten von Phenolkautschuk [43] beobachtet, durch zwei unterschiedliche Phasen des Verhaltens gekennzeichnet war. Eine erste Phase, in der die Grenzfläche ein Verfestigungsverhalten aufweist, das durch eine Erhöhung des Gleitwiderstandes um ca. 60% gekennzeichnet ist. Eine zweite Phase, die durch eine Verminderung der Schlupfkraft gekennzeichnet ist, die am Ende der Degradation wieder den Anfangswert erreicht. Darüber hinaus wurde in diesem Fall kein Stick-Slip-Verhalten beobachtet, und alle Zyklen waren durch einen stabilen Wert der Schlupfkraft gekennzeichnet. Der Anfangswert der Schlupfkraft wurde mit ca. 400 kN angegeben (Abbildung 2.15b).



a) Hysteretisches Verhalten von M6 Unterlegplatten



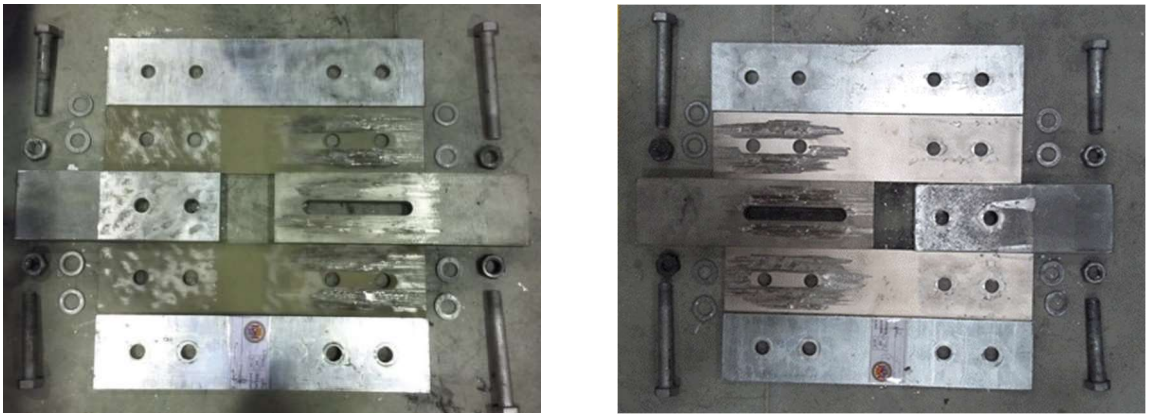
b) Hysteretisches Verhalten von M8-3M Unterlegplatten



c) Hysteretisches Verhalten von M7 Unterlegplatten

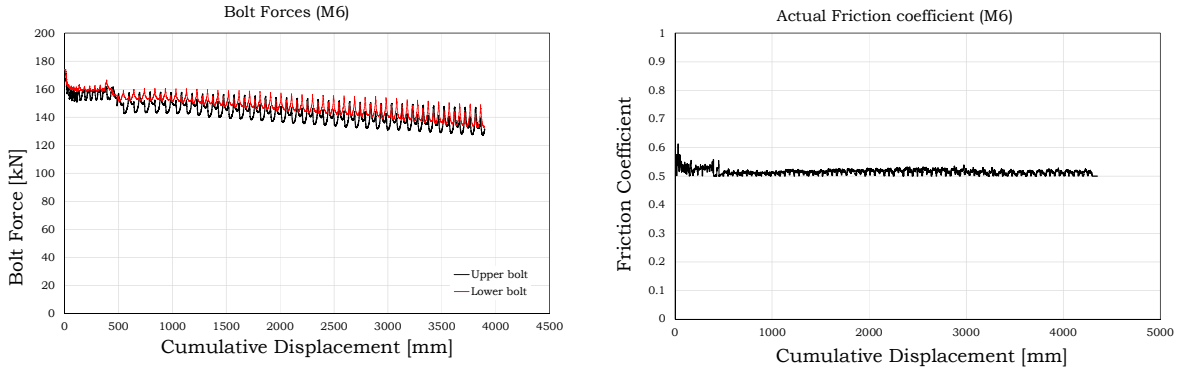
Abbildung 2.15 – Hysteretisches Verhalten von harten Unterlegplatten

Nach den Versuchen wurden die Probekörper geöffnet, um die Beschädigung der Grenzflächen zu beurteilen. In Abbildung 2.16 ist der Schädigungszustand der Grenzfläche für Probekörper mit M6- und 3M-Reibbelägen dargestellt. Wie man aus dieser Abbildung ersehen kann, konzentrierte sich bei diesen Materialien aufgrund der höheren Härte der Beschichtung im Vergleich zum Edelstahl der größte Teil der Beschädigung auf die Edelstahlplatte, die am Ende des Versuchs viele Kratzer in der Zone unter dem Schraubenkopf aufwies. In Abbildung 2.17 ist beispielhaft das Diagramm der Schraubenkräfte (überwacht mit den Kraftmessdosen) und des tatsächlichen Reibungskoeffizienten über dem kumulativen Weg des Dämpfers für die Probe mit Reibbelägen, die mit M6-Hartmetall beschichtet sind, dargestellt.



a) Beschädigung von M6 Unterlegplatten *b) Beschädigung von 3M Unterlegplatten*

Abbildung 2.16 – Beschädigung von harten Unterlegplatten



a) Typische Diagramme der Schraubenkräfte *b) "Tatsächlicher" Reibungskoeffizient vs. kumulative Verschiebung: M6*

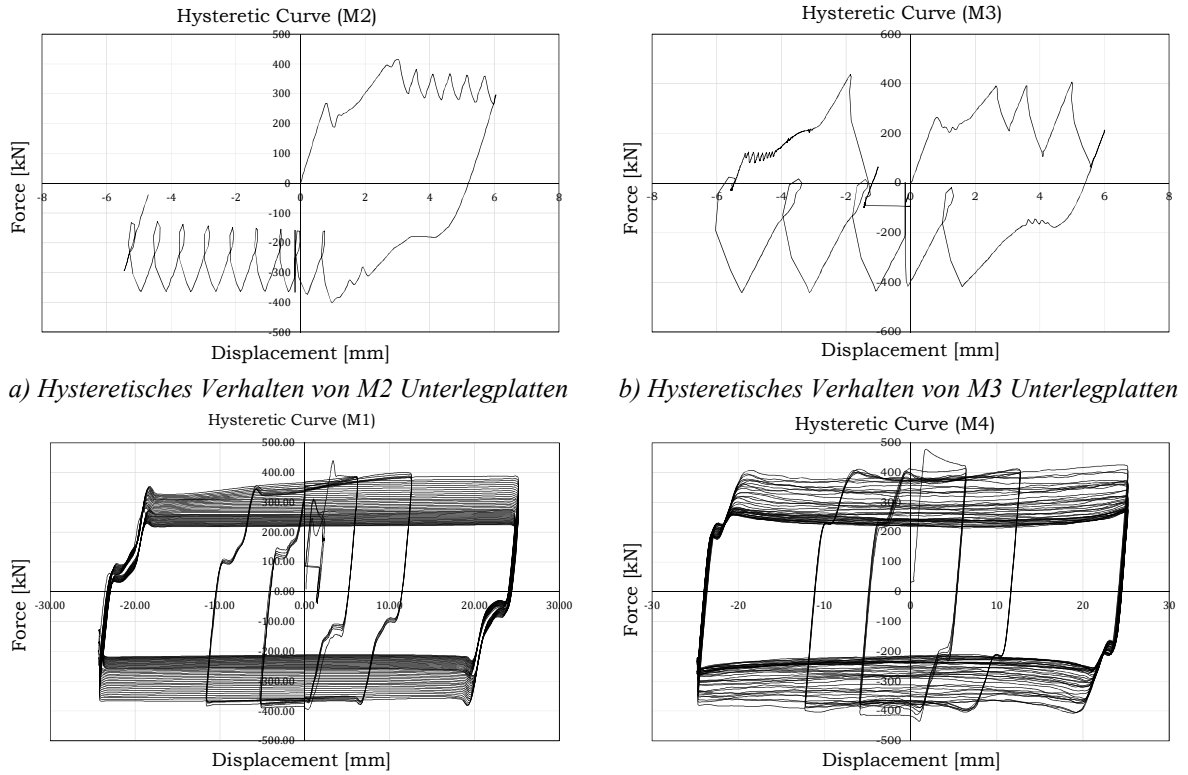
Abbildung 2.17 – Tatsächliche Entwicklung des Reibungskoeffizienten und der Schraubenkräfte

Aus dieser Abbildung kann man ersehen, dass beide Schrauben, die anfänglich angezogen wurden, um die Prüflast von 171.5 kN zu erreichen, nach dem ersten Zyklus der Belastungsgeschichte etwa 7% der anfänglichen Vorspannung verloren haben, und danach haben sie sich während der Versuchsdauer gleichmäßig gelockert und am Ende einen Gesamtverlust von etwa 20% erreicht. Umgekehrt bleibt der "tatsächliche" Reibungskoeffizient konstant, was ein stabiles Verhalten der Reibbeläge zeigt.

2.3.3.2 Einfluss der Beschichtungsart: "Weiche" Materialien (M1-M5)

Ähnlich wie im Fall von M7-Hartmetall zeigten auch einige der weichen Materialien ein Verhalten, das durch das Stick-Slip-Phänomen gekennzeichnet war. Dies ist der Fall bei drei der ausgewählten Nichteisenmetalle, nämlich M2, M3 und M5, deren Antwort durch abwechselnde Stopps und Starts der Bewegung mit starken und plötzlichen Energiefreisetzungen gekennzeichnet war (Abbildung 2.18a-b). Daher wurden auch in all diesen Fällen die Versuche vorzeitig abgebrochen, um Schäden an den Prüfgeräten zu vermeiden. Für diese Materialien wurde nach dem ersten Gleiten das hysteretische Verhalten durch abwechselnde und kontinuierliche Sprünge der Kraft von den statischen zu den dynamischen Werten charakterisiert. Es ist erwähnenswert, dass, obwohl das zyklische Verhalten dieser Grenzflächen eindeutig nicht für seismische Anwendungen geeignet ist, aus den Ergebnissen dieser experimentellen Analyse hervorgeht, dass diese Materialien aufgrund des hohen Wertes des

Reibungskoeffizienten dennoch vielversprechend für die Anwendung in Reibungsverbindungen sein könnten, die für statische Lasten ausgelegt sind.



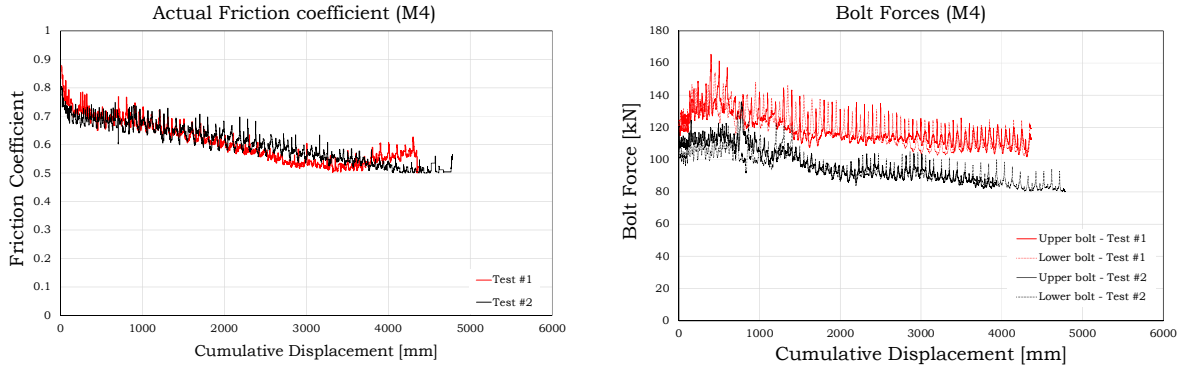
a) Hysteretisches Verhalten von M2 Unterlegplatten *b) Hysteretisches Verhalten von M3 Unterlegplatten*

c) Hysteretisches Verhalten von M1 Unterlegplatten *d) Hysteretisches Verhalten von M4 Unterlegplatten*

Abbildung 2.18 – Hysteretisches Verhalten von weichen Unterlegplatten

Die Metalle M1 und M4 haben ein sehr ähnliches Verhalten gezeigt (Abbildung 2.18c-d). Insbesondere wurde ihr hysteretisches Verhalten durch einen Wert der Schlupfkraft charakterisiert, der höher ist als der entsprechende Wert, der mit den "harten" Materialien erhalten wurde, aber auf der anderen Seite haben sie auch eine stärkere Verminderung sowohl durch das Lösen der Schraube als auch durch die Beschädigung der Reibbeläge bewirkt. Außerdem war bei beiden Materialien das Verhalten in den beiden identischen Versuchen signifikant unterschiedlich, was eine zufällige Variabilität des Verhaltens dieser Materialien zeigt. Diese Variabilität war hauptsächlich auf das unterschiedliche Verhalten der Schrauben in den beiden Versuchen zurückzuführen. Als Beispiel sind in Abbildung 2.19 mit roten und schwarzen Linien die Ergebnisse, ausgedrückt als Reibungskoeffizient und Schraubenkräfte gegen den kumulierten Weg, für die beiden Tests, die an den Probekörpern mit M4-Reibbelägen durchgeführt wurden, dargestellt. Aus diesen Diagrammen ist ersichtlich, dass, obwohl der tatsächliche Wert des Reibungskoeffizienten in den beiden Tests nicht variiert, die Schrauben ein deutlich unterschiedliches Verhalten aufweisen, was folglich zu einem unterschiedlichen Verhalten der gesamten hysteretischen Antwort führt. Insbesondere wurde bei einem der beiden Versuche nach dem ersten Gleiten ein plötzlicher Vorspannungsverlust in den Schrauben von ca. 15% beobachtet, was in der Folge zu einem proportionalen Verlust der Gleitkraft führte. Ein solch unterschiedliches Verhalten der Probekörper kann wahrscheinlich auf die Unvollkommenheiten der auf den Reibscheiben aufgebrachten Beschichtung zurückzuführen sein, die bei weichen Beschichtungen vollständig manuell erfolgt und zu einer ungleichmäßigen Verteilung des Beschichtungsmetalls führt. Bei Material M1 betrug der Abfall der anfänglichen

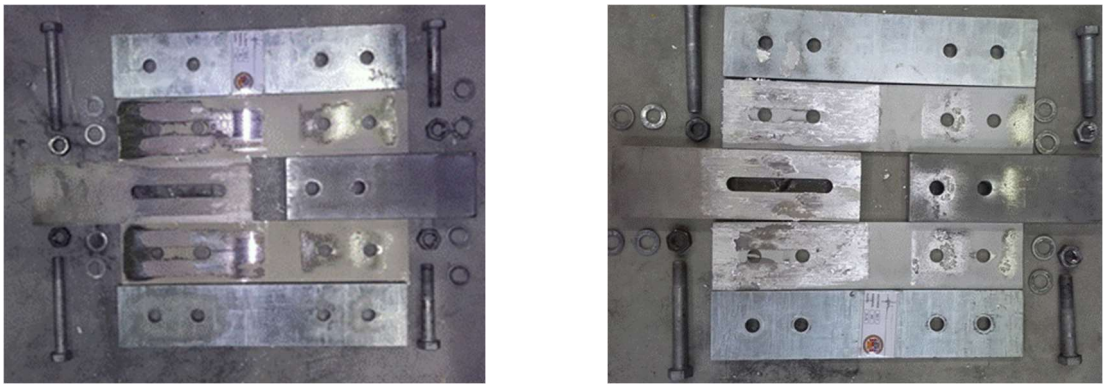
Schlupfkraft am Ende der Tests 45%, während er bei Material M4 etwa 50% betrug. Dennoch lieferten beide Materialien sehr hohe Werte des Reibungskoeffizienten und insbesondere der anfängliche Reibungskoeffizient der Materialien M1 und M4 entsprach etwa 0.55/0.65 bzw. 0.7/0.9.



a) Aktueller Reibungskoeffizient – M4 *b) Schraubenkräfte – M4*

Abbildung 2.19 – Tatsächliche Entwicklung des Reibungskoeffizienten und der Schraubenkräfte

Wie in den vorherigen Fällen wurden auch die mit weichen Materialien realisierten Probekörper nach der Prüfung geöffnet, um die Schädigung der Grenzflächen zu bewerten. Wie aus Abbildung 2.20 zu erkennen ist, konzentrierte sich die Beschädigung in diesen Fällen erwartungsgemäß hauptsächlich auf die Reibscheiben, während die Edelstahlplatten nach dem Test praktisch unbeschädigt waren.



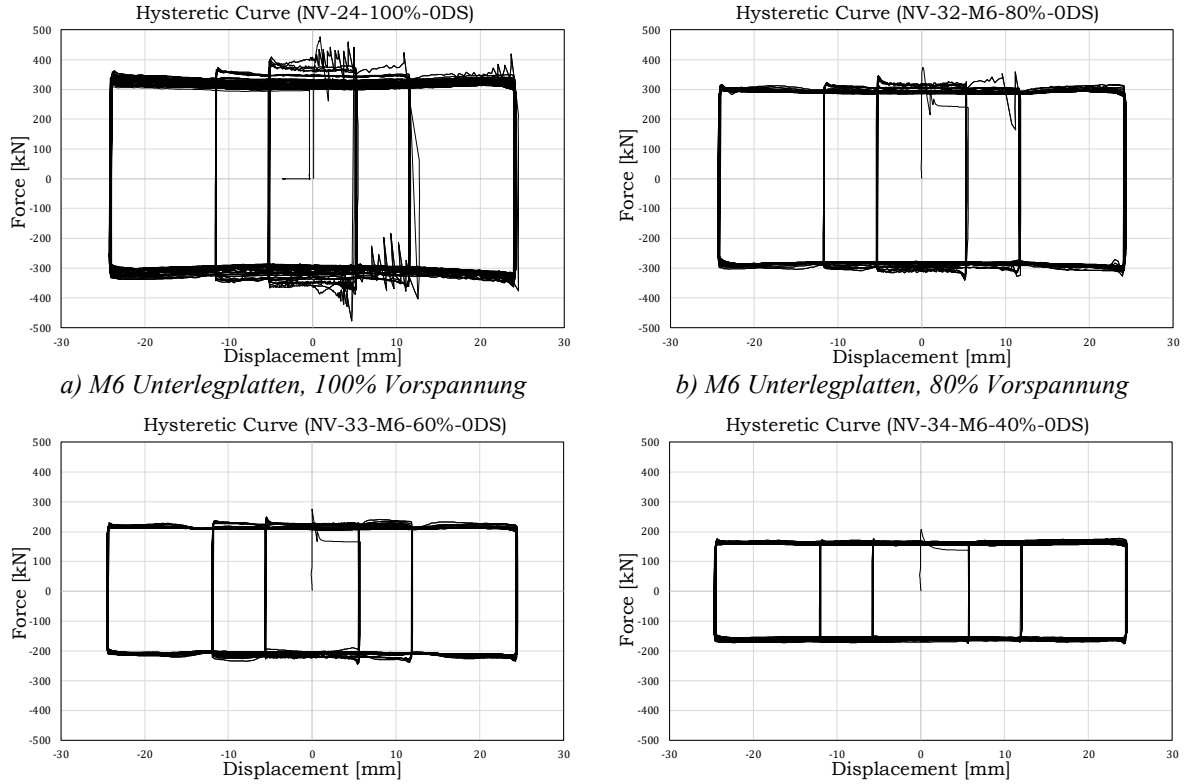
a) Beschädigung von M1 Unterlegplatten *b) Beschädigung von M4 Unterlegplatten*

Abbildung 2.20 – Beschädigung nach den Versuchen

2.3.3.3 Einfluss der Klemmkraft

Um den Einfluss der Parameter, die das Verhalten der elementaren Reibungsdämpfer beeinflussen, zu untersuchen, wurden die experimentellen Untersuchungen an einigen Materialien (M1, M4, M6) erweitert. Insbesondere wurden für diese drei Materialien der Einfluss der Spannkraft, der Einfluss der Tellerfederkonfigurationen und die zufälligen Materialvariabilitätseffekte untersucht. In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Spannkraft auf das hysteretische Verhalten von Reibungsdämpfern kurz diskutiert. Die Darstellung der typischen Kraft-Weg-Kurven einer Versuchsreihe mit variabler Vorspannung ist beispielhaft in Abbildung 2.21 für einen der drei untersuchten Werkstoffe (M6) dargestellt. Die Ergebnisse für die anderen Materialien in Bezug auf das globale Verhalten sind sehr ähnlich, und es wird nicht im Detail kommentiert. Wie erwartet, war das hysteretische Verhalten im Allgemeinen durch

eine hohe Anfangssteifigkeit bis zum Erreichen des Wertes der statischen Schlupfkraft gekennzeichnet, der in allen untersuchten Fällen höher war als der stabilisierte dynamische Reibungswiderstand. Alle Materialien wiesen nahezu rechteckige Hystereseschleifen auf. In Bezug auf das Kraft-Weg-Verhalten war das einzige Material, das ein weniger stabiles Verhalten zeigte, das Material M6, das, wie bereits erläutert, eine harte Beschichtung ist, deren Verhalten bei hohen Drücken durch einen ersten Zyklus gekennzeichnet ist, der ein leichtes Stick-Slip-Verhalten aufweist.



a) M6 Unterlegplatten, 100% Vorspannung

b) M6 Unterlegplatten, 80% Vorspannung

c) M6 Unterlegplatten, 60% Vorspannung

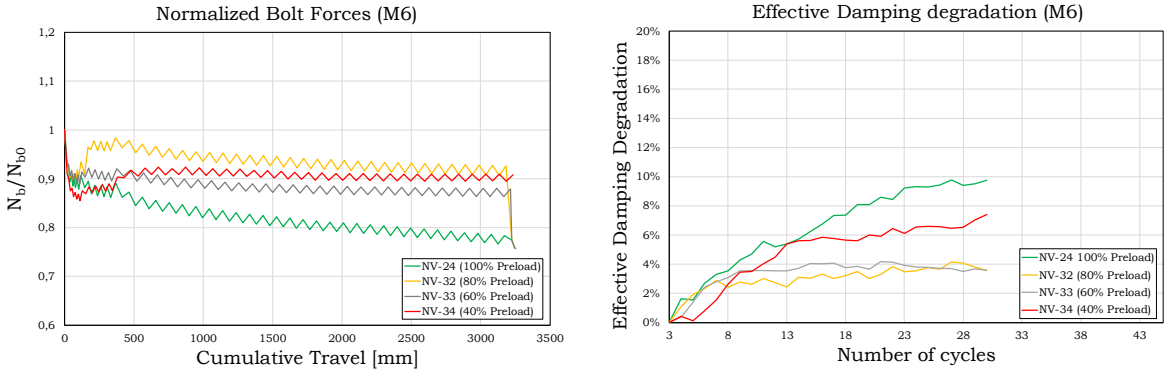
d) M6 Unterlegplatten, 40% Vorspannung

Abbildung 2.21 – Einfluss der Vorspannung

Einer der wichtigsten Aspekte, der in dieser Versuchsreihe beobachtet wurde, ist, dass bei diesem speziellen Beschichtungsmaterial die Stick-Slip-Antwort verschwindet, indem die Vorspannung der Schrauben reduziert wird, was zeigt, dass das Stick-Slip-Phänomen stark von dem an der Grenzfläche erzeugten Kontaktdruck abhängt. In Abbildung 2.22 sind die Entwicklung der Schraubenkräfte während der Tests und die effektive Dämpfungsdegradation dargestellt. Die Schraubenkraft (N_b) wird auf den Anfangswert zu Beginn der Prüfung (N_{b0}) normiert, während die effektive Dämpfungsabnahme nach dem in [47] angegebenen Verfahren berechnet wird.

Aus diesen Diagrammen ist zu erkennen, dass die Verringerung der anfänglichen Vorspannungskraft zu einer Verbesserung der effektiven Dämpfungsverschlechterung führt. Dieser letzte Parameter drückt vor allem die Verschlechterung des Energiedissipationsvermögens der Reibverbindung aus. In Bezug auf den Anfangswert des Reibungskoeffizienten, wie er in der Synthese in Abbildung 2.23 dargestellt ist, zeigten die drei untersuchten Materialien keine starke Abhängigkeit von der Vorspannung, während ihre progressive Verschlechterung abnahm, soweit die anfängliche Spannkraft reduziert wurde. Die bei diesen Versuchen beobachtete Variation des Anfangswertes des Reibungskoeffizienten lag

praktisch innerhalb der normalen statistischen Schwankungsbreite des Reibungskoeffizienten, die für diese Materialien beobachtet wurde. Insbesondere reichte der Anfangswert des Reibungskoeffizienten für das Material M1 von 0.67 bis 0.75, für das Material M4 von 0.71 bis 0.94 und für das Material M6 von 0.62 bis 0.65 (ohne eine klare Tendenz in Bezug auf die angewendete Vorspannung zu zeigen), während die statistische Variationsbreite desselben Parameters, wie im Folgenden gezeigt wird, gleich 0.62-0.81 für das Material M1, 0.69-0.84 für das Material M4 und 0.52-0.68 für das Material M6 ist.

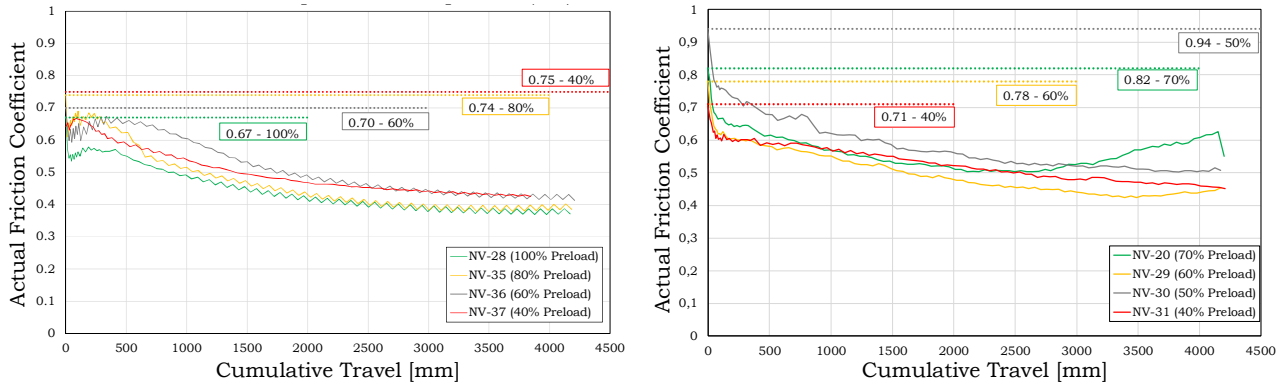


a) Reduzierung der Schraubenkräfte (100% bis 40% Vorspannungen)

b) Reduzierung der Energiedissipation (100% bis 40% Vorspannung)

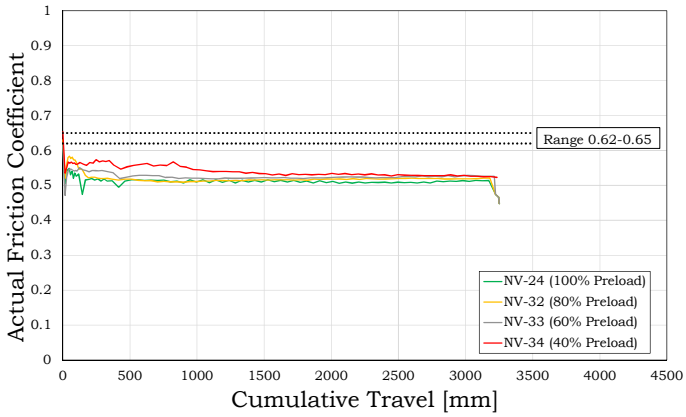
Abbildung 2.22 – Schraubenkräfte und Verringerung der Energiedissipation

Daher zeigten die Versuche bei variablen Werten der Vorspannkraft keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen dem Haftreibungskoeffizienten und der Schraubenvorspannkraft auf. Umgekehrt, zeigten die Darstellung der Schraubenkräfte, normiert auf die anfängliche Vorspannung, über den kumulierten Weg und die Diagramme der effektiven Dämpfungsverschlechterung über die Anzahl der Zyklen, dass eine Reduzierung der Vorspannkraft erwartungsgemäß zu einem geringeren Verlust der Schraubenvorspannung und einer geringeren Energieverschlechterung führt. Zusätzlich ergab die Analyse aller Daten, dass für das Material M6 die effektive Dämpfungsdegradation beim 10. Zyklus immer unter den von der EN 15129 [47] geforderten 10% lag. Für die Werkstoffe M1 und M3 (weiche Werkstoffe) hingegen zeigten die Ergebnisse, dass diese Mindestanforderung nur erfüllt werden kann, wenn der Lastdruck auf 60% der Prüflast begrenzt wird.



a) Einfluss der Vorspannung auf den Reibungskoeffizienten: M1 Unterlegplatten

b) Einfluss der Vorspannung auf den Reibungskoeffizienten: M4 Unterlegplatten



c) Einfluss der Vorspannung auf den Reibungskoeffizienten: M6 Unterlegplatten

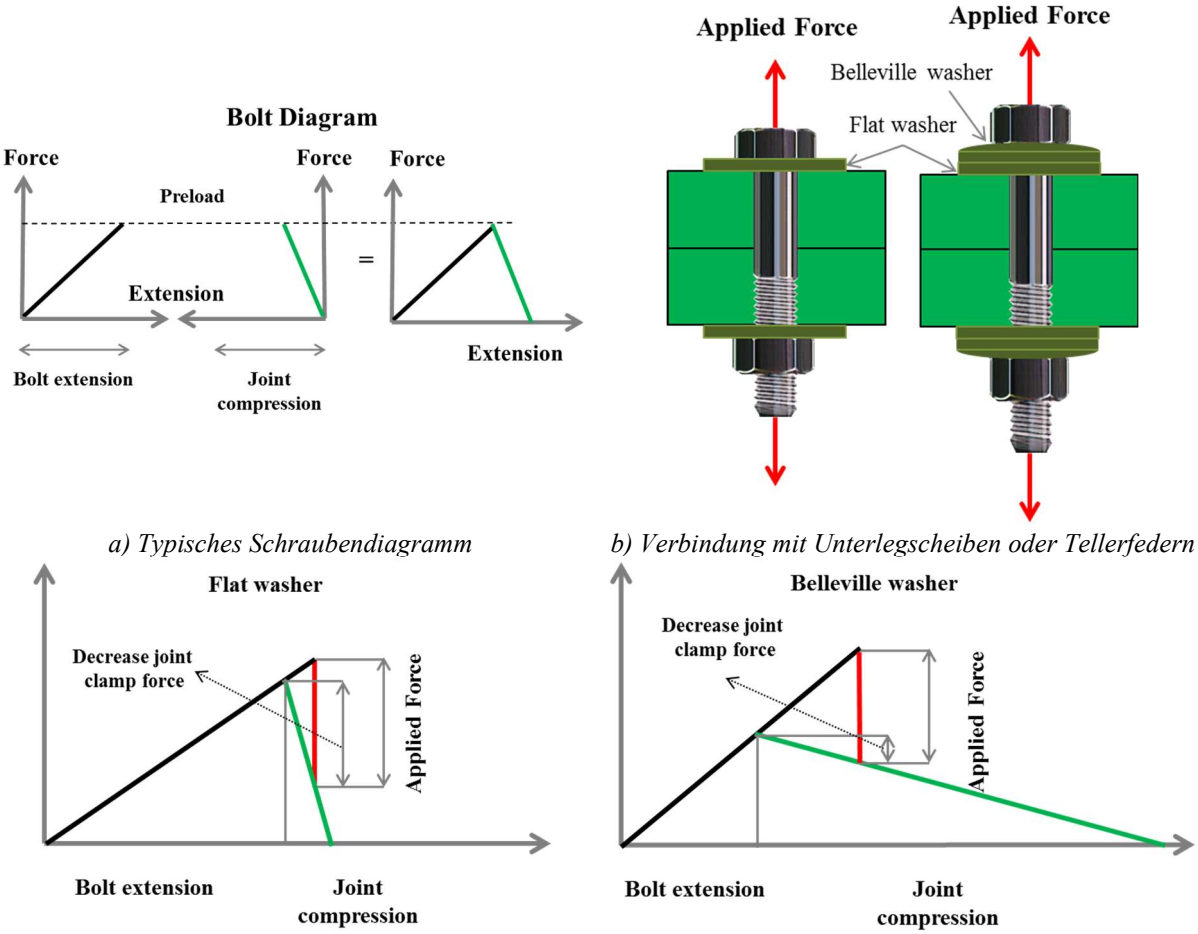
Abbildung 2.23 – Einfluss der Vorspannung

2.3.3.4 Einfluss der Tellerfeder-Konfiguration

Tellerfedern sind eine Art von konischen Ringscheiben, oft auch Belleville genannt, die sich (bei entsprechender Voreinstellung [48]) bis zum Erreichen eines Schwellenwertes elastisch zusammendrücken können, über den hinaus sie einen deutlichen Anstieg der Steifigkeit bis zur vollständigen Abflachung zeigen. Ihr Hauptmerkmal ist, dass sie übereinander (Parallelstapel) angeordnet werden können, um den Widerstand zu verdoppeln, oder Rücken an Rücken (Reihenstapel), um die Verformbarkeit zu verdoppeln, oder wiederum in Kombinationen von Reihen und Parallelen, um ein System von Unterlegscheiben zu erhalten, das gleichzeitig die gewünschten Werte für Steifigkeit und Widerstand aufweist. Ihr Vorhandensein wird in der Fachliteratur in der Regel in all den Fällen als vorteilhaft angesehen, in denen es erforderlich ist, die Vorspannung in Schrauben über die Lebensdauer einer Verbindung konstant zu halten und insbesondere in den Fällen, in denen Schwingungen, Kriechen oder elastische Wechselwirkungen zwischen Schrauben zu erwarten sind.

Alle diese Phänomene werden in [48] ausführlich erklärt. Ihre mögliche Auswirkung wird in Abbildung 2.24 kurz erläutert, wo das Verhalten eines Systems mit normalen Unterlegscheiben und eines anderen mit Tellerfedern verglichen wird. Der Hauptunterschied zwischen den beiden Fällen, der sich leicht nachweisen lässt, besteht darin, dass bei einer Dickenreduzierung in der Schraubenbaugruppe, die auf Verschleiß unter zyklischer Belastung oder auf Kriechen der Beschichtungsschichten zurückzuführen ist, die geringere axiale Steifigkeit der Baugruppe dazu beiträgt, die Verringerung der eingespannten Dicke zu kompensieren, die auf Verschleiß des Reibmaterials oder das Quetschen von Beschichtungen und Unebenheiten zurückzuführen sein kann. Tatsächlich wirken die konischen Unterlegscheiben wie Federn, die den Schraubenschaft verschieben und das Lösen zumindest teilweise rückgängig machen. Die Auswirkung der Tellerfederkonfiguration wurde im Rahmen des FREEDAM-Projekts mit zyklischen Versuchen untersucht, wobei der Einsatz von vier verschiedenen möglichen Konfigurationen berücksichtigt wurde, nämlich: keine Tellerfedern, 3 parallel, 3 parallel-2 mal in Reihe (6-Tellerfedern), 3 parallel-3 mal in Reihe (9-Tellerfedern). Wie zuvor werden die Testergebnisse beispielhaft für das Material M1 zusammengefasst, aber für die anderen Fälle wurden vernachlässigbare Unterschiede im Verhalten festgestellt, so dass die hier berichteten Überlegungen auf alle in dieser Arbeit untersuchten Materialien ausgedehnt werden können. Der Vergleich wird hier mit Bezug auf das Material M1 durchgeführt, da sich so der Einfluss der Tellerfedern auf das

zyklische Verhalten besser herausstellen lässt. Betrachtet man das Material M1, so kann man in Abbildung 2.25 feststellen, dass die Konfiguration der Tellerfedern global gesehen keinen signifikanten Einfluss auf das hysteretische Verhalten zu haben scheint. Tatsächlich begannen alle Tests mit einer anfänglichen Schlupfkraft von ca. 400 kN und endeten mit einer Kraft von ca. 200 kN. Im Gegensatz zur erwarteten Reaktion zeigte das Verhalten im Fall mit der höheren Anzahl von Tellerfedern eine höhere Verschlechterung.



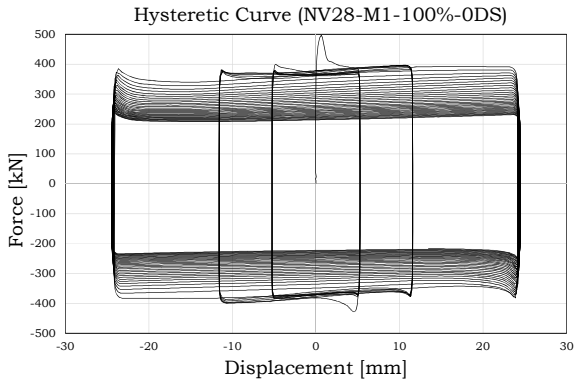
a) Typisches Schraubendiagramm *b) Verbindung mit Unterlegscheiben oder Tellerfedern*

c) Schraubendiagramm mit Unterlegscheiben *d) Schraubendiagramm mit Tellerfedern*

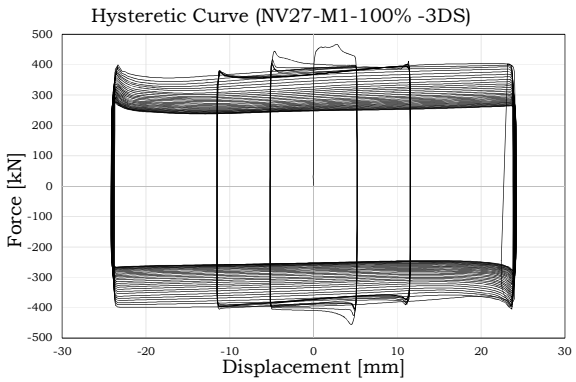
Abbildung 2.24 – Einfluss von Tellerfedern

Dieses Ergebnis weist aus Sicht des hysteretischen Gesamtverhaltens auf die begrenzte Wirksamkeit der europäisch genormten Tellerfedern auf das Gesamtverhalten des Dämpfers hin. Dies wird auch durch die Darstellung der Schraubenkräfte während des Tests und das Diagramm des effektiven Dämpfungsverlustes deutlich (Abbildung 2.26).

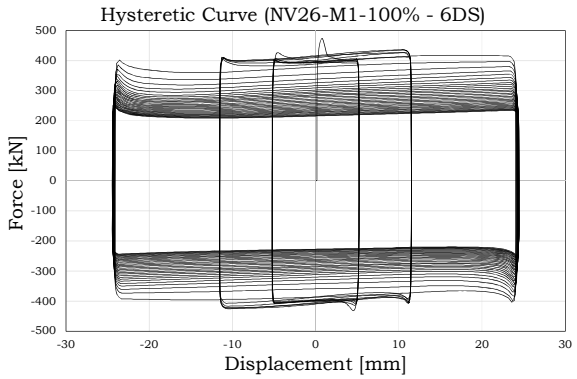
In Abbildung 2.26a sind die Schraubenkräfte während der Versuche dargestellt, die zeigen, dass eine höhere Verformbarkeit der Schraubengruppe erwartungsgemäß zu einem geringeren Verlust der anfänglichen Vorspannung führt. Der erzielte Vorteil führt jedoch nicht zu einer Gesamtverbesserung des hysteretischen Verhaltens der Verbindung, was wahrscheinlich auf einen höheren Verschleiß des Reibmaterials zurückzuführen ist. Dies wird in den Diagrammen der effektiven Dämpfungsverminderung (Abbildung 2.26b) deutlich, die zeigen, dass die Verwendung einer anderen Anordnung der Tellerfedern nicht mit einer signifikanten Verbesserung des Verhaltens einhergeht.



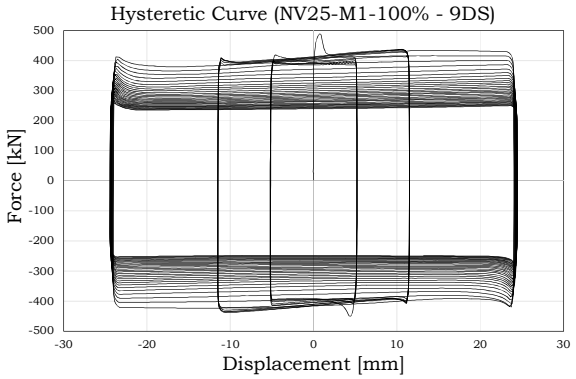
a) M1 Unterlegplatten mit Unterlegscheiben



b) M1 Unterlegplatten mit 3 Tellerfedern (3DS)

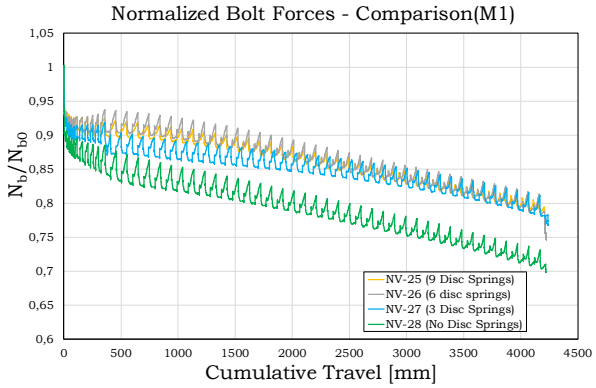


c) M1 Unterlegplatten mit 6 Tellerfedern (6DS)

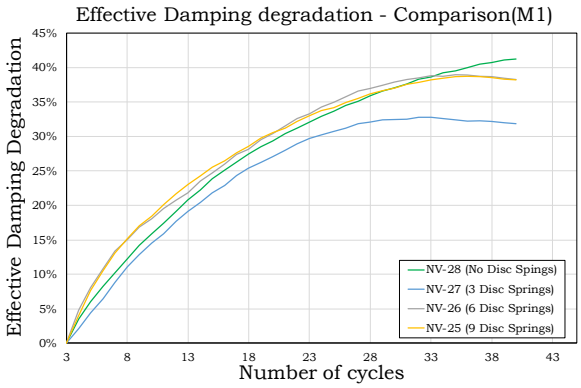


d) M1 Unterlegplatten mit 9 Tellerfedern (9DS)

Abbildung 2.25 – Einfluss der Anzahl der verwendeten Tellerfedern



a) Schraubenkräfte mit verschiedenen Konfigurationen von Unterlegscheiben



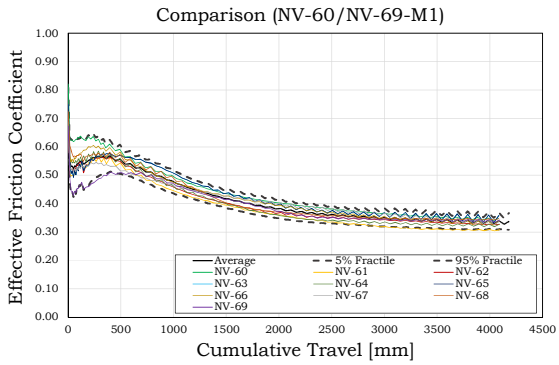
b) Effektive Dämpfungsverschlechterung mit verschiedenen Konfigurationen von Unterlegscheiben

Abbildung 2.26 – Reduzierung der effektiven Dämpfung und Reduzierung der Schraubenkräfte

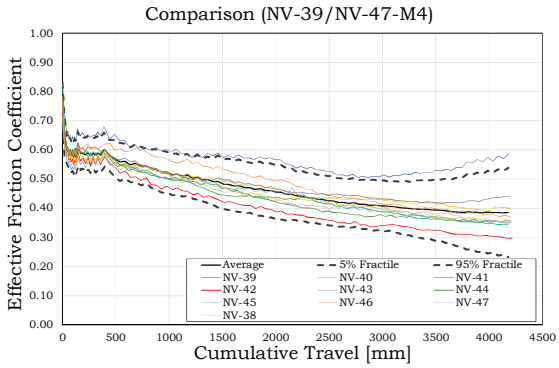
Zusammenfassend haben die Ergebnisse dieser Versuchsreihe gezeigt, dass die europäisch genormten Tellerfedern zwar helfen können, die Schraubenvorspannung konstant zu halten, aber insgesamt nicht in der Lage sind, eine signifikante Verbesserung des zyklischen Verhaltens zu bewirken. Obwohl sie also eine wichtige Rolle bei der Begrenzung anderer Effekte spielen können, wie z.B. dem langfristigen Verlust der ursprünglichen Vorspannung, Vibrationen oder thermischen Effekten, scheint ihre Verwendung nur einen begrenzten Einfluss auf das zyklische Verhalten zu haben.

2.3.3.5 Einfluss der Zufälligkeit

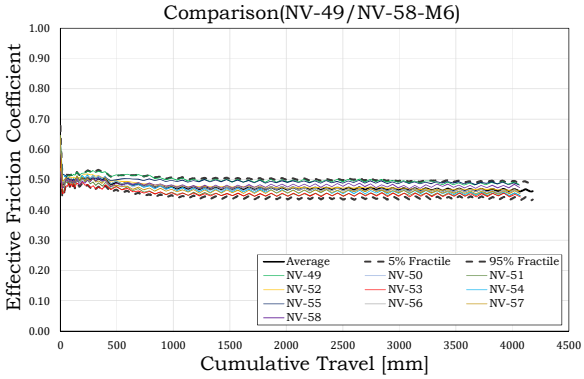
Spezifische Versuche im Rahmen des FREEDAM-Projekts dienten dazu, die statistische Schwankungsbreite des Reibungskoeffizienten zu ermitteln und Werte für die Reibungskoeffizienten vorzuschlagen, die bei der Auslegung von SLS („*Serviceability Limit State*“) und ULS („*Ultimate Limit State*“) verwendet werden sollten. Tatsächlich ist auch aus den bisherigen Ergebnissen leicht zu erkennen, dass die untersuchten Beschichtungsstoffe einer zufälligen Streuung unterliegen, die bei der Auslegung berücksichtigt werden muss, insbesondere im Hinblick auf die Anwendung von Kapazitätsauslegungsprinzipien. Während für SLS-Nachweise in der Regel der charakteristische Wert des Haftreibungskoeffizienten angenommen werden muss, ist es für ULS-Nachweise und insbesondere für die Anwendung von Kapazitätsbemessungsprinzipien erforderlich, sowohl den Mindestwert des dynamischen Reibungskoeffizienten (bezogen auf den stabilisierten Zyklus) als auch den oberen Grenzwert des Haftreibungskoeffizienten zu kennen. Das Verhältnis zwischen diesen beiden Werten wirkt sich natürlich auf den Überfestigkeitsfaktor aus, der in der Praxis bei der Bemessung der nicht-dissipativen Strukturbauteile berücksichtigt werden muss. Diese Versuchsreihe wurde für jedes Beschichtungsmaterial an zehn gleichen Probekörpern durchgeführt, die alle mit einer Vorlast von 60% des Prüfniveaus vorbelastet wurden (maximaler Wert, der als Ergebnis des FREEDAM-Projekts vorgeschlagen wurde). Obwohl Tellerfedern, wie bereits erläutert, aus seismischer Sicht nicht signifikant relevant sind, wurden die Probekörper in Anbetracht ihres möglichen Einflusses auf das Langzeitverhalten und auf Schwingungs- und thermische Effekte so angeordnet, dass sie sechs Tellerfedern aufnehmen, mit einem Set von 2 Parallelen, 3-fach in Serie.



a) Zufälligkeit des Reibungskoeffizienten - Unterlegplatten M1



b) Zufälligkeit des Reibungskoeffizienten - Unterlegplatten M4



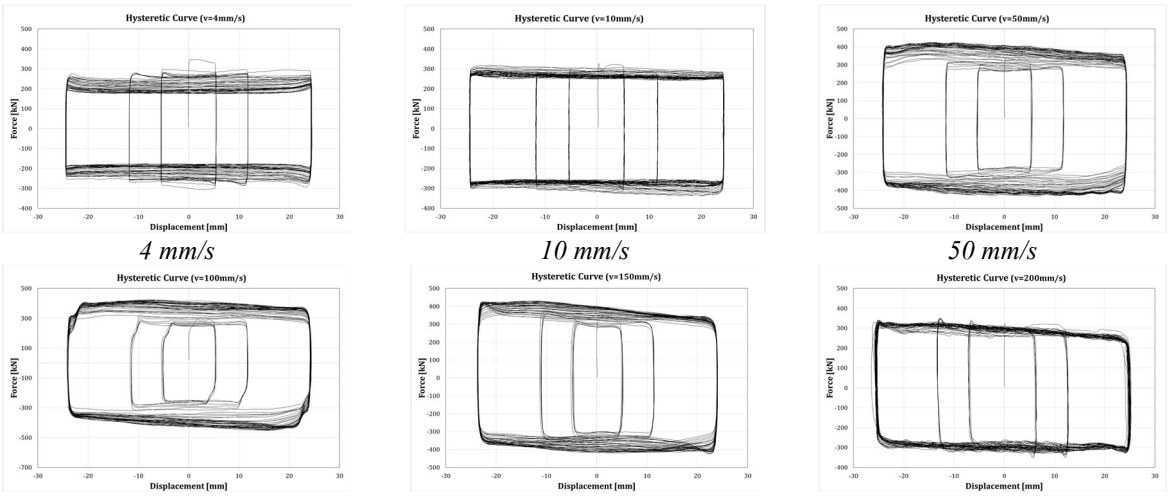
c) Zufälligkeit des Reibungskoeffizienten - Unterlegplatten M6

Abbildung 2.27 – Einfluss der Zufallsvariabilität

In den Diagrammen von Abbildung 2.27 ist eine Synthese der in allen Versuchen erhaltenen Reibungskoeffizienten (dargestellt gegen den kumulativen Weg) angegeben, wobei in denselben Diagrammen der Mittelwert (durchgezogene Linie) und die 5%- und 95%-Fraktile (untere und obere gestrichelte Linien), die für jeden Wert des kumulativen Weges ausgewertet wurden, subtrahiert oder addiert zum Mittelwert *k*- mal den Variationskoeffizienten, angegeben sind. Um der begrenzten Anzahl von Daten (10 Proben für jedes Material) zu berücksichtigen, wurde der Wert von *k*- gemäß den Angaben von EC-0 im Abschnitt D7.2 [26] definiert, und zwar wurde er gleich 1.92 unter der Annahme einer Normalverteilung angenommen.

2.3.3.6 Einfluss der Geschwindigkeit

Ähnlich wie die Versuche mit niedrigen Geschwindigkeiten wurden auch die Versuche mit hohen Geschwindigkeiten in zwei separaten Schritten durchgeführt. Im ersten Schritt wurde eine begrenzte Anzahl von Versuchen durchgeführt, wobei die Analyse auf acht Materialien erweitert wurde. Anschließend wurden weitere Versuche nur an den Materialien M1, M4, M6 durchgeführt.



4 mm/s *10 mm/s* *50 mm/s*

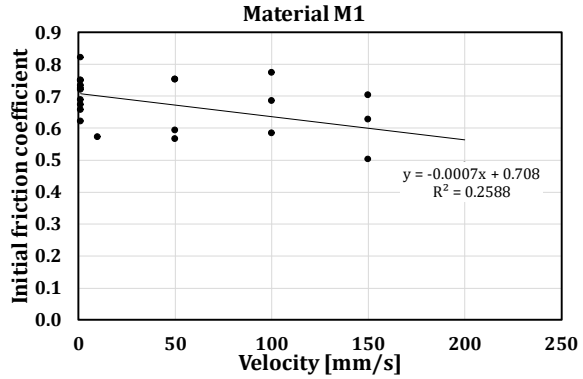
100 mm/s *150 mm/s* *200 mm/s*

Abbildung 2.28 – Zufälligkeit der Geschwindigkeit – Unterlegplatten M4

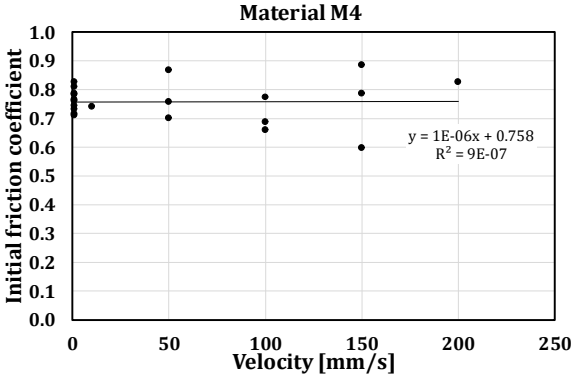
In der ersten Versuchsphase wurden 15 Hochgeschwindigkeitstests durchgeführt, wobei die Reibscheiben sowohl mit den fünf weichen als auch mit den drei harten Materialien beschichtet wurden. Umgekehrt wurden in der zweiten Phase 45 Hochgeschwindigkeitstests an nur drei Materialien (M1, M4 und M6) berücksichtigt.

Die Hochgeschwindigkeitsversuche zeigten eine signifikante Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten von der Geschwindigkeit. Dies ist leicht an den Versuchsergebnissen zu erkennen, die hier beispielhaft nur für den Werkstoff M4 dargestellt sind (Abbildung 2.28). Für die anderen Materialien wurden ähnliche Ergebnisse erhalten, obwohl für das Material M1 eine gewisse Instabilität der hysteretischen Schleifen, nur für die höchste betrachtete Geschwindigkeit (200 mm/s), beobachtet wurde. Die Geschwindigkeit sorgt für eine Veränderung der Form der hysteretischen Schleifen, aber sie verändert den Wert der anfänglichen Gleitkraft nicht wesentlich. Wie in Abbildung 2.29 gezeigt, schwankte der Anfangswert des Reibungskoeffizienten in allen Hochgeschwindigkeitsversuchen zwischen Minimal- und Maximalwerten, die in den normalen statistischen Bereich der Variation des

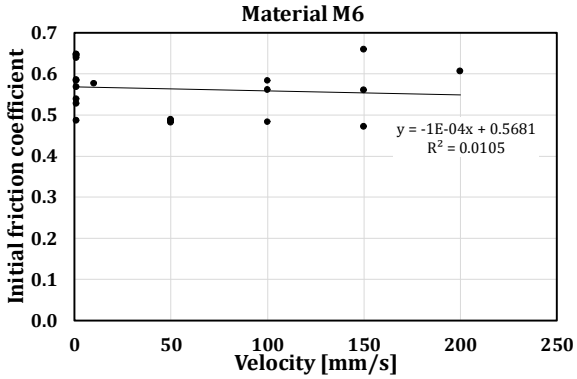
Reibungskoeffizienten für die drei betrachteten Materialien fallen. Zusätzlich wurde eine sehr schwache Korrelation für die drei Materialien beobachtet, die eine Regressionslinie des anfänglichen Reibungskoeffizienten gegen die Gleitgeschwindigkeit zeichnet (Regression fast horizontal).



a) Einfluss der Geschwindigkeit - Unterlegplatten M1



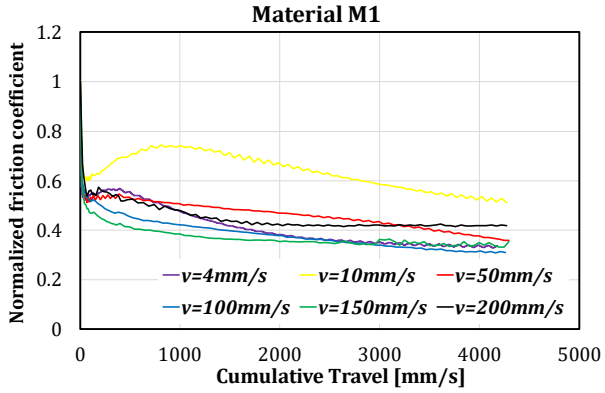
b) Einfluss der Geschwindigkeit - Unterlegplatten M4



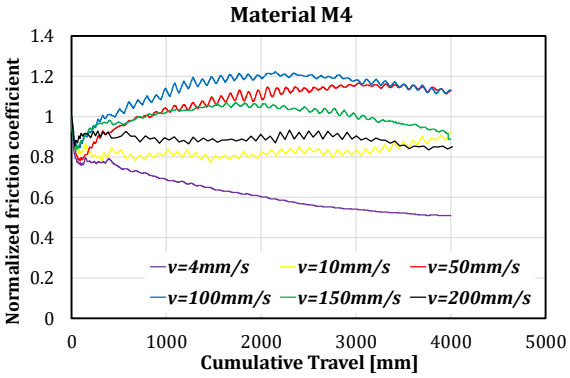
c) Einfluss der Geschwindigkeit auf den Anfangsreibungskoeffizienten – Unterlegplatten M6

Abbildung 2.29 – Einfluss der Geschwindigkeit auf den Anfangswert des Reibungskoeffizienten

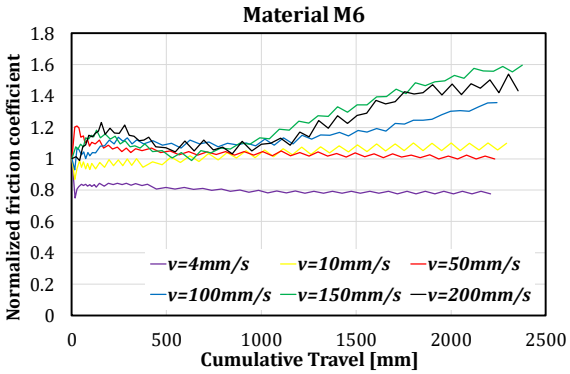
Dennoch haben die Versuche gezeigt, dass die Geschwindigkeit zwar keinen signifikanten Einfluss auf die Werte des Anfangsreibungskoeffizienten hat, aber einen relevanten Einfluss auf den Verschleiß des Materials und die Schwankung der Schraubenkräfte während der Versuche. Bei fast allen zyklischen Versuchen wurde beobachtet, dass die zyklische Verminderung des Reibungskoeffizienten deutlich höher ist, wenn die Gleitgeschwindigkeit niedrig ist (quasi-statisch). Daher kann in der Regel eine konservative Abschätzung der Entwicklung der Reibungskoeffizienten-Abnahme mit Versuchen bei niedrigen Geschwindigkeiten erhalten werden, die normalerweise mit einfacheren Auslegungen durchgeführt werden können. Die zyklische Verminderung des Reibungskoeffizienten variiert nicht gleichmäßig mit der Gleitgeschwindigkeit. In der Tat wurden für die drei Materialien unterschiedliche Degradationsraten in Abhängigkeit von der Prüfgeschwindigkeit beobachtet. Für das Material M4 wurde beispielsweise beobachtet, dass die Degradationsrate des Reibungskoeffizienten mit zunehmender Geschwindigkeit im Bereich 4-100 mm/s geringer wird, während sie im Bereich der Geschwindigkeiten 100-200 mm/s wieder zunimmt. Ähnlichkeiten wurden auch in anderen Fällen beobachtet, aber jedes Material hat seine eigenen Degradationseigenschaften, und eine allgemeine Regel kann nicht definiert werden. Material M1 zeigte eine leichte Abhängigkeit der Degradation des Reibungskoeffizienten von der Geschwindigkeit. Umgekehrt zeigte das Material M6 ein variables Verhalten in Abhängigkeit von der Gleitgeschwindigkeit.



a) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit - Unterlegplatten M1



b) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit - Unterlegplatten M4

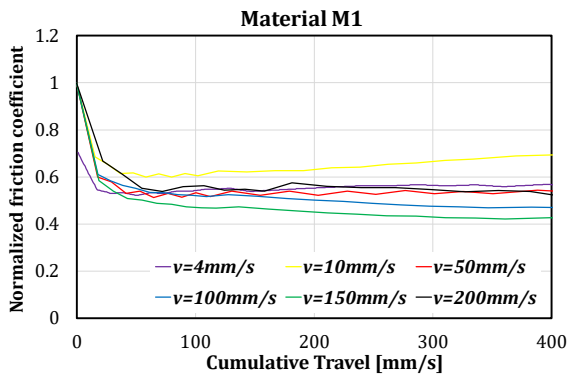


c) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit - Unterlegplatten M6

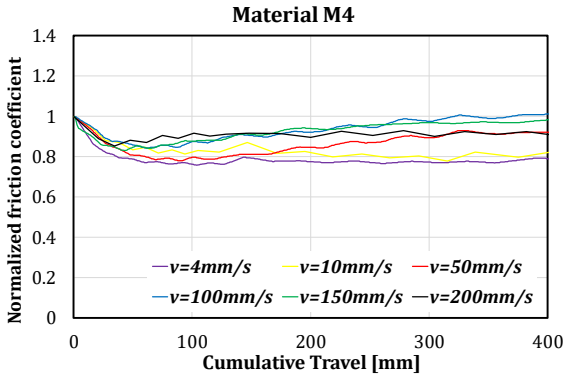
Abbildung 2.30 – Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit

Die Werkstoffe M4 und M6 zeigten eine mögliche Erhöhung des Reibungskoeffizienten über den anfänglichen statischen Wert hinaus, abhängig vom kumulierten Weg und der Gleitgeschwindigkeit. Konkret zeigte Material M4 eine maximale Erhöhung des Reibungskoeffizienten, verglichen mit dem statischen Wert, von etwa 20%. Umgekehrt erreichte der Werkstoff M6 bei sehr großen Werten des kumulierten Weges Steigerungen um die 60%. Aus der Sicht der Bemessung kann dieser Effekt nachteilig für die Anwendung der Kapazitätsbemessungsprinzipien sein und muss daher bei der Abschätzung der Dämpferüberfestigkeit für die Bemessung der nicht-dissipativen Elemente der Struktur berücksichtigt werden. Dennoch ist zu beachten, dass die Hochgeschwindigkeitsversuche unter Berücksichtigung sehr großer Werte der kumulativen Verfahrwege durchgeführt wurden, die sicherlich über dem kumulativen Verfahrbedarf liegen, der bei realistischen seismischen Ereignissen auftritt. In der Praxis könnte eine wahrheitsgetreue Abschätzung des maximalen kumulativen Weges unter Berücksichtigung der Anforderungen erfolgen, die sich aus der Übernahme der genormten Belastungsprotokolle ergeben, die üblicherweise als Maßstäbe für die Charakterisierung des Verbindungsverhaltens angenommen werden. Es lässt sich beispielsweise leicht nachweisen, dass, wenn das Belastungsprotokoll AISC 358 für die seismische Präqualifikation berücksichtigt wird, der Hebelarm eines Referenzanschlusses z.B. auf 600 mm und die maximale Anschlussdrehung auf 40 mrad festgelegt wird, die obere Schätzung des kumulativen Wegbedarfs im Reibungsdämpfer etwa 400 mm beträgt. In Abbildung 2.31 sind die gleichen Diagramme neu gezeichnet, wobei die maximale Abszisse auf 400 mm festgelegt ist. Dies verdeutlicht, dass in diesem Bereich die dynamische Überfestigkeit, verglichen mit dem

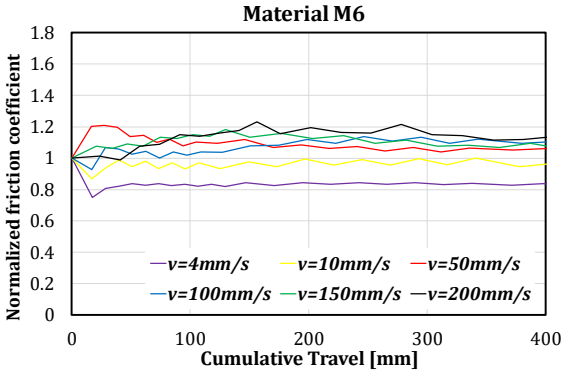
statischen Anfangswert, bei den Materialien M1 und M4 (weich) etwa 1 beträgt, während sie bei Material M6 etwa 1.2 beträgt.



a) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit (bis zu 400 mm) - Unterlegplatten M1



b) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit (bis zu 400 mm) - Unterlegplatten M4



c) Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit (bis zu 400 mm) - Unterlegplatten M6

Abbildung 2.31 – Abhängigkeit der Reibungskoeffizienten-Abnahme von der Geschwindigkeit bis zu 400 mm

2.4 VORSPANNUNGSVERLUSTE WÄHREND DER NUTZUNGSDAUER

2.4.1 *Einführung*

Mehrere Studien haben den Einfluss von Vorspannverfahren, Entspannungsphänomenen, Beschichtungskriechen, Schwingungen und Selbstlockerung untersucht und gezeigt, dass vorspannbare Schrauben immer einen Verlust der ursprünglichen Vorspannung erfahren [49-51]. Der Verlust der Vorspannung ist in der Regel in den ersten 12 Stunden nach dem Anziehen signifikant, und einen starken Einfluss auf den Gesamtverlust hat auch die Größe der auf die Verbindungen wirkenden äußeren Lasten [52]. Zusätzlich zeigen Langzeitversuche typischerweise, dass nach dem Ende der anfänglichen Effekte der Verlust der Vorspannung kontinuierlich ist und einem logarithmischen Entwicklungsgesetz gehorcht [50]. Der Verlust der Schraubenvorspannung ist mit verschiedenen Phänomenen verbunden, von denen die unzureichende Vorspannung in den Schrauben, die Selbstlockerung, die Entspannung, das Kriechen, die Verwendung eines ungeeigneten Materials und die Einwirkung von äußeren Lasten die wichtigsten sind. Eine schematische Darstellung der Entwicklung der Schraubenvorspannung über die Zeit ist in Abbildung 2.32 dargestellt, wobei drei Phasen

unterschieden werden können. Unmittelbar nach dem Anziehen erfährt die Schraube einen Anfangsverlust, der hauptsächlich mit dem Montagevorgang zusammenhängt. Dieser Anfangsverlust tritt unmittelbar nach dem Anziehen auf und nimmt mit der Höhe der aufgebrachten Vorspannung zu, insbesondere wenn die Schraube über ihre Streckgrenze hinaus angezogen wird [53]. Nach der Montage tritt ein sogenannter mittelfristiger Verlust auf; verschiedene Aspekte beeinflussen die Höhe dieses Verlustes, wie z.B. Temperatur-Schwankungen, Probleme bei der Montage und der Einfluss externer Lasten. Schließlich tritt ein Langzeitverlust während der Lebensdauer der Struktur kontinuierlich auf, und nach einer gewissen Zeit wird die Verlustrate stabil.

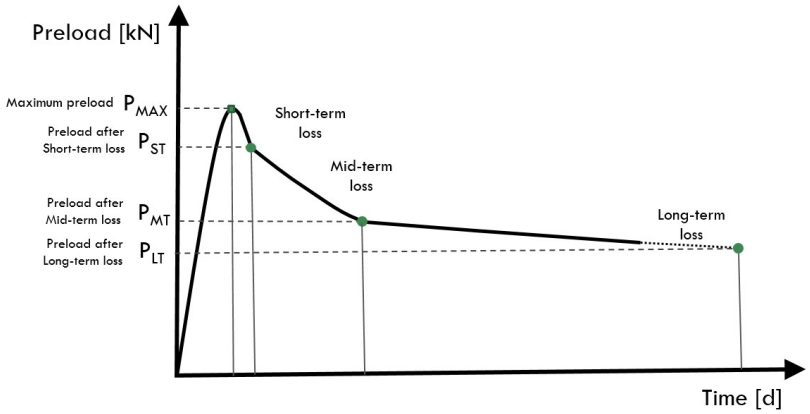
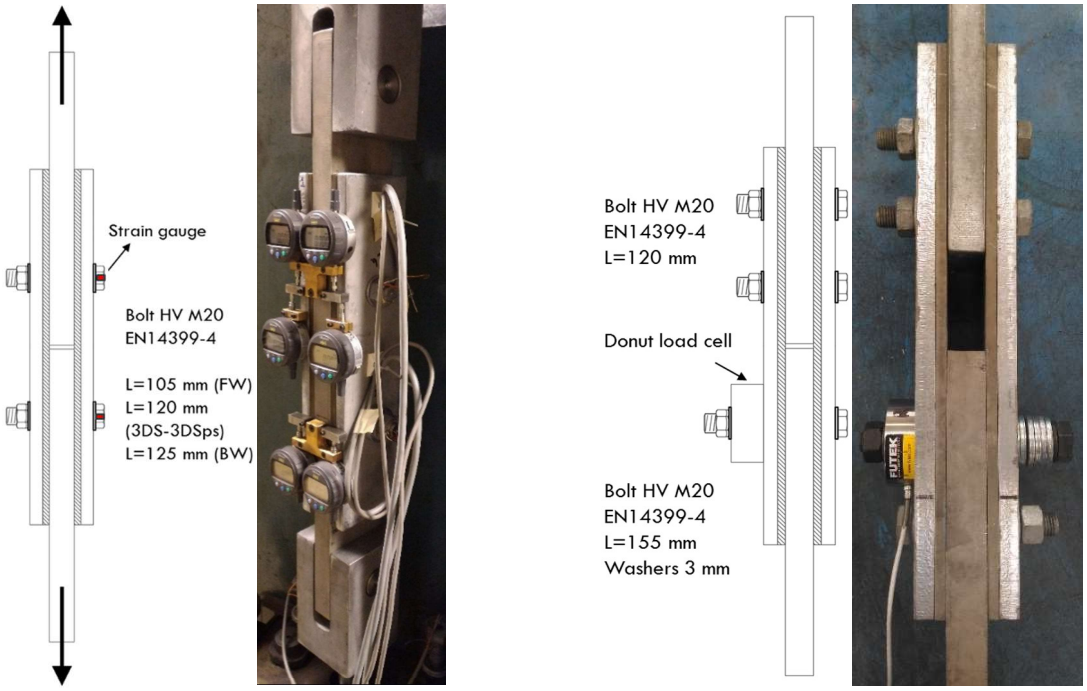


Abbildung 2.32 – Zeitliche Entwicklung der Vorspannung

Um das Verhalten von vorspannbaren Schrauben in Reibeinrichtungen zu charakterisieren, wurden an der Universität Salerno und an der Universität Lüttich im Rahmen des FREEDAM-Projekts experimentelle Untersuchungen durchgeführt (Abbildung 2.33). Um den Vorspannungsverlust zu charakterisieren und die Methoden zur Begrenzung eines solchen Verlustes zu bewerten, wurden vier Typologien von verschraubten Verbindungen untersucht, die mit unterschiedlichen Konfigurationen von Unterlegscheiben und Tellerfedern ausgestattet sind. Um sowohl den kurz-, mittel- und langfristigen Verlust zu beurteilen, wurden für jede Konfiguration der Unterlegscheibe zusätzlich Versuche über verschiedene Zeiträume hinweg durchgeführt. Um die kurz- und mittelfristige Entspannung zu beurteilen, wurden 20 Kurzzeittests (bis zu 18 Stunden) und vier Halbzeittests (30 Tage) durchgeführt. Zusätzlich wurden für die vier verschiedenen Unterlegscheibenkonfigurationen fünf Langzeit-Entspannungstests durchgeführt, bei denen die Entwicklung der Schraubenkräfte über 5 Monate aufgezeichnet wurde.

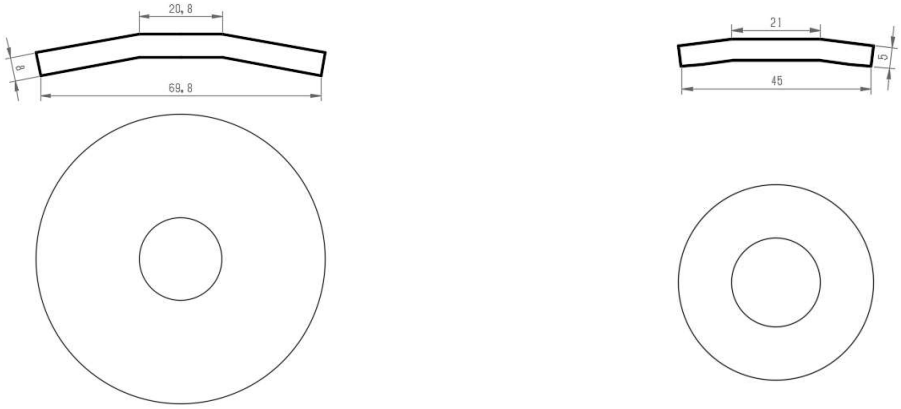
Die Versuche wurden an symmetrischen Reibverbindungen (SFCs) durchgeführt, die aus Unterlegplatten (8 mm), die mit einem Reibmaterial (Material M4) beschichtet sind, zwei äußeren feuerverzinkten Platten (15 mm) aus S275JR-Stahl und einer inneren geschlitzten Platte aus Edelstahl AISI 304 bestehen. Die Platten wurden mit M20 10.9 HV-Schrauben befestigt. Die Zielvorspannung für das Gerät wurde auf 120 kN festgelegt, da frühere Versuche mit SFCs gezeigt haben, dass die Verringerung der Schraubenspannung in einem Arbeitsbereich von etwa 30-70% der Prüfvorspannung einen positiven Effekt hat. Für alle Versuche wurden die Schrauben mit Kraftmesseinrichtungen ausgestattet. Bei den Kurz- und Halbzeitversuchen wurde die Entwicklung der Vorspannung in den Schrauben mit einer Donut-Kraftmessdose

(Futek LYH500 maximale Kapazität 222.4 kN) aufgezeichnet. Für die Langzeitversuche wurden in den Schraubenschaft eingebettete Dehnungsmessstreifen verwendet.



a) Aufbau von Langzeitversuchen *b) Aufbau von Mittel- und Kurzzeitversuchen*

Abbildung 2.33 – Versuchsaufbauten



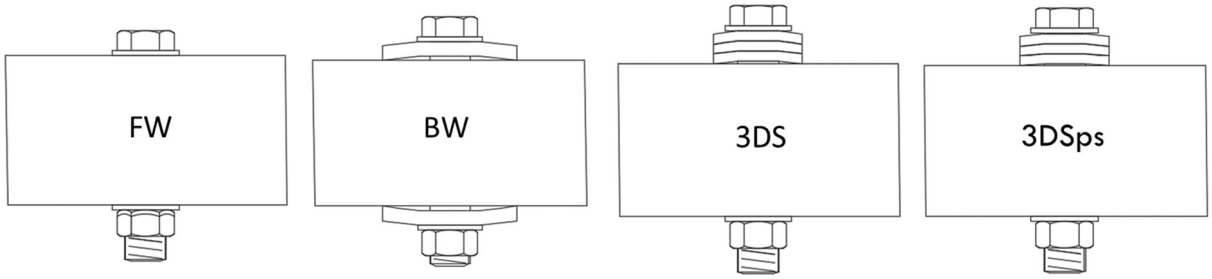
a) Kundenspezifische Unterlegscheibe (BW – "Belleville washer") *b) DIN 6796 M20 Tellerfedern (DS – "disk springs")*

Abbildung 2.34 – Berücksichtigte Tellerfedern

In einigen Versuchen wurden zur Verringerung des Vorspannungsverlustes Tellerfedern in Form einer konischen Scheibe (Abbildung 2.34) eingesetzt. Um die Wirksamkeit dieser Federn auf die Reduzierung des Vorspannkraftverlustes zu beurteilen, wurden in dieser Studie zwei verschiedene Typen von konisch geformten Tellerfedern untersucht: die genormten europäischen Tellerfedern für M20-Schrauben (DS DIN 6796 [54]) und ein kundenspezifischer Typ von Belleville-Scheiben (Big Washer, BW). Die kundenspezifischen Tellerfedern werden im Fachgeschäft voreingestellt. Das bedeutet, dass sie im Werk vollständig abgeflacht werden, um das Material zu härten, wodurch ein perfektes elastisches Kraft-Weg-Verhalten sichergestellt wird. Umgekehrt wird die europäische Typologie der standardisierten Tellerfeder typischerweise

ohne Voreinstellung produziert. Deshalb wurde sie alternativ im "Auslieferungszustand" (nicht voreingestellt) getestet und im Labor mit einer Universalprüfmaschine voreingestellt.

Die kundenspezifischen Federn tragen eine Kraft, die etwa 120 kN entspricht. Umgekehrt haben die europäischen Tellerfedern nach DIN 6796 eine Abplattungslast von ca. 70 kN. Wie bereits erwähnt, wurden im Rahmen der vorliegenden Studie vier verschiedene Konfigurationen von Unterlegscheiben getestet. Die in Abbildung 2.35 beschriebenen Anordnungen wurden getestet: (i) eine Konfiguration mit Unterlegscheibe (FW) gemäß EN 14399-6 [55]; (ii) eine Konfiguration mit einem Paar voreingestellter, kundenspezifischer Tellerfedern (BW), die sowohl unter dem Schraubenkopf als auch unter der Mutter installiert sind; (iii) eine Stapelung von 3 Tellerfedern (3DS) parallel gemäß DIN6796; (iv) eine Stapelung von 3 Tellerfedern parallel gemäß DIN 6796, voreingestellt im Labor (3DSps).



a) k_{FW}= 993.7 kN/mm b) k_{BW}= 111.6 kN/mm c) k_{3DS}= 186.9 kN/mm d) k_{3DSps}=186.9 kN/mm

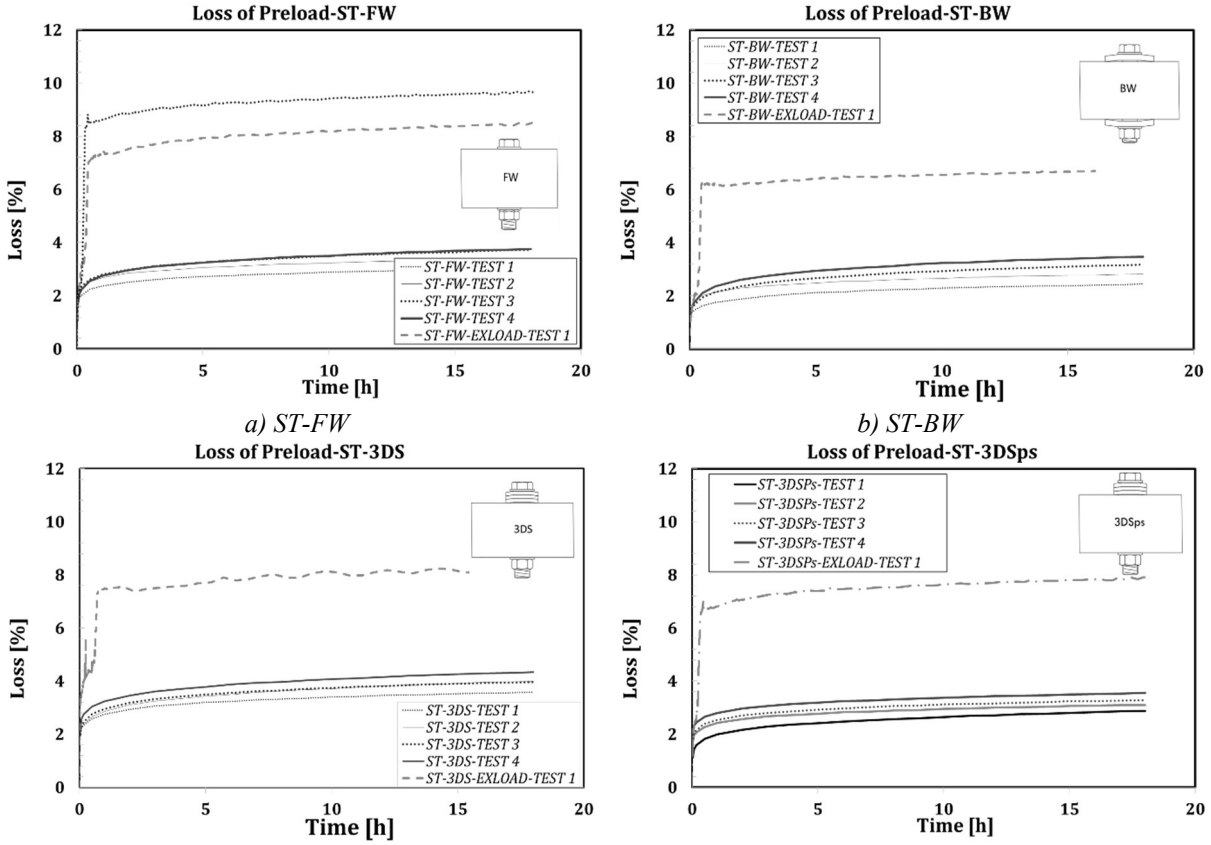
Abbildung 2.35 – Konfigurationen der untersuchten Unterlegscheiben

In diesem Abschnitt werden drei experimentelle Versuchskampagnen zur Untersuchung der Kurz-, Mittel- und Langzeitversuche vorgestellt. Alle durchgeführten Versuche wurden mit dem Akronym "ST-FW-TEST #" benannt, wobei die ersten beiden Buchstaben die Art des Versuchs angeben, ST = Kurzzeit, MT = Halbzeit und LT = Langzeit; das zweite Buchstaben-Paar bezeichnet die Schraubenkonfigurationen, FW = Flachunterlegscheibe, BW = Große Unterlegscheibe, 3DS = 3 Tellerfedern und 3DSps = 3 Tellerfedern voreingestellt und die letzte Zahl gibt die Versuchsnummer an (1, 2, 3 ...). Der gleichen Zeichenfolge wurde für den Versuch mit der aufgebrachten externen Belastung verwendet, indem die Zeichenfolge EXLOAD (EXternal LOAD) hinter der Schraubenkonfiguration hinzugefügt wurde. Zum Beispiel zeigt die Beschriftung "ST-BW-EXLOAD-TEST1" die Kurzzeit (ST) Versuch 1 (TEST1) an der großen Unterlegscheiben-Konfiguration (BW) mit einer extern aufgebrachten Belastung (EXLOAD) an. Die äußere Last, die auf die Überlappungsscherverbindungen aufgebracht wird, wird nach EN 1090-2 für erweiterte Kriechversuche ermittelt und ist gleich 120 kN.

2.4.2 *Kurzfristiger Verlust der Vorspannung*

Um die kurzfristige Entspannung in der vorgeschlagenen Schraubverbindung zu beurteilen, wurden 20 Versuche (verlängert bis zu 18 Stunden) am Aufbau 2 durchgeführt (Abbildung 2.33). Für jede Konfiguration wurden fünf Versuche durchgeführt. Die untersuchten Konfigurationen von Unterlegscheiben sind folgende: (a) die Normunterlegscheiben EN14399-6 ohne Tellerfedern; (b) kundenspezifische Tellerfeder (BS); (c) DIN 6796-Unterlegscheiben ohne Voreinstellung (3DS); (d) DIN 6796-Unterlegscheiben mit Voreinstellung (3DSps). Vier der fünf Versuche wurden ohne externe Belastung der Verbindung durchgeführt (ST-##-TEST#), und der fünfte Versuch wurde mit einer externen Belastung von 120 kN (ST-##-EXLOAD-

TEST#) auf den Elementar-Reibungsdämpfer durchgeführt. Dies, um den Einfluss der externen Zugbelastung auf den Verlust der Vorspannung separat abzuschätzen. Alle Ergebnisse der Versuche sind in Abbildung 2.36 zusammengefasst.



a) ST-FW *b) ST-BW*

c) ST-3DS *d) ST-3DSps*

Abbildung 2.36 – Ergebnisse von Kurzzeitversuchen

Wenn eine Zuglast auf den Dämpfer aufgebracht wird (ST-##-EXLOAD-TEST#), kommt es zu einem sofortigen Verlust der Vorspannung. Dies ist auf die Setzung der Beschichtungen zwischen Schraubenkopf und Mutter sowie der Schraubengewinde zurückzuführen. Meistens führt die von außen aufgebrachte Last zu einem konzentrierten Verlust am Ende des Belastungsvorgangs. Tatsächlich zeigen alle Versuche eine Verschiebung der Verlustzeitkurven proportional zur aufgebrachten Last. In den Tabelle 2.1 - Tabelle 2.4 ist der Vorspannungsverlust der verschraubten Verbindungen in Form von statistischen Parametern (Mittelwert 5% und 95%-Fraktile) für die Zeitschritte 1h, 6h, 12h und 18h angegeben. Der Verlust wird als Prozentsatz des anfänglichen Spitzenwertes (120 kN) geschätzt. Zusätzlich wird der erwartete Verlust in 50 Jahren bei jedem Zeitschritt mit einer logarithmischen Extrapolation der Daten bis zu diesem Zeitschritt berechnet, entsprechend dem in EN 1090-2 angegebenen Verfahren. Die letzten beiden Spalten jeder Tabelle geben den Vorspannungsverlust und die 50-Jahres-Verlustabschätzung für den Versuch mit aufgebrachter Zuglast an; in diesem Fall war aufgrund der begrenzten Probekörper, die getestet wurden, keine statistische Auswertung möglich.

Tabelle 2.1: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration FW

ST-FW-TEST-1-4									ST-FW-EXLOAD-TEST-1-2	
Zeit	μ [%]	Σ [%]	CV	5% Fraktil [kN]	95% Fraktil [kN]	Verlust nach 50 Jahren				
						5% Fraktil	μ [%]	95% Fraktil	Verlust [%]	Verlust in 50 Jahren [%]
1h	2.65%	0.17%	6.39%	2.29%	3.01%	5.24%	6.93%	6.90%	8.15%	12.80%
6h	3.12%	0.15%	4.71%	2.81%	3.44%	5.46%	6.57%	6.68%	8.71%	13.16%
12h	3.34%	0.26%	7.91%	2.78%	3.91%	5.05%	6.45%	7.10%	8.97%	13.13%
18h	3.49%	0.29%	8.40%	2.86%	4.11%	4.98%	6.42%	7.16%	9.16%	13.23%

Tabelle 2.2: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration BW

ST-BW-TEST-1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST-1	
Zeit	μ [%]	Σ [%]	CV	5% Fraktil [kN]	95% Fraktil [kN]	Verlust nach 50 Jahren				
						5% Fraktil	μ [%]	95% Fraktil	Verlust [%]	Verlust in 50 Jahren [%]
1h	2.10%	0.22%	10.35%	1.64%	2.56%	4.28%	5.49%	6.70%	6.17%	6.31%
6h	2.61%	0.31%	12.06%	1.94%	3.28%	4.08%	5.49%	6.90%	6.48%	7.07%
12h	2.84%	0.36%	12.55%	2.08%	3.60%	4.02%	5.49%	6.96%	6.60%	9.91%
18h	2.98%	0.39%	12.96%	2.16%	3.80%	3.97%	5.49%	7.00%	6.76%	9.22%

Tabelle 2.3: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration 3DS

ST-BW-TEST-1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST-1	
Zeit	μ [%]	Σ [%]	CV	5% Fraktil [kN]	95% Fraktil [kN]	Verlust nach 50 Jahren				
						5% Fraktil	μ [%]	95% Fraktil	Verlust [%]	Verlust in 50 Jahren [%]
1h	2.96%	0.18%	6.08%	2.57%	3.34%	6.05%	6.95%	7.85%	7.55%	15.23%
6h	3.54%	0.22%	6.30%	3.07%	4.02%	6.01%	6.94%	7.88%	7.95%	13.38%
12h	3.81%	0.24%	6.39%	3.29%	4.33%	6.00%	6.95%	7.89%	8.12%	12.83%
18h	3.97%	0.27%	6.69%	3.40%	4.54%	5.96%	6.95%	7.94%	8.29%	12.59%

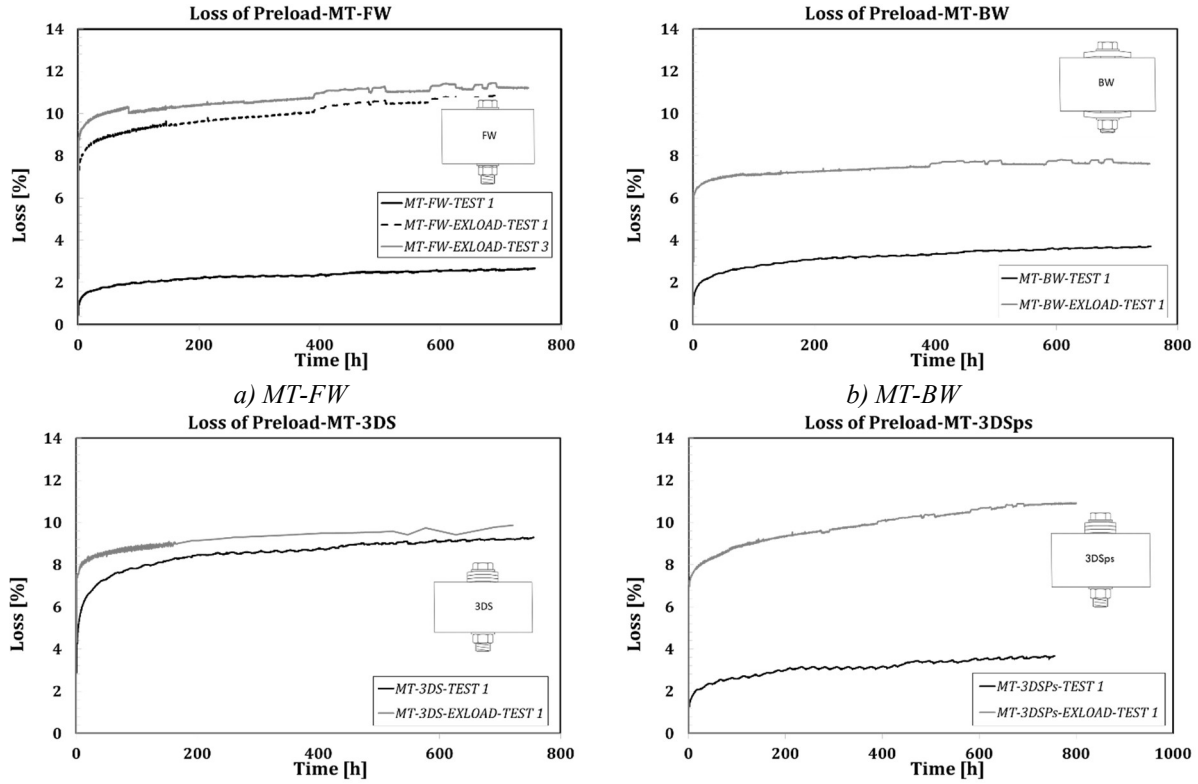
Tabelle 2.4: Kurzzeitige Vorspannungsentlastung - Konfiguration 3DSps

ST-3DSps-TEST-1-4									ST-3DSps-EXLOAD-TEST-1	
Zeit	μ [%]	Σ [%]	CV	5% Fraktil [kN]	95% Fraktil [kN]	Verlust nach 50 Jahren				
						5% Fraktil	μ [%]	95% Fraktil	Verlust [%]	Verlust in 50 Jahren [%]
1h	2.44%	0.29%	11.98%	1.82%	3.07%	4.13%	5.55%	6.97%	6.87%	12.28%
6h	2.88%	0.28%	9.56%	2.30%	3.47%	2.22%	5.52%	6.65%	7.47%	11.16%
12h	3.07%	0.26%	8.49%	2.52%	3.63%	4.51%	5.51%	6.51%	7.72%	11.18%
18h	3.20%	0.25%	7.76%	2.67%	3.73%	4.59%	5.50%	6.41%	7.85%	11.21%

Der Kurzzeitverlust scheint für jede untersuchte Konfiguration eine ähnliche Größenordnung zu haben, wenn keine externen Lasten auf die Einrichtung einwirken (im Durchschnitt 3.4%). Wenn die externe Belastung berücksichtigt wird, zeigen die Konfigurationen FW, 3DS und 3DSps ein vergleichbares Verlustniveau (9.16%, 8.29% bzw. 7.85%), während die Konfiguration BW einen etwas geringeren Verlust von 6.76% aufweist.

2.4.3 *Halbzeitverlust der Vorspannung*

Mit dem gleichen Ansatz wie bei den Kurzzeitversuchen und dem gleichen Aufbau wurden vier Halbzeit-Entspannungstests durchgeführt, bei denen die Entwicklung der Schraubenkraft bis zu 30 Tagen (720 Stunden) aufgezeichnet wurde. Die Halbzeitversuche haben das Hauptziel, den in den ersten Stunden/Tagen nach dem Anziehen auftretenden Verlust zu identifizieren. Die Versuche wurden jedoch wesentlich länger durchgeführt, um eine Vorstellung über die Stabilisierungszeit des Verlustes zu erhalten. Die in Abbildung 2.37 angegebenen Ergebnisse werden immer mit dem Fall verglichen, bei dem eine externe Zugbelastung in den Probekörper aufgebracht wird (MT-##-EXLOAD-TEST#).



a) MT-FW *b) MT-BW*

c) MT-3DS *d) MT-3DSps*

Abbildung 2.37 – Ergebnisse der Halbzeitversuchen

In Tabelle 2.5 sind die Ergebnisse für die Versuche mit und ohne die externen Lasten angegeben. Für die Montage mit FW, mit einer extern aufgebrachten Last, stehen zwei Versuche zur Verfügung. Daher beziehen sich die Werte auf den Durchschnitt, wobei eine Regressionsstudie verwendet wird, die die erwarteten Verluste in 50 Jahren basierend auf den 30-tägigen Entspannungsversuchen liefert. Die Tabelle zeigt beide Fälle an, den mit externer Last (MT-##-EXLOAD-TEST#) und den ohne (MT-## -TEST#).

Insgesamt besteht kein signifikanter Unterschied zwischen den Verlusten für die Baugruppen FW, BW und 3DSps, wenn keine externen Lasten aufgebracht werden. Im Gegensatz dazu tritt bei der Baugruppe 3DS ein höherer Verlust auf (9.21%), der auch ziemlich nahe an dem Verlust liegt, der bei einer externen Belastung für dieselbe Baugruppe auftritt (9.87%). Dennoch ist es aufgrund der begrenzten Anzahl von Versuchen eher schwierig, das Halbzeitverhalten der verschiedenen Baugruppen zu verallgemeinern.

Tabelle 2.5: Zusammenfassung der Halbzeitprüfungen

	MT-FW		MT-FW-EXLOAD		MT-BW		MT-BW-EXLOAD		MT-3DS		MT-3DS-EXLOAD		MT-3DSPs		MT-3DSps-EXLOAD	
	Verlust		Verlust		Verlust		Verlust		Verlust		Verlust		Verlust		Verlust	
Zeit	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]	[%]	in 50 Jahre [%]
1h	0.8	0.9	8.6	12.5	1.	4.18	6.1	6.31	3.8	13.9	7.5	16.2	1.1	4.1	6.82	12.2
6h	1.3	2.7	9.2	12.8	1.	4.75	6.4	7.07	5.5	15.8	7.9	13.3	1.6	4.6	7.48	11.1
12	1.4	3.1	9.4	12.8	1.	5.00	6.6	9.19	6.1	15.9	8.1	12.8	1.9	4.9	7.73	11.1
18	1.5	3.4	9.6	12.9	2.	5.13	6.7	9.22	6.7	15.9	8.2	12.5	2.0	5.1	7.85	11.2
24	1.6	4.1	9.7	13.0	2.	5.13	6.8	7.75	6.7	15.8	8.4	12.1	2.1	5.1	8.00	11.4
7d	2.1	4.0	10.	12.9	2.	5.78	7.2	8.61	8.2	14.8	9.0	11.7	2.4	5.4	9.22	12.4
15	2.3	4.1	10.	12.9	3.	6.06	7.4	9.11	8.6	14.2	9.3	11.7	3.1	5.8	9.90	15.9
30	2.5	4.3	11.	13.6	3.	6.33	7.6	9.08	9.2	13.9	9.8	11.8	3.6	6.1	10.8	15.9

2.4.4 *Langfristiger Verlust der Vorspannung*

Die Langzeitversuche wurden unter Überwachung des Vorspannungsverlustes über einen Zeitraum von fünf Monaten durchgeführt. Die Versuche wurden nach dem Protokoll für erweiterte Kriechversuche gemäß EN 1090-2 durchgeführt. Das Ziel des kodifizierten Ansatzes ist es, die Steigung der Weg-Zeit-Kurve zu individualisieren und durch Extrapolation den in der Zielzeit auftretenden Verlust zu definieren. Bei den in dieser Arbeit vorgestellten Versuchen trat die Stabilisierung nach etwa 2-3 Monaten ein. Dieses Ergebnis stimmt mit den Beobachtungen anderer Autoren überein, die bei ähnlichen Angaben feststellten, dass die Stabilisierung meist vor 4 Monaten eintritt [49]. Die Versuche wurden in einem temperaturgeregelten Raum mit einer konstanten Temperatur von 20° C über die gesamte Versuchsdauer durchgeführt. Ziel war es, die Dehnungsänderung der Schrauben zu messen, um die Höhe des Verlustes in einem langfristigen Zeitraum unter Berücksichtigung des Einflusses der nach EN 1090-2 definierten Gebrauchslast zu quantifizieren. Die Dehnungsmessstreifen-Messungen wurden fünf Monate lang (vor und nach der Zugbelastung) kontinuierlich aufgezeichnet. Um die Verschiebungen der Platte aufgrund des Kriechens zu verfolgen, wurden sechs Indikatoren (Digimatic-Indikator ID-C112X/1012X) mit einer Genauigkeit von 0.0025 mm an den Proben angebracht. Die Messgeräte messen die Relativverschiebungen zwischen der Innenplatte und dem Reibbelag und die Relativverschiebungen zwischen der Außenplatte und den Reibbelägen, die weit unter der in EN 1090-2 angegebenen Grenze liegen. Es wurden sechs Messgeräte eingesetzt, um sowohl relative als auch totale Verschiebungen zu berücksichtigen. Unmittelbar nach dem Anziehen der Schrauben wurden die Probekörper in die Prüfmaschine eingelegt, und die axiale Zugbelastung wurde aufgebracht. Die Vorspannungsverluste über fünf Monate, ausgedrückt in Prozent der anfänglichen Schraubenvorspannung, sind in Abbildung 2.38 dargestellt.

Insgesamt gibt es keinen bemerkenswerten Unterschied zwischen den Ergebnissen für FW, 3DS und 3DSps, was die bereits diskutierten Ergebnisse für Kurz- und Halbzeitversuche bestätigt. Der höhere Vorspannungsverlust der Schraube kann für die Konfiguration mit Flachscheiben festgestellt werden, die 11.9% - 12.3% verlieren. Dies entspricht den erwarteten Ergebnissen, da die Standard-Unterlegscheibe keine Möglichkeit hat, den Verlust in der Schraube auszugleichen. Die 3DS-Montage zeigt einen Verlust von 11.3%, der immer noch ähnlich ist wie bei der FW-Montage. In diesem Fall ist die fehlende Voreinstellung der Tellerfedern für die aktuelle Anwendung weniger geeignet. Aber auch die 3DSps-Konfiguration zeigt ähnliche Ergebnisse

(11.6% in 5 Monaten); tatsächlich wurde für diese Konfiguration ein ähnlicher Vorspannungsverlust registriert.

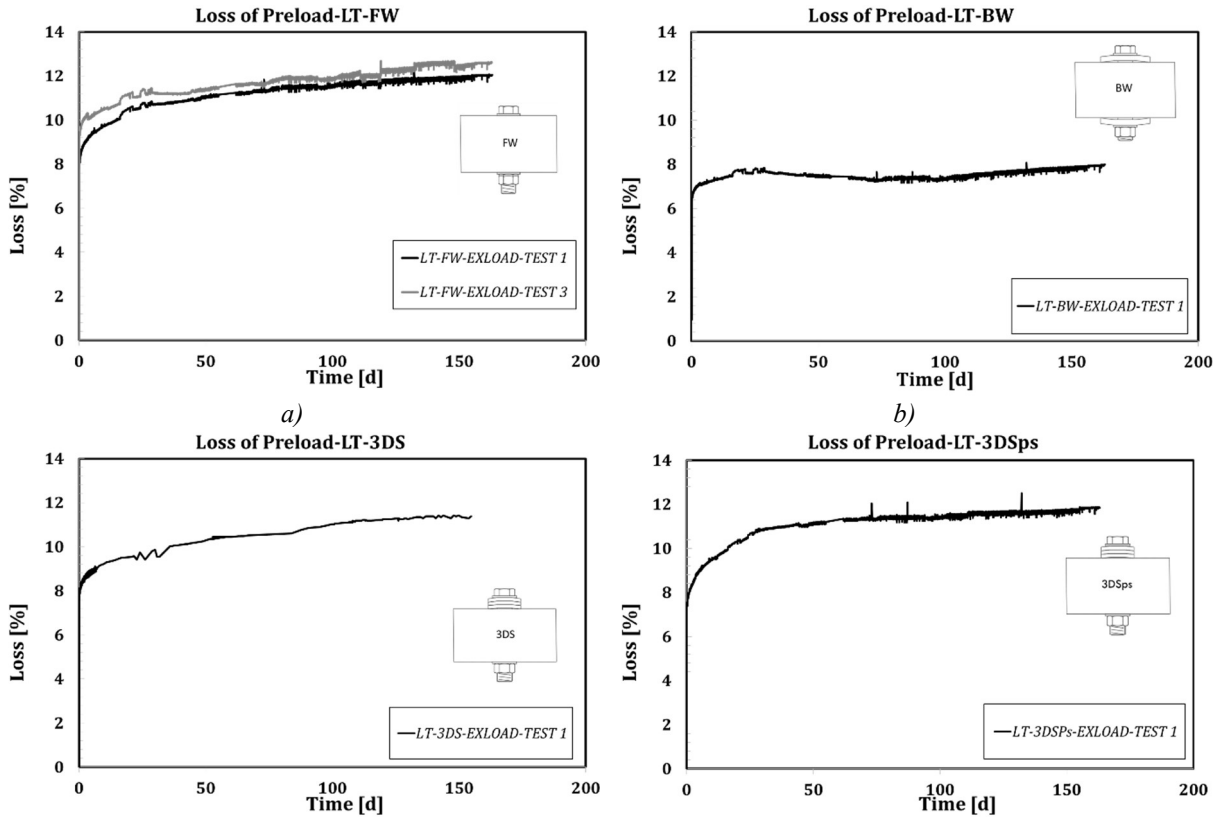


Abbildung 2.38 – Ergebnisse der Langzeitversuche

Das für die 3DSps (Belleville DIN 6796) erzielte Ergebnis zeigt, dass der Verlust der Vorspannung in diesem Fall nicht durch das Voreinstellungsverfahren beeinflusst wird. Bei der BW-Konfiguration wird eine geringere Verminderung des Vorspannungsverlustes beobachtet. Tatsächlich zeigt die BW-Montage einen geringeren Verlust an Vorspannung in 5 Monaten (7.4%). Dieses Ergebnis steht im Einklang mit dem in den vorherigen Abschnitten dargestellten kurz- und mittelfristigen Verlust. Für diesen Fall ist die Entwicklung des Verlusts jedoch etwas anders als in den anderen Fällen. In der Tat ist die Steigung des Verlusts nicht immer positiv. Dies kann die Folge von Entspannung sein, was zu einer langsamen Entlastung der Unterlegscheibe führt, die den Spannungsverlust in der Schraube ausgleicht. Dabei kann es erforderlich sein, dass die Schraubenspannung nachlässt, bis das Gleiten der Kante der großen Unterlegscheiben über die Unterlegplatte möglich ist. Weitere Details zum Einfluss dieser Art von Unterlegscheiben auf die Vorspannung befinden sich in [56]. Es muss hervorgehoben werden, dass die vorgestellten experimentellen Versuche, wenn auch in begrenzter Anzahl, die Ergebnisse bestätigen und erweitern, die in früheren Versuchen zu ähnlichen Details erzielt wurden [57,58]. Es ist erwähnenswert, dass in allen untersuchten Fällen der Vorspannungsverlust der Schraube nie größer als die 16% der Montagevorspannung war. Aus der Sicht der Bemessung ist diese Information sehr wichtig, weil sie die Notwendigkeit unterstreicht, einen Teilsicherheitsfaktor in Bezug auf den Vorspannungsverlust der Schraube anzunehmen, der auf der Grundlage der durchgeführten Analysen konservativ mit 1.16 festgelegt werden konnte. Für die Praxis bedeutet dies, dass die Schrauben zunächst mit 16% höheren

Anzugsmomenten vorgespannt werden müssen, um sicherzustellen, dass die Einrichtungen während der angestrebten Lebensdauer der Konstruktion nicht verrutschen.

2.5 BEMESSUNG UND FORTGESCHRITTENE MODELLIERUNG VON REIBUNGS-DÄMPFERN

2.5.1 *Bemessungswerte des Reibungskoeffizienten und Regressionsmodelle*

Um ein schnelles Werkzeug für die Bemessung bzw. zur Modellierung der Einrichtungen mit den drei im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts am meisten untersuchten Beschichtungsmaterialien (M1, M4 und M6) zur Verfügung zu stellen, wurde eine Regressionsanalyse der Niedriggeschwindigkeits-Versuchsdaten (Mittelwert und obere/untere Grenzfraktile) durchgeführt. Aus Vereinfachungsgründen werden Testdaten mit niedrigen Geschwindigkeiten betrachtet, da sie, wie zuvor gezeigt, die konservativste Reaktion in Bezug auf zyklische Degradierung liefern. Die Ergebnisse der Regressionsstudie sind in Tabelle 2.6 zusammengefasst. Der Reibungskoeffizient wird als Funktion des kumulativen Weges durch die folgende Gleichung ausgedrückt:

$$\mu_{eff} = A_0{\delta_t}^2 + B_0\delta_t + C_0 \qquad if\ \delta_t < k$$

$$\mu_{eff} = A_1{\delta_t}^2 + B_1\delta_t + C_1 \qquad if\ k < \delta_t < 400\ mm$$

$$\mu_{eff} = A_2{\delta_t}^2 + B_2\delta_t + C_2 \qquad if\ 400 < \delta_t < 1500\ mm$$

$$\mu_{eff} = A_3{\delta_t}^2 + B_3\delta_t + C_3 \qquad if\ 1500 < \delta_t < 4000\ mm$$

Tabelle 2.6: Ergebnisse der Regressionsstudie

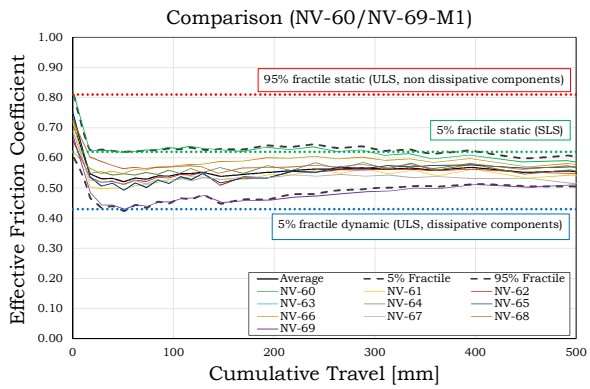
	Material M1			Material M4			Material M6		
	5% Fraktil	Mittelwert	95% Fraktil	5% Fraktil	Mittelwert	95% Fraktil	5% Fraktil	Mittelwert	95% Fraktil
A_0	0	0	0	$6.35 \cdot 10^{-5}$	$7.34 \cdot 10^{-5}$	$7.934 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-4}$	$9.83 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-5}$
B_0	$-7.2 \cdot 10^{-3}$	$7.6 \cdot 10^{-3}$	$7.9 \cdot 10^{-3}$	$-6.35 \cdot 10^{-3}$	$-7.34 \cdot 10^{-3}$	$-7.934 \cdot 10^{-3}$	$-6.7 \cdot 10^{-3}$	$-6.84 \cdot 10^{-3}$	$-7.1 \cdot 10^{-3}$
C_0	0.61	0.69	0.79	0.69	0.76	0.84	0.52	0.60	0.68
A_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_1	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	0	0	0	0	$-4.3 \cdot 10^{-5}$	$-2.11 \cdot 10^{-5}$	$-8.69 \cdot 10^{-7}$
C_1	0.43	0.50	0.59	0.53	0.58	0.64	0.487	0.504	0.521
A_2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_2	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.6 \cdot 10^{-4}$	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.233 \cdot 10^{-4}$	$-9.096 \cdot 10^{-5}$	$-7.37 \cdot 10^{-5}$	$-3.63 \cdot 10^{-5}$	$-3.01 \cdot 10^{-5}$	$-2.39 \cdot 10^{-5}$
C_2	0.55	0.64	0.63	0.579	0.616	0.669	0.484	0.508	0.532
A_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_3	$-4 \cdot 10^{-5}$	$-3 \cdot 10^{-5}$	$-5 \cdot 10^{-5}$	$-5.32 \cdot 10^{-5}$	$-4.41 \cdot 10^{-5}$	$-3.09 \cdot 10^{-5}$	0	0	0
C_3	0.45	0.44	0.54	0.474	0.545	0.604	0.43	0.463	0.496
k	25			50			50		

Zusätzlich wurden, ausgehend von den in den vorherigen Abschnitten erzielten Ergebnissen, die wichtigsten Parameter für die Bemessung der dissipativen Verbindungen mit den drei in dieser Arbeit beschriebenen Materialien abgeleitet. Wie bereits erwähnt, erfordert die Bemessung einer Reibeinrichtung mindestens drei verschiedene Werte des Reibungskoeffizienten. Der Wert, der für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu verwenden ist, der Wert für die Bemessung des Widerstandes der Dämpfer und der obere Grenzwert des Reibungskoeffizienten für die Bemessung der nicht-dissipativen Teile der Konstruktion (im Falle einer niedrig-dissipativen Konstruktion sind dies Anschlüsse, Träger und Stützen). Insbesondere bei den SLS-Nachweisen muss sichergestellt werden, dass die Reibverbindungen beim Auftreten von statischen Lastfällen oder beim Auftreten von moderaten seismischen Ereignissen nicht rutschen. Bei all diesen Lastkombinationen muss der charakteristische Wert des Haftreibungskoeffizienten verwendet werden. Bei den Dämpfern ist es zur Gewährleistung einer ordnungsgemäßen Energiedissipation bei ULS erforderlich, den niedrigsten erwarteten Wert des dynamischen Reibungskoeffizienten zu berücksichtigen, nämlich den charakteristischen Wert des dynamischen Reibungskoeffizienten. Zusätzlich muss für die ULS-Bemessung der nicht-dissipativen Teile der Struktur, die in diesem Fall durch die Träger, die Stützen und die Verbindungselemente repräsentiert werden, der höchste erwartete Wert des Haftreibungskoeffizienten berücksichtigt werden, nämlich das 95%-Fraktil des Haftreibungskoeffizienten. Dies ist nämlich der maximal mögliche Wert, den die nicht-dissipativen Elemente statistisch gesehen aushalten müssen, bevor das Gleiten der Dämpfungseinrichtungen auftritt. Zu diesem Zweck wurden für jedes der drei Materialien für jedes Set von 10 Daten die effektiven und tatsächlichen Werte der Haftreibungskoeffizienten ausgewertet, wobei die Ergebnisse in Tabelle 2.7 zusammengefasst sind. Wie beschrieben, stellen diese Werte zusammen mit den 5%-Fraktilen der dynamischen Reibungskoeffizienten, die in Übereinstimmung mit dem ersten stabilisierten Zyklus ausgewertet wurden, die Werte dar, die zur Bemessung der Reibungsverbindungen benötigt werden.

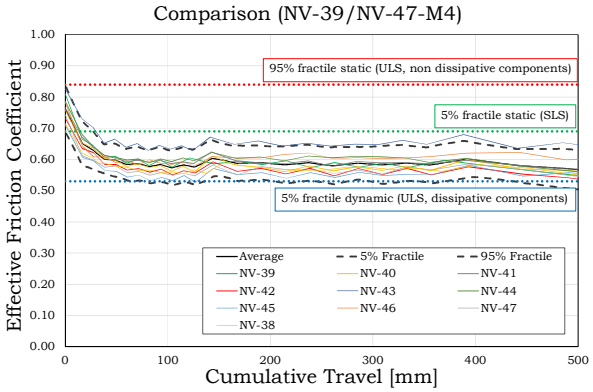
Tabelle 2.7: Statischer Reibungskoeffizient - statistische Variation

Material M1				**Material M4**				**Material M6**			
Versuch nr.°		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$	**Versuch nr.°**		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$	**Versuch nr.°**		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$
NV	**60**	0.82	0.84	**NV**	**38**	0.72	0.74	**NV**	**49**	0.64	0.65
NV	**61**	0.72	0.73	**NV**	**39**	0.81	0.85	**NV**	**50**	0.63	0.63
NV	**62**	0.66	0.67	**NV**	**40**	0.76	0.81	**NV**	**51**	0.57	0.57
NV	**63**	0.75	0.77	**NV**	**41**	0.77	0.80	**NV**	**52**	0.54	0.55
NV	**64**	0.73	0.75	**NV**	**42**	0.73	0.76	**NV**	**53**	0.59	0.59
NV	**65**	0.75	0.77	**NV**	**43**	0.83	0.86	**NV**	**54**	0.65	0.65
NV	**66**	0.62	0.62	**NV**	**44**	0.79	0.82	**NV**	**55**	0.58	0.59
NV	**67**	0.69	0.70	**NV**	**45**	0.71	0.74	**NV**	**56**	0.64	0.65
NV	**68**	0.72	0.74	**NV**	**46**	0.78	0.81	**NV**	**57**	0.65	0.65
NV	**69**	0.67	0.69	**NV**	**47**	0.74	0.77	**NV**	**58**	0.53	0.53
Mittelwert		0.71	0.73	**Mittelwert**		0.76	0.79	**Mittelwert**		0.60	0.61
DEV ST		0.06	0.061	**DEV ST**		0.04	0.041	**DEV ST**		0.05	0.047
CV		0.08	0.084	**CV**		0.05	0.052	**CV**		0.08	0.077
5% Fraktil		0.62	0.61	**5% Fraktil**		0.69	0.72	**5% Fraktil**		0.52	0.52
95% Fraktil		0.81	0.85	**95% Fraktil**		0.84	0.87	**95% Fraktil**		0.68	0.70

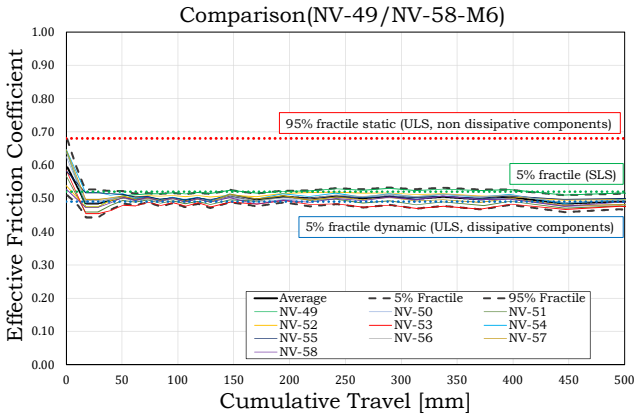
Die Bedeutungen dieser Reibungskoeffizienten sind in Abbildung 2.39 dargestellt, der Einfachheit halber sind sie in Tabelle 2.8 zusammengefasst.



a) Effektive Reibungskoeffizienten – Vergleich (NV-60 / NV-69 – M1)



b) Effektive Reibungskoeffizienten – Vergleich (NV-39 / NV-47 – M4)



c) Effektive Reibungskoeffizienten – Vergleich (NV-49 / NV-58 – M6)

Abbildung 2.39 – Bemessungswerte der Reibungskoeffizienten für die untersuchten Materialien

Tabelle 2.8: Bemessungswerte der Reibungskoeffizienten

Material M1		**Material M4**		**Material M6**	
Bemessungswert FC	$\mu_{0,d}$	**Bemessungswert FC**	$\mu_{0,d}$	**Bemessungswert FC**	$\mu_{0,d}$
Statisch 5%-Fraktil	0.62	Statisch 5%-Fraktil	0.69	Statisch 5%-Fraktil	0.52
Statisch 95%-Fraktil	0.81	Statisch 95%-Fraktil	0.84	Statisch 95%-Fraktil	0.68
Dynamisch 5%-Fraktil	0.43	Dynamisch 5%-Fraktil	0.53	Dynamisch 5%-Fraktil	0.49

2.6 LITERATUR

[1] Kelly, J., Skinner, R. & Heine, A., 1972. Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures. Bullettin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3), pp.63-88.

[2] Skinner, R., Kelly, J. & Heine, A., 1975. Hysteresis Dampers for Earthquake Resistant Structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, pp.287-96.

[3] Aiken, I., Nims, D., Whittaker, A. & Kelly, J., 1993. Testing of Passive Energy Dissipation Systems. Earthquake Spectra, 9(3).

[4] Christopoulos, C. & Filiatrault, A., 2006. Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. Pavia: IUSS PRESS.

[5] Soong, T. & Spencer Jr, B., 2002. Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice. Engineering Structures, 24, pp.243-59.

[6] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In L'ingegneria Sismica in Italia. Taormina, Italia, 1997.

[7] Kobori, T. et al., 1992. Development of Hysteresis Steel Dampers. In Earthquake Engineering Tenth World Conference., 1992.

[8] Nakashima, M., 1995. Strain-Hardening Behavior of Shear Panels made of Low-yield Steel: Test. Journal of Structural Engineering ASCE, 121(12), pp.1742-49.

[9] Whittaker, A., Bertero, V., Alonso, J. & Thompson, C., 1989. UCB/EERC-89/02 Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements. Berkeley: College of Engineering University of California.

[10] Alonso, J., 1989. Mechanical Characteristics of X-Plate Energy Dissipators. Berkeley: University of California.

[11] Takenaka Komuten KK, 1989. ANTI-SEISMIC DAMPER USING BOLT DRIVE. Patent. Priority JP20211389A·1989-08-03

[12] Grigorian CE, Yang TS, Popov EP. 1993 “Slotted bolted connection energy dissipators”. Earthquake Spectra. Vol.9, No.3, pp.491-504.

[13] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, vol.43, n.3, September 2010.

[14] Khoo, H., Clifton, C. Butterworth, J. MacRae, G. Ferguson, G. 2012. “Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance”. Journal f Constructional Steel Research, 72, 119-129.

[15] Pall, A. & Marsh, C., 1981. Response of Friction Damped Braced Frames. Journal of the Structural Division, 108(6), pp.1313-23.

[16] Tremblay, R. & Stiemer, S., 1993. Energy Dissipation through Friction Bolted Connections in Concentrically Braced Steel Frames. ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, 2, pp.557-68.

[17] Mualla, I. & Belev, B., 2002. Seismic Response of Steel Frames Equiped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation. Engineering Structures, 24(3), pp.365-71.

[18] Clifton GC, Butterworth JW, (2000). Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
[19] G. C. Clifton, J. Butterworth, and J. Weber, “Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections",” SESOC, vol. 11, no. 2, pp. 21–52, 1988.
[20] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, vol.43, n.3, September 2010.
[21] S. Ramhormozian, G. Clifton, D. Cvitanich, S. Maetzig, and G. Macrae, “Recent Developments on the Sliding Hinge Joint,” in The 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference, 2016.
[22] S. Kishiki, S. Yamada, T. Takeuchi, K. Suzuki, E. Saeki, A. Wada, 2004. “New ductile steel frames limiting damage to connection elements at bottom flange of beam-ends: part 2 cyclic loading tests of frames with a concrete slab. Proc. 13th WCEE.
[23] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads,” Eng. Struct., 2015.
[24] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections,” Steel Constr., 2011.
[25] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In L'ingegneria Sismica in Italia. Taormina, Italia, 1997.
[26] EUROCODE 0. Basis of structural design. CEN, 2010.
[27] EN 1090-2. Execution of steel structures and aluminium structures: technical requirements for steel structures. CEN, 2008.
[28] Bowden, F. & Tabor, D., 1950. The Friction and Lubrication of Solids: part I. Oxford: Oxford University Press.
[29] Halling, J., 1978. Principles of Tribology. London: Macmilln Education LTD.
[30] Persson, B., 2000. Sliding Friction. Berlin: Springer.
[31] Zhang, S., 1998. State-of-the art of Polymer Tribology. Tribology International, 31, pp.49-60.
[32] Schallamach, A., 1958. Friction and Abrasion of Rubber. Wear, 1, pp.384-417.
[33] Shooter, K. & Thomas, R., 1952. Frictional Properties of some Plastics. Research, 2, pp.533-39.
[34] Rees, B., 1957. Static Friction of Bulk Polymers over a Temerature Range. Research, 10, pp.331-38.
[35] Schallamach, A., 1952. The Load Dependance of Rubber Friction. In Phys Soc., 1952
[36] Thirion, P., 1948. Les Coefficients d'Adherence du Caoutchouc. Rubber Chemistry and Technology, 21, pp.505-15.
[37] Ratner, S. & Sokolskaya, V., 1956. The Influence of the Hardness of Rubber on its Coefficient of Static Friction without Lubrication. Rubber Chem. Technol., 29, pp.829-33.
[38] Mualla, I., 2000. “Experimental evaluation of new friction damper device”.12th WCEE, Auckland, New Zealand.
[39] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. “Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices”. SDSS ’99, Timisoara, Romania.

[40] Ono, S., Nakahira, K., Tsujioka, S., Uno, N., 1996. "Energy absorption capacity of thermally sprayed aluminum friction dampers". Journal of Thermal Spray Technology, 5(3), 303-309.
[41] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2013). Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes. Journal of Constructional Steel Research, Volume 82, March 2013, Pages 223-233
[42] M. Pavlović, C. Heistermann, M. Veljković, D.l Pak, M. Feldmann, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2015). Friction connection vs. ring flange connection in steel towers for wind converters. Eng. Struct., Vol. 98, 1 September 2015, Pages 151-162.
[43] Latour M, Piluso V, Rizzano G. (2014). Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices. Construction and Building Materials.
[44] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. "Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices". SDSS '99, Timisoara, RomaniaZealand.
[45] EN10088-1, 2005. Part 1: List of stainless steels
[46] EN 14399-4 (2006). High-strength structural bolting assemblies for preloading –Part 4: System HV –Hexagon bolt and nut assemblies
[47] EN 15129, (2009). Anti-seismic devices
[48] G. P. Davet, "Using Belleville Springs To Maintain Bolt Preload," 1997.
[49] C. Heistermann, "Behaviour of Pretensioned Bolts in Friction Connections," 2011.
[50] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, and L. Simões da Silva, "Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes," Journal of Constructional Steel Research, 2013.
[51] M. Veljkovic, "Achievements of HISTWIN project," 2015.
[52] "FINITE ELEMENT ANALYSIS OF LAP JOINTS." [Online]. Available: https://www.steelconstruct.com//gsPublications/Eurosteel2014-Christine_Heistermann.pdf. [Accessed: 11-Apr-2016].
[53] C. Heistermann, "Resistance of Friction Connections with Open Slotted Holes in Towers for Wind Turbines," 2014.
[54] "DIN 6796. Conical spring washers for bolted connections."
[55] CEN, "EN 14399-6. High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 6: Plain chamfered washers," no. June, 2006.
[56] S. Ramhormozian, G. C. Clifton, G. A. MacRae, and G. P. Davet, "Stiffness-based approach for Belleville springs use in friction sliding structural connections," J. Constr. Steel Res., vol. 138, pp. 340–356, Nov. 2017.
[57] M. D'Antimo, J.-F. Demonceau, M. Latour, G. Rizzano, and J.-P. Jaspart, "Experimental investigation of the creep effect on prestressed bolts used in innovative friction connections," Ce/Papers, vol. 1, no. 2–3, pp. 580–589, 2017.
[58] G. Ferrante Cavallaro, M. Latour, A. B. Francavilla, V. Piluso, and G. Rizzano, "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability," J. Constr. Steel Res., vol. 141, pp. 145–155, 2018.

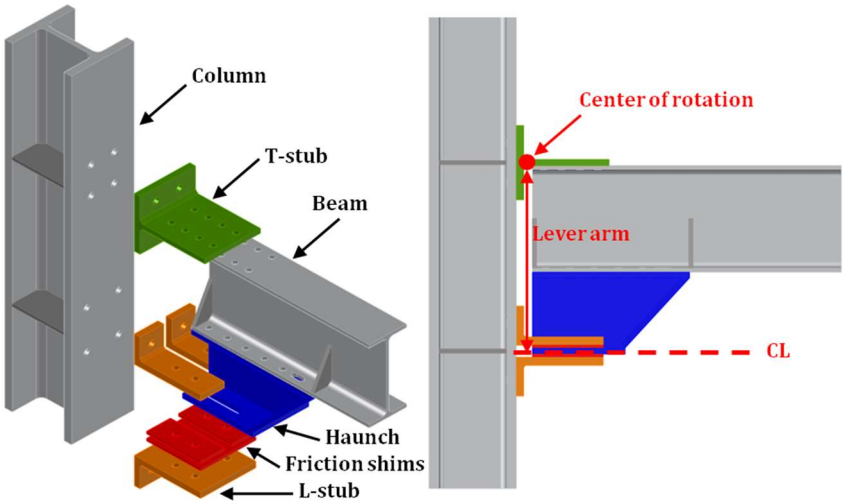
KAPITEL 3

ENTWICKLUNG VON FREEDAM-VERBINDUNGEN

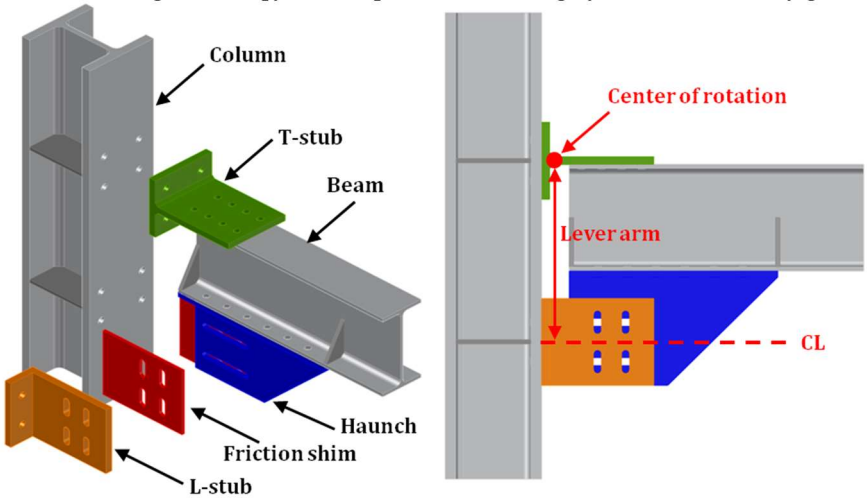
3.1 EINLEITUNG

In den letzten Jahrzehnten hat die Verwendung von austauschbaren Erdbebenschutzeinrichtungen in den Träger-Stützen-Verbindungen aufgrund der hohen Energiedissipationskapazität und der daraus resultierenden Reduzierung der globalen und lokalen Duktilitätsanforderung große Aufmerksamkeit in der wissenschaftlichen Gemeinschaft erhalten [1-11]. Bis heute wurde eine Vielzahl von Dämpfern vorgeschlagen, die Systeme bereitstellen, die auf der Aktivierung einfacher dissipativer Mechanismen (z.B. dem Fließen von Metallen, der Trockenreibung und der Viskosität von Flüssigkeiten) basieren [12,13]. Ihre Anwendung wurde hauptsächlich im Rahmen von Bemessungsstrategien vorgeschlagen, die auf der zusätzlichen Energiedissipation basieren.
Obwohl die Einführung von Erdbebenschutzeinrichtungen die strukturellen Schäden reduziert, führen die seitlichen Verschiebungen, die in der Regel erforderlich sind, um die Dämpfer zu aktivieren, zur Entstehung von Schäden in den Haupttragwerksteilen, die entweder schwierig oder unpraktisch zu reparieren sein können.
Aus diesem Grund werden in letzter Zeit neue Ansätze vorgeschlagen, die auf der Idee beruhen, in Stahlkonstruktionen Verbindungen zu verwenden, die mit Dämpfern ausgestattet sind, die nur minimale Schäden erleiden. Dies ist z.B. bei dem seit 2004 an der University von Auckland entwickelten Gleitscharniergelenk („*Sliding Hinge Joint*“ - SHJ) der Fall [14-20]. Diese Verbindungen können, wenn sie in biegesteifen Stahlrahmen (MRF) verwendet werden, große inelastische Träger-Stützen-Verdrehungen durch das Gleiten von asymmetrischen Reibungsdämpfern (AFDs) aufnehmen, die sich auf der Ebene des unteren Trägerflansches befinden [21-24]. Eine solche Typologie bietet viele Vorteile, da sie steif und teiltragfähig ist und es ermöglicht, die seitlichen Verschiebungen zu begrenzen und gleichzeitig das Trägerende vor dem Fließen zu schützen und die Überdimensionierung der Stütze zu reduzieren, die sich aus der Anwendung von Kriterien der Träger-Stützen-Hierarchie ergibt, die von den Normenbestimmungen vorgegeben werden. In letzter Zeit wurden im Rahmen einer umfassenden Studie, die sich mit der Entwicklung, dem Entwurf und den Versuchen einer mit Reibungsdämpfern ausgestatteten Träger-Stützen-Verbindung befasst hat, auch ähnliche Konfigurationen von Träger-Stützen-Verbindungen vorgeschlagen, die auf der Verwendung von symmetrischen Reibungsdämpfern (SFDs) basieren [25-35]. Diese neuen Verbindungen ermöglichen es, die gleichen Vorteile des SHJ (Steifigkeit, einstellbarer Widerstand, Duktilität und hohe Energiedissipationskapazität) mit Hilfe eines industrialisierten Bausatzes zu erreichen, der komplett in der Werkstatt hergestellt und direkt vor Ort mit den Strukturelementen (Träger und Stütze) verschraubt wird.
Der Hauptvorteil des industrialisierten Bausatzes liegt in der präzisen Kontrolle der Qualität der Reibscheiben und des Anzugsverfahrens der Schrauben. Diese Punkte sind in der Tat grundlegend für die einwandfreie Funktion der Reibeinrichtungen und müssen während des Produktionsprozesses streng kontrolliert werden. Um die geforderte Demontagefähigkeit der

Reibeinrichtung zu gewährleisten, ist der Dämpfer mit einer geschlitzten Voute ausgeführt, die mit dem Trägerflansch verschraubt ist, sowie mit L-Stummeln und Reibscheiben, die mit hochfesten, vorspannbaren Schrauben geklemmt werden. Es wurden zwei Konfigurationen untersucht, nämlich die HFC-Konfiguration, bei der die Voute parallel zum Trägerflansch verläuft, und die VFC-Konfiguration, bei der die Voute orthogonal zum Trägerflansch verläuft (Abbildung 3.1). Bei Biegebelastungen wird die Verbindung gezwungen, sich um einen Punkt zu drehen, der sich an der Basis des oberen T-Stummel-Stegs befindet, und die Energiedissipation wird durch das abwechselnde Gleiten der Voute auf den Reibscheiben gewährleistet. Ein weiterer Vorteil der Voute ist die Vergrößerung des Hebelarms, wodurch die von den Reibeinrichtungen zu übertragende Kraft reduziert werden kann, um die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit zu erfüllen.



a) Reibverbindung mit Dämpferebene parallel zum Trägerflansch (HFC-Konfiguration)



b) Reibverbindung mit Dämpferebene parallel zum Trägersteg (VFC-Konfiguration)

Abbildung 3.1 – Aufbau von Reibverbindungen mit SFDs

Experimentelle Untersuchungen zu dieser speziellen Verbindungstypologie haben sich mit wichtigen Aspekten des Verbindungsverhaltens befasst, wie z.B. dem Verhalten der Reibungsscheiben unter zyklischen Belastungsverläufen, dem Verhalten von vorspannbaren Schrauben beim Einbau und über ihre Lebensdauer, der Finite-Elemente-Modellierung von Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungseinrichtungen und dem Stoßverhalten von elementaren Reibungsdämpfern [25-36].

Um das experimentelle Verhalten von Reibungsverbindungen zu beurteilen, wurde im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts eine umfangreiche Versuchskampagne an Unterbaugruppen durchgeführt, die in der Lage sind, das Verhalten von Innen- und Außenverbindungen in realen biegesteifen Rahmen darzustellen. Die Ergebnisse der experimentellen Versuche ermöglichten die Validierung der im Rahmen des Projekts entwickelten Bemessungskriterien für Reibverbindungen und die Kalibrierung von FEM-Modellen, die zur Durchführung von Parameterstudien verwendet wurden. Insbesondere ist das primäre Ziel der experimentellen Untersuchung der Nachweis der Fähigkeit der vorgeschlagenen Träger-Stützen-Verbindungen, die durch das Erdbeben eingebrachte Energie nahezu schadlos zu dissipieren. In diesem Rahmen wurden 16 experimentelle Versuche durchgeführt. Insbesondere wurden 8 Versuche an Außenanschlüssen an der Universität von Salerno und 8 Versuche an Innenanschlüssen an der Universität von Coimbra durchgeführt.
Bei der Bemessung der Probekörper wurden für alle Verbindungskomponenten, mit Ausnahme der Reibungsdämpfer, die bereits im Eurocode 3 Teil 1-8 vorgeschlagenen Modelle verwendet. Für die neue Komponente, d.h. den Reibungsdämpfer, wurden dagegen die Ergebnisse aus den experimentellen Aktivitäten zur Überlappungs-Scherverbindung mit Langlöchern und dazwischenliegenden Reibbelägen verwendet. Insbesondere haben, wie in Kapitel 2 beschrieben, die Versuche an den Beschichtungsmaterialien für die Reibbeläge gezeigt, dass die Materialien M1 und M6 ein leichtes Stick- und Slip-Verhalten entwickeln können, das zu Schwingungen führen kann. Obwohl sie für die Anwendung an den FREEDAM-Dämpfern als geeignet angesehen werden können, wurden die Versuche an den Träger-Stützen-Verbindungen daher nur dem Werkstoff M4 gewidmet, da dieser für die Anwendung an FREEDAM-Verbindungen zur Vermeidung von Stick- und Slip-Phänomenen am zuverlässigsten zu sein scheint. Die experimentelle Untersuchung wurde an sechzehn Träger-Stützen-Verbindungen durchgeführt, acht an Verbindungen zwischen IPE-270-Trägern und acht zwischen IPE-450-Trägern. Wie bereits erwähnt, wurden zwei verschiedene Konfigurationen des Reibungsdämpfers betrachtet, nämlich die horizontale Konfiguration, HFC, und die vertikale Konfiguration, VFC (Abbildung 3.1). Für jede Dämpferkonfiguration wurde der Versuch zweimal durchgeführt. Ein Versuch wurde mit Tellerfedern durchgeführt und ein zweiter Versuch betraf einen Probekörper mit einfachen Unterlegscheiben für die Schraubverbindungen.

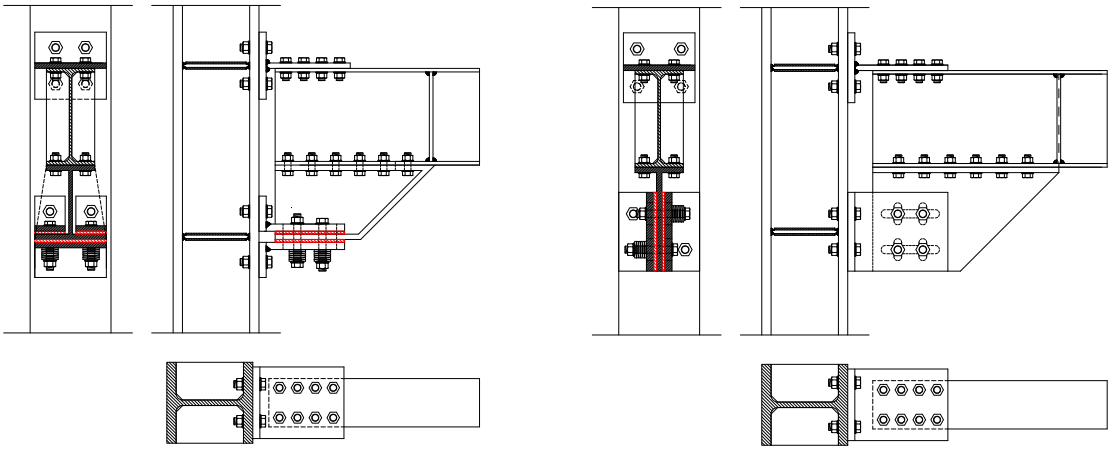
3.2 Experimentelle Versuche an externen Anschlüssen

3.2.1 *Beschreibung des Versuchsaufbaus*

Die experimentelle Untersuchung hat die folgenden Verbindungen berücksichtigt:

- FJ-CYC01: IPE270-Träger - HEM220-Stütze, VFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9, ausgestattet mit 6 Tellerfedern (3 Gruppen in Reihe von 2 Tellerfedern parallel gestapelt);
- FJ-CYC02: IPE270-Träger - HEM220-Stütze, HFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9, ausgestattet mit 6 Tellerfedern (3 Gruppen in Reihe von 2 Tellerfedern parallel gestapelt);

- FJ-CYC03: IPE450-Träger - HEB500-Stützen, VFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9, ausgestattet mit 6 Tellerfedern (3 Gruppen in Reihe von 2 Tellerfedern parallel gestapelt);
- FJ-CYC04: IPE450-Träger - HEB500-Stützen, HFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9, ausgestattet mit 6 Tellerfedern (3 Gruppen in Reihe von 2 Tellerfedern parallel gestapelt);
- FJ-CYC05: IPE270-Träger - HEM220-Stütze, VFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9 ohne Tellerfedern;
- FJ-CYC06: IPE270-Träger - HEM220-Stütze, HFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9 ohne Tellerfedern;
- FJ-CYC07: IPE450-Träger - HEB500-Stützen, VFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9 ohne Tellerfedern;
- FJ-CYC08: IPE450-Träger - HEB500-Stützen, HFC-Konfiguration, M20 HV-Schrauben Klasse 10.9 ohne Tellerfedern.



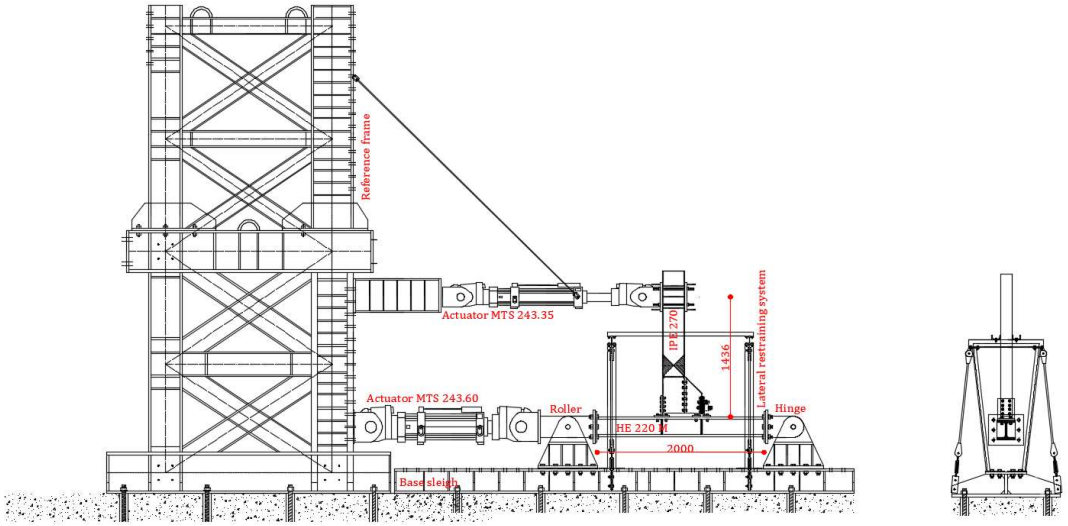
a) *b)*

Abbildung 3.2 – Getestete Probekörper (Außenanschlüsse): a) Konfiguration mit horizontalem Dämpfer; b) Konfiguration mit vertikalem Dämpfer

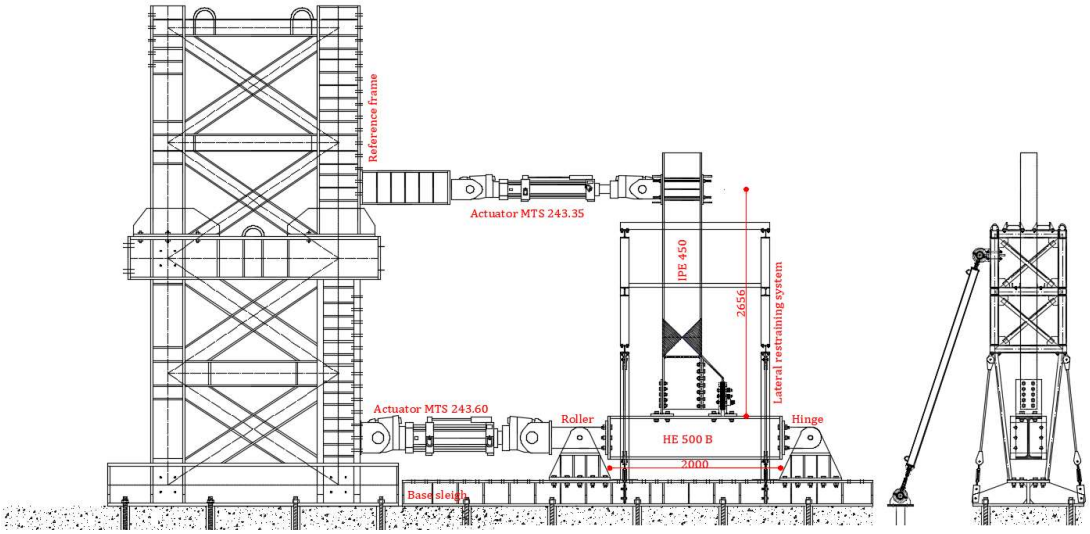
Alle experimentellen Versuche wurden im STRENGTH-Labor („*STRuctural ENGineering Testing Hall*“) der Universität von Salerno durchgeführt. Der Versuchsaufbau besteht aus Instrumenten und Maschinen, die in drei Makro-Kategorien unterteilt werden können: Begrenzungseinrichtungen, Belastungsmaschinen und Messinstrumente. Im STRENGTH-Labor stellt die Hauptbegrenzungseinrichtung der starke Boden des Labors dar, der mit Löchern (mit einem Durchmesser von 80 mm und in einem Raster von 1.0 x 1.0 m) versehen ist, die zur Befestigung aller Versuche des Labors dienen. Dieser starke Boden wurde ausgenutzt, um alle notwendigen Befestigungen für die Konstruktion des Versuchsaufbaus für externe Träger-Stützen-Verbindungen anzubringen. In diesem Fall wurden zur Durchführung der zyklischen Versuche an den Verbindungen einige einschränkende Strukturen verwendet: ein starrer und starker vertikaler Rahmen und eine horizontale starre Haltevorrichtung, die beide aus vollständig geschweißten Stahlplatten und Strukturelementen zusammengesetzt sind (Abbildung 3.3).

Um die Nullmomente zu simulieren, die in der tatsächlichen Konstruktion auftreten (Abbildung 3.4), wurden zwei Stahlgelenke verwendet (Abbildung 3.3). Diese Gelenke wurden so ausgelegt, dass sie Scherbelastungen bis zu 2000 kN standhalten und mit dem Basisstahlschlitten

verschraubt sind. Eines der beiden Gelenke ist so detailliert, dass es Scher- und Axialkräfte mit einem Bolzen aufnimmt. Um den Schlupf zu minimieren, wurden geeichte Löcher verwendet. Das zweite Gelenk wurde so konstruiert, dass es die Verschiebung in horizontaler Richtung zulässt und Verschiebungen in orthogonaler Richtung widersteht. Zu diesem Zweck wurde ein Bolzen in Kombination mit Langlöchern verwendet, um die gewünschte Verschiebung zu ermöglichen.



a)



b)

Abbildung 3.3 – Versuchsaufbau: a) FJ-CYC01-FJ-CYC04; b) FJ-CYC05-FJ-CYC08

Schließlich wurden seitliche Torsionseinspannungen (Abbildung 3.3) verwendet, um seitliche Torsionsknickphänomene des Trägers während der experimentellen Versuche zu vermeiden. Was die Belastungsausrüstung betrifft, so wurden in der Versuchskampagne drei verschiedene hydraulische MTS-Aktuatoren verwendet. Um die axiale Last in der Stütze aufzubringen, wurde ein MTS 243.60 Aktuator verwendet, der unter Lastkontrolle arbeitet. Dieser Aktuator hat eine maximale Belastungsfähigkeit von 1000 kN in Druck und 650 kN in Zug bei einem maximalen Kolbenhub von +/-125 mm. Um die Biegewirkung in der Verbindung anzuwenden, wurden je nach Größe des Trägers zwei verschiedene MTS-Aktuatoren verwendet. Der erste, der für Versuche mit IPE-270-Trägern verwendet wurde, hat eine maximale Belastungs-Fähigkeit von 245 kN und einen maximalen Kolbenhub von +/-500 mm. Der zweite, der für Versuche mit IPE-

450-Trägern verwendet wurde, hat eine Belastungsfähigkeit von 500 kN und einen maximalen Kolbenhub von +/-500 mm. Beide wurden verwendet, um den gewünschten Verschiebungsverlauf an der Spitze des Trägers weggesteuert aufzubringen. Die Vermessung der auf die geprüften Probekörper einwirkenden Verschiebungen während der Versuche wurde ebenfalls mit Hilfe von externen Wegaufnehmern durchgeführt. Insbesondere wurden während der Versuchskampagne die Verschiebungen des Trägers, der Stütze und der Verbindungs-Elemente, insbesondere des Reibungsdämpfers, kontinuierlich mit LVDTs gemessen. Wie bereits erwähnt, wurden die experimentellen Versuche mit zwei hydraulischen Aktuatoren durchgeführt. Der untere Aktuator wurde kraftgeregelt, um eine konstante axiale Drucklast von 650 kN aufzubringen, während der obere Aktuator verwendet wurde, um den gewünschten zyklischen Verschiebungsverlauf aufzubringen.

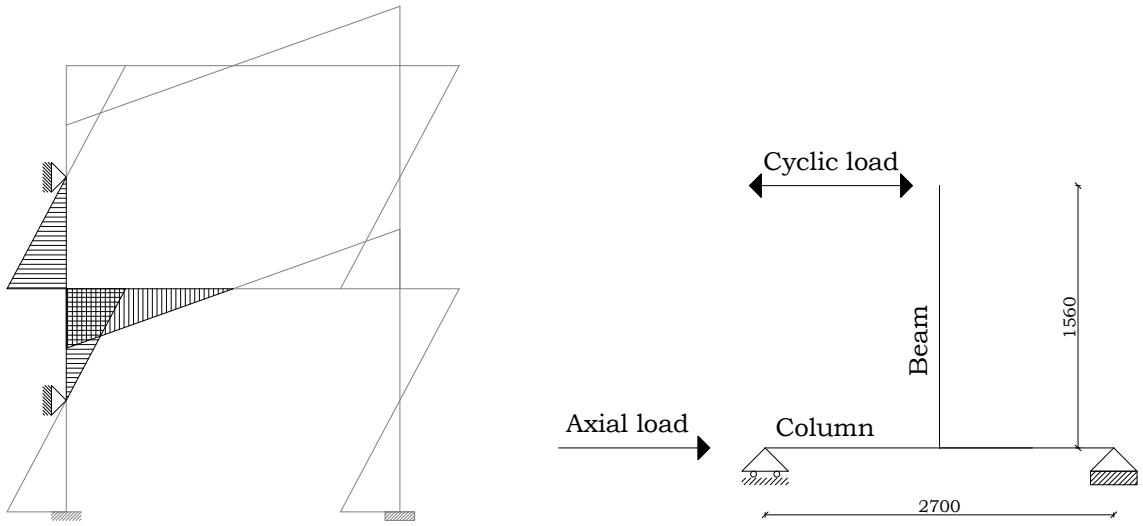


Abbildung 3.4 – Tragwerksschema: a) Einwirkung in einen Außenanschluss aufgrund der seismischen Belastungen; b) reproduziertes Schema im Labor

Insbesondere wurde der obere Aktuator mit der Spitze des Trägers verbunden, um eine Verschiebungsgeschichte gemäß dem Belastungsprotokoll AISC 346-10 [37] anzuwenden (Abbildung 3.5). Dies ist ein Belastungsprotokoll speziell für Verbindungen, das in der US-amerikanischen Praxis sehr verbreitet ist und normalerweise für die Präqualifikation von Verbindungen verwendet wird. Dieses Belastungsprotokoll ist das gleiche, das auch im EQUALJOINTS-Forschungsprojekt verwendet wurde.

Daher ist es möglich, ausgehend von der Kenntnis der Normenanforderungen, die Verschiebungsgeschichte an der Oberseite des Trägers zu erhalten. Die Versuche wurden bis zu einer maximalen Drehung von 50 mrad durchgeführt (Tabelle 3.1). Es ist sinnvoll, darauf hinzuweisen, dass diese Drehung weit über dem von EC8 geforderten Minimum liegt, das für DCH-Rahmen 35 mrad beträgt.

Während der Versuche wurden viele Parameter beobachtet und aufgezeichnet, um Kräfte und Verschiebungen auf der Ebene des oberen Aktuators und die Verschiebungen der verschiedenen Anschlusskomponenten zu bewerten. Bei allen Versuchen wurden mindestens sechs lineare Wegaufnehmer eingesetzt. Beispiele für die Anordnung der Messgeräte an den beiden unterschiedlichen Anschlusskonfigurationen werden im Folgenden für Versuch Nr. 1 und

Versuch Nr. 2 berichtet. Für alle anderen Versuche wurden ähnliche Anordnungen der Messgeräte verwendet.

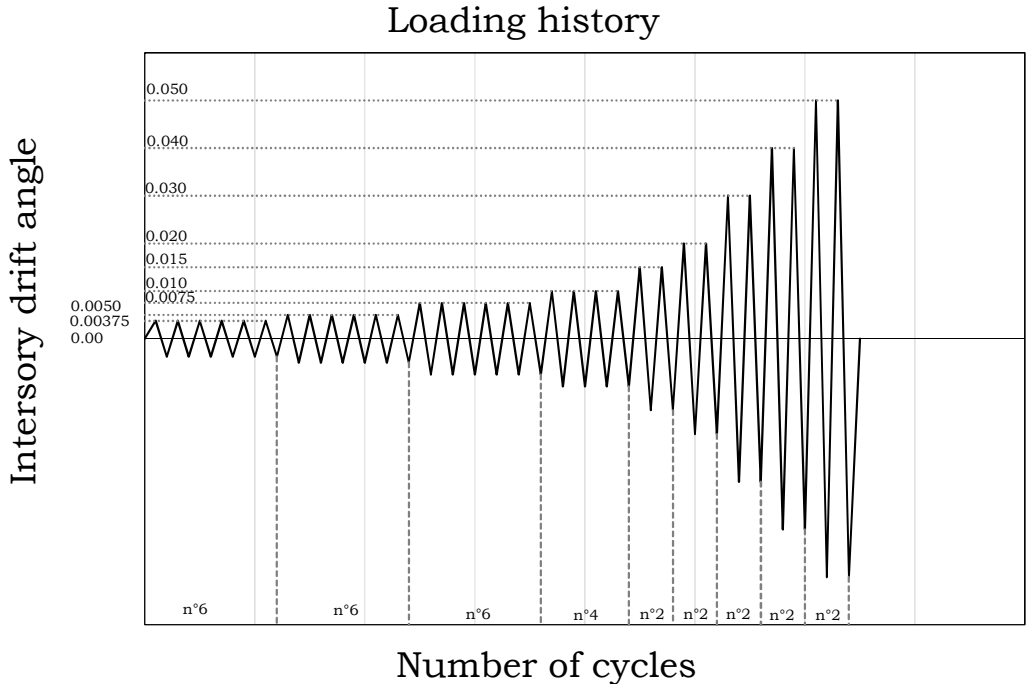


Abbildung 3.5 – AISC 346-10 Belastungsprotokoll [37]

Tabelle 3.1: Last-Verschiebungs-Geschichte

v [mm/s]	***Stufe***	***θ [rad]***	***# Zyklen***	***δ [mm]***
0.5	1	0.00375	6	5.835
	2	0.0050	6	7.780
1	3	0.0075	6	11.67
	4	0.010	4	15.56
2	5	0.015	2	23.34
	6	0.020	2	31.12
	7	0.030	2	46.68
4	8	0.040	2	62.24
	9	0.050	2	77.80

Insbesondere im FREEDAM CYC-01-Anschluss wurden die folgenden Sensoren eingesetzt (Abbildung 3.6a):

- LVDTs Nr. 02, 03 und 07 zur Messung der relativen Verschiebung zwischen den T-Stummel/Winkelflanschen und dem Flansch der Stütze;
- LVDT Nr. 05 zur Messung der Verschiebungen zwischen der Voute und dem Träger;
- LVDT Nr. 06 zur Messung der Verschiebung der Reibeinrichtung;
- LVDT Nr. 01, um ein mögliches Verrutschen des Stegs des T-Stummels in Bezug auf den Trägerflansch zu bewerten.

Im FREEDAM CYC-02-Anschluss wurden die folgenden Sensoren eingesetzt (Abbildung 3.6b):

- LVDTs Nr. 01, 03 und 05 wurden verwendet, um die relativen Verschiebungen zu messen, die zwischen den T-Stummel/Winkelflanschen und dem Stützenflansch auftreten;
- LVDT Nr. 02 zur Messung der Verschiebungen zwischen der Rippe und dem Trägerflansch in der Reibverbindung;
- LVDTs Nr. 04 und 06 zur Messung der Verschiebungen der beiden Schraubenreihen der Reibeinrichtung;
- LVDT Nr. 07, um ein mögliches Verrutschen des Stegs des T-Stummels in Bezug auf den Trägerflansch zu bewerten.

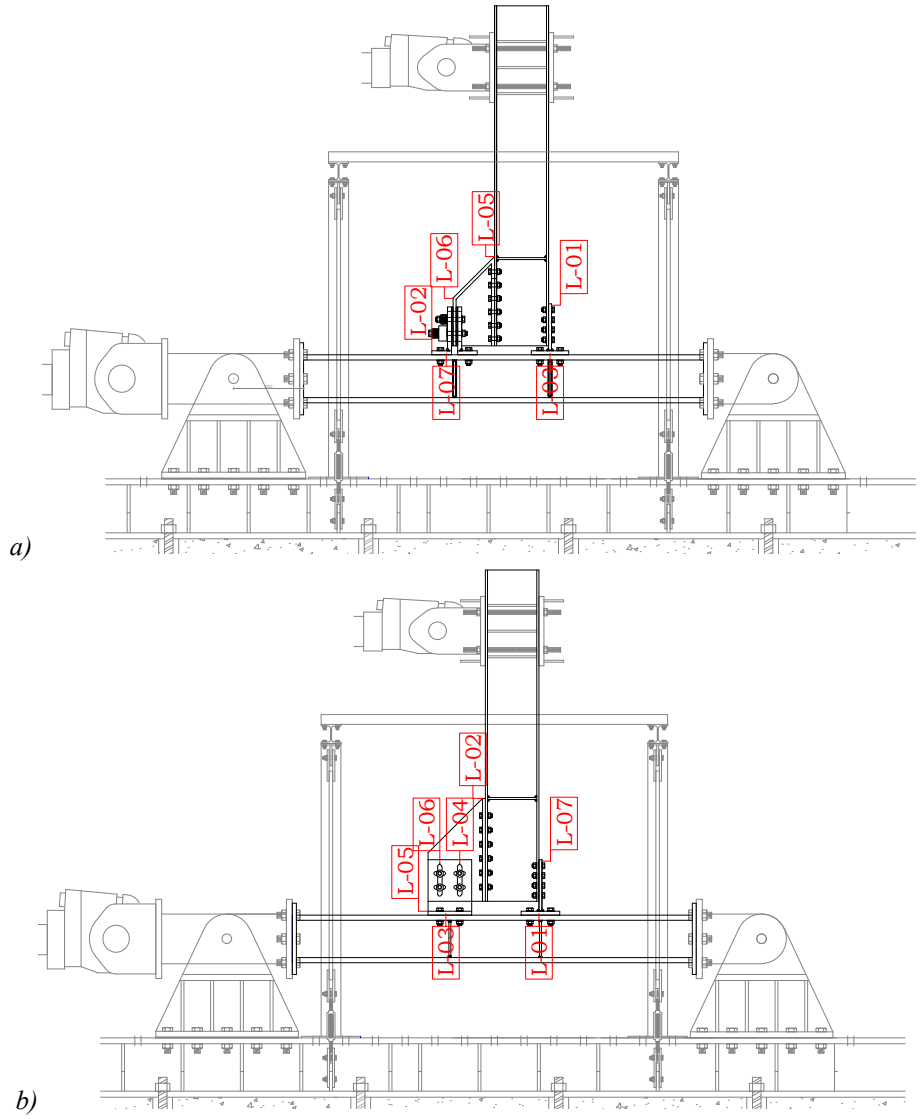


Abbildung 3.6 – Anordnung der LVDTs: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02

Außerdem wurden bei allen Versuchen die in den Bolzen der Reibeinrichtungen aufgebrachten Vorspannungen vor und während des Versuchs mit Hilfe von Donut-Kraftaufnehmern (Futek LTH 500) mit den Nummern RC-01, RC-03 und RC-04 aufgezeichnet. Bei den Versuchen mit IPE-270-Trägern wurden nur zwei Kraftmessdosen verwendet, während bei den Versuchen mit IPE-450-Trägern drei Kraftmessdosen verwendet wurden.

3.2.2 *Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen*

Der Kürze halber werden hier nur die Ergebnisse der Proben FJ-CYC01 bis FJ-CYC04 dargestellt. Weitere Informationen über das gesamte Versuchsprogramm befinden sich im Abschlussbericht des Gesamtprojekts.

Die experimentellen Versuche ergaben ein Verhalten, das dem erwarteten Verhalten entsprach. Tatsächlich wurden, wie in Abbildung 3.7 dargestellt, weite und stabile hysteretische Zyklen erhalten und makroskopisch wurden am Ende der Versuche keine Schäden an den nicht-dissipativen Komponenten beobachtet.

Die oberen Grenzwerte des statischen Widerstandes, die für den Entwurf der nicht-dissipativen Komponenten angenommen wurden (in Abbildung 3.7 mit einer gestrichelten Linie dargestellt), sind praktisch gleich den maximalen Biegemomenten, die bei den experimentellen Versuchen beobachtet wurden (Tabelle 3.2). Ähnlich sind die dynamischen Werte des Biegewiderstandes, die unter Berücksichtigung des dynamischen Reibungskoeffizienten berechnet wurden, sehr nahe am Gleitwiderstand der Verbindungen. In Tabelle 3.2 ist ein Vergleich zwischen der experimentellen Festigkeit der vier Verbindungen und der Bemessungsfestigkeit der Probekörper angegeben. Für alle Probekörper kann man feststellen, dass die experimentellen Werte der Biegefestigkeit der Verbindungen sehr nahe am Bereich der Bemessungswerte liegen (zwischen der oberen Grenze der statischen und der unteren Grenze der dynamischen Werte). Die Übereinstimmung mit dem Bemessungsverfahren ist völlig zufriedenstellend.

Tabelle 3.2: Vergleich zwischen Versuchs- und Bemessungswerten der Reibbiegemomente

	FJ-CYC01	**FJ-CYC02**	**FJ-CYC03**	**FJ-CYC04**
M_{exp} $[kNm]$	+185.45	+145.73	+697.48	+556.97
	-210.41	-227.80	-863.04	-782.37
$M_{nd,d}$ $[kNm]$	226.02	217.85	861.85	861.85
M_{Ed} $[kNm]$	142.61	137.46	543.79	543.79

Bei Verbindungen mit der HFC-Konfiguration wurde ein etwas geringerer Gleitwiderstand unter durchhängenden Biegemomenten beobachtet, was hauptsächlich auf die höhere Verformbarkeit der L-Stummel unter Zug zurückzuführen ist, die zu einem höheren Verlust an Vorspannung als erwartet führte. Umgekehrt ist bei Verbindungen mit VFC-Konfiguration der Gleitwiderstand der Verbindung, sowohl unter rastenden als auch unter durchhängenden Biegemomenten, praktisch gleich dem Bemessungswiderstand. Bei den Verbindungen mit HFC-Konfiguration war die Reaktion der Verbindung stark asymmetrisch und zeigte signifikant unterschiedliche Widerstandswerte bei positiven und negativen Biegemomenten. Der Unterschied in Bezug auf den maximalen Widerstand war im Fall der FJ-CYC 02-Prüfkörper größer als 35%. Die Asymmetrie war hauptsächlich auf die Durchbiegung der T-Stummel/L-Stummel-Platten und die daraus resultierende Schwankung des Drucks auf die Reibbeläge zurückzuführen. Die Gelenke mit VFC-Konfiguration, wiesen eine geringere Asymmetrie des zyklischen Verhaltens auf. Dennoch wurde bei den experimentellen Versuchen, auch aufgrund der Reduzierung der Schraubenklemmkräfte, eine geringe Abnahme des Biegemoments bei großen Verdrehungen beobachtet. Dieser Effekt war bei den Probekörpern

mit dem tiefen Träger deutlicher, bei denen der kumulierte Weg in Höhe des Reibungsdämpfers aufgrund der Vergrößerung des Anschlusshebelarms größer ist.

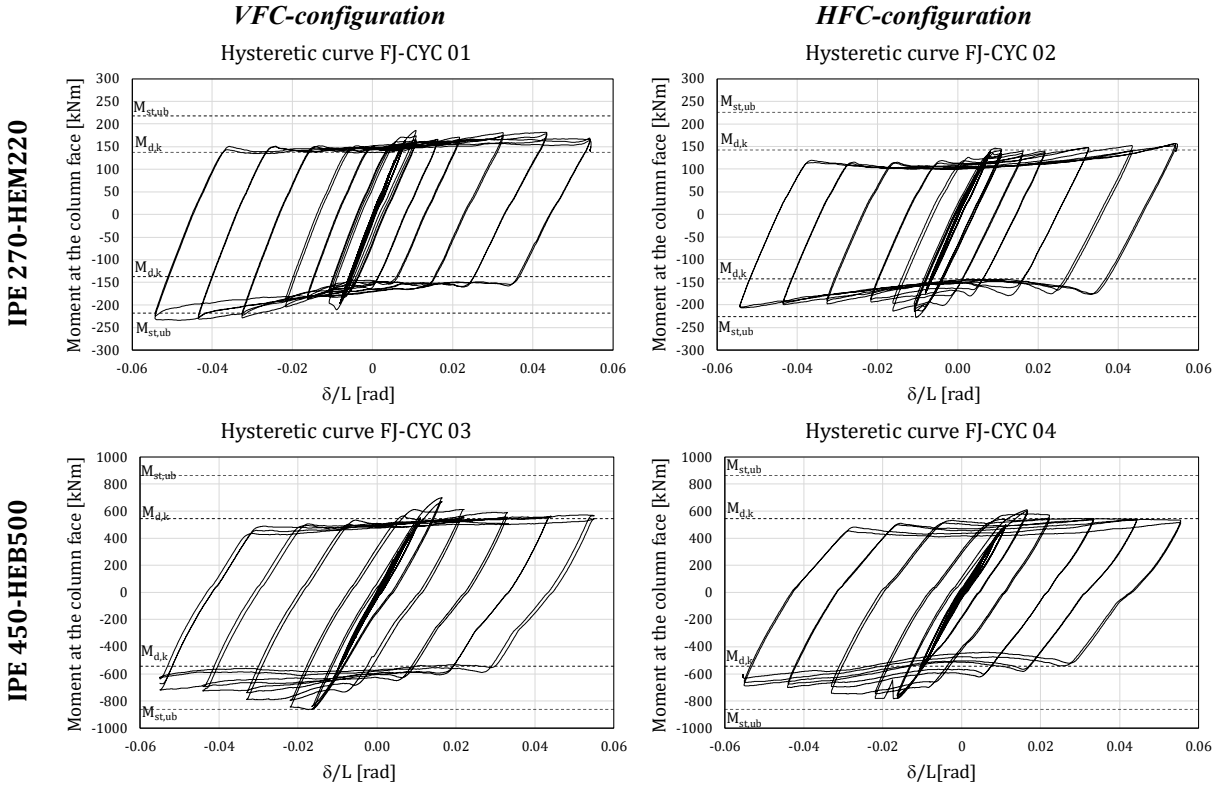


Abbildung 3.7 – Hysteresekurven

Anhand der Hystereseschleifen kann man auch beobachten, dass die Antwort durch einen ersten Schlupf gekennzeichnet war, der bei einem Kraftwert auftrat, der etwas höher war als die Werte, die den folgenden Zyklen entsprechen. Nach einigen Zyklen stabilisiert sich die Schlupfkraft und die Hystereseschleifen wiederholen sich fast immer für die gesamte Belastungsgeschichte mit der gleichen Form. Diese Ergebnisse stimmen mit den Ergebnissen der experimentellen Versuche an den Reibungsdämpfern überein, da die Formen der Schleifen der Verbindung durchaus mit denen der an den Reibungsdämpfern durchgeführten Überlappungs-Scher-Versuchen vergleichbar waren, die in Kapitel 2 vorgestellt wurden. Die ersten Maximalwerte entsprechen dem statischen Reibungskoeffizienten (höher als der dynamische Wert im Falle der weichen Beschichtungsmaterialien), während der stabilisierte Zyklus einer Rutschkraft des Dämpfers entspricht, deren Wert hauptsächlich mit dem dynamischen Wert des Reibungskoeffizienten zusammenhängt. Unter Berücksichtigung der Reibungskoeffizienten, die bei der Prüfung der Dämpfer allein ermittelt wurden (Kapitel 2), ist es außerdem möglich zu überprüfen, dass sowohl die statischen als auch die dynamischen Werte der Schlupfkraft, die während der gesamten Belastungsgeschichte beobachtet wurden, mit dem vorhergesagten Bereich der Schlupfkraftwerte kompatibel waren, der auf den Versuchen basierte, die an den Dämpfern allein durchgeführt wurden. Geringe Unterschiede ergeben sich in jedem Fall durch die Flexibilität der Stahl-L-Stummel des Reibungsdämpfers, die während des Versuchs Schwingungen (Zu- und Abnahme) der Schraubenkräfte unter rastenden / durchhängenden Biegemomenten verursacht.

In Abbildung 3.8 sind die Anschlüsse in der verformten Konfiguration dargestellt, was auf die korrekte Definition der Geometrie der Dämpfer hinweist, die in der Lage waren, die Bemessungsdrehung in Höhe von 50 mrad aufzunehmen.

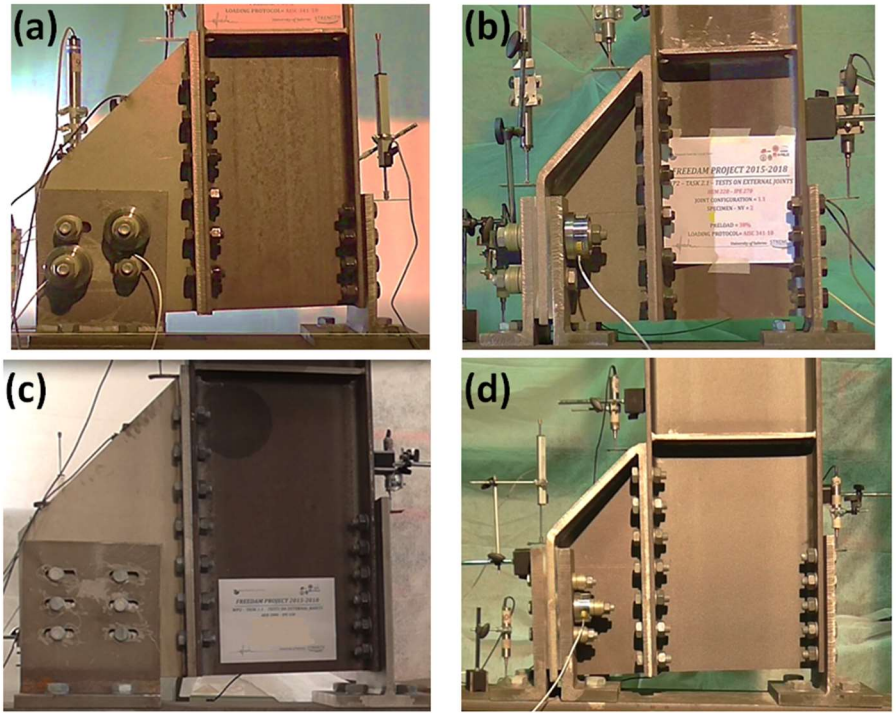


Abbildung 3.8 – Probekörper in der verformten Konfiguration: a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04

Die Genauigkeit des angenommenen Bemessungsverfahrens wurde auch durch die während der Versuche durchgeführten lokalen Messungen nachgewiesen. Bei allen Versuchen wurde die Energiedissipation nur durch die Reibungsdämpfer gewährleistet, so dass am Ende des Versuchs alle Strukturelemente praktisch unbeschädigt blieben. Insbesondere unter der Annahme, dass sich der Drehpunkt in Übereinstimmung mit dem T-Stummel auf der Mittellinie des oberen Flansches des Trägers befindet und der Dämpfer einer zyklischen Zug-/Druckkraft ausgesetzt ist, werden die Darstellungen der mit den LVDTs erhaltenen lokalen Messungen vorgenommen, indem die gemessene Verschiebung gegen die lokale Kraft, die im Dämpfer oder auf der Ebene des T-Stummels wirkt, angegeben wird.

Mit Hilfe der vom LVDT 04 und LVDT 06 aufgezeichneten Verschiebungen (Abbildung 3.9) im Falle der VFC-Konfiguration und der vom LVDT 06 aufgezeichneten Verschiebungen (Abbildung 3.10) im Falle der HFC-Konfiguration wurde die Kraft in Abhängigkeit von der Verschiebung der Reibungsdämpfer bestimmt. Es kann leicht beobachtet werden, dass die Hystereseschleifen praktisch rechteckig sind, mit einer signifikanten Energiedissipations-Kapazität und fast keiner Verschlechterung sowohl in Bezug auf die Steifigkeit als auch auf den Widerstand (Abbildung 3.11).

Die lokalen Messungen (Abbildungen 3.12 und 3.13) zeigen, dass die T-Stummel und L-Stummel praktisch im elastischen Bereich bleiben, während die Dissipation nur durch den Reibungsdämpfer gegeben ist, der eine stabile hysteretische Antwort mit hoher Energiedissipation lieferte. Am Ende der Versuche wurde ein Verlust der Schraubenklemmkraft von etwa 25-30% festgestellt.

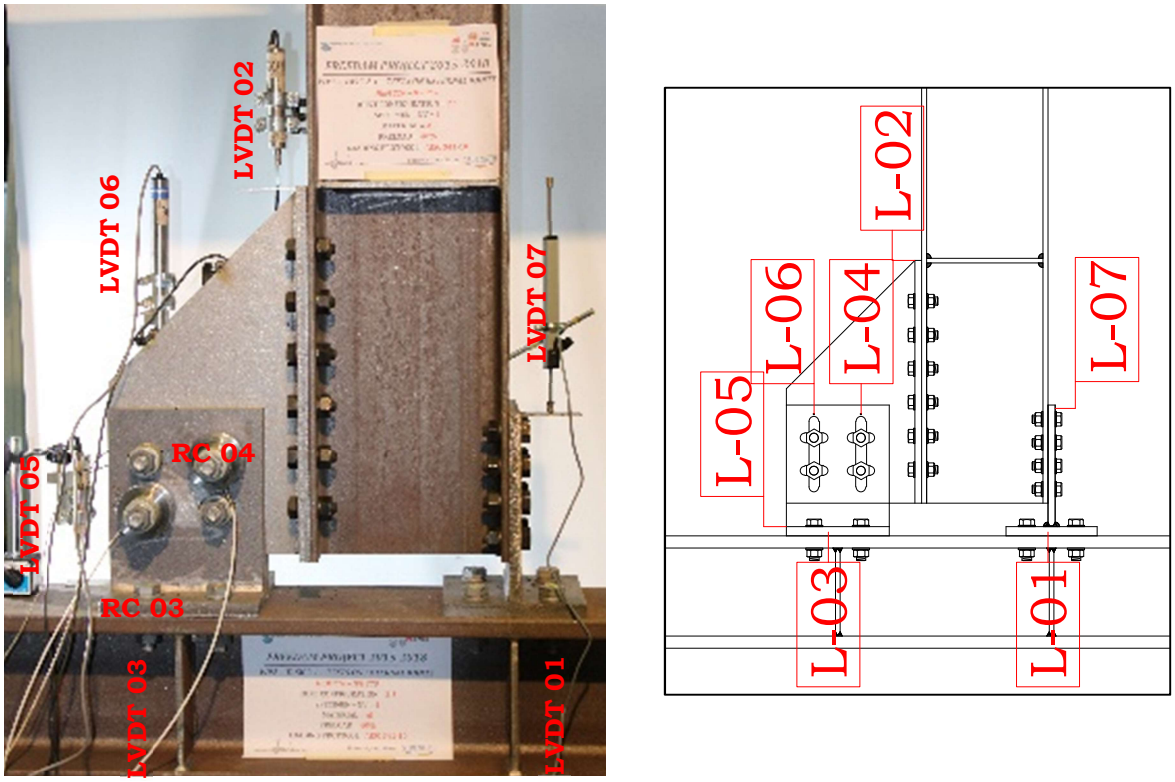


Abbildung 3.9 – Position der Messgeräte - FREEDAM-CYC01

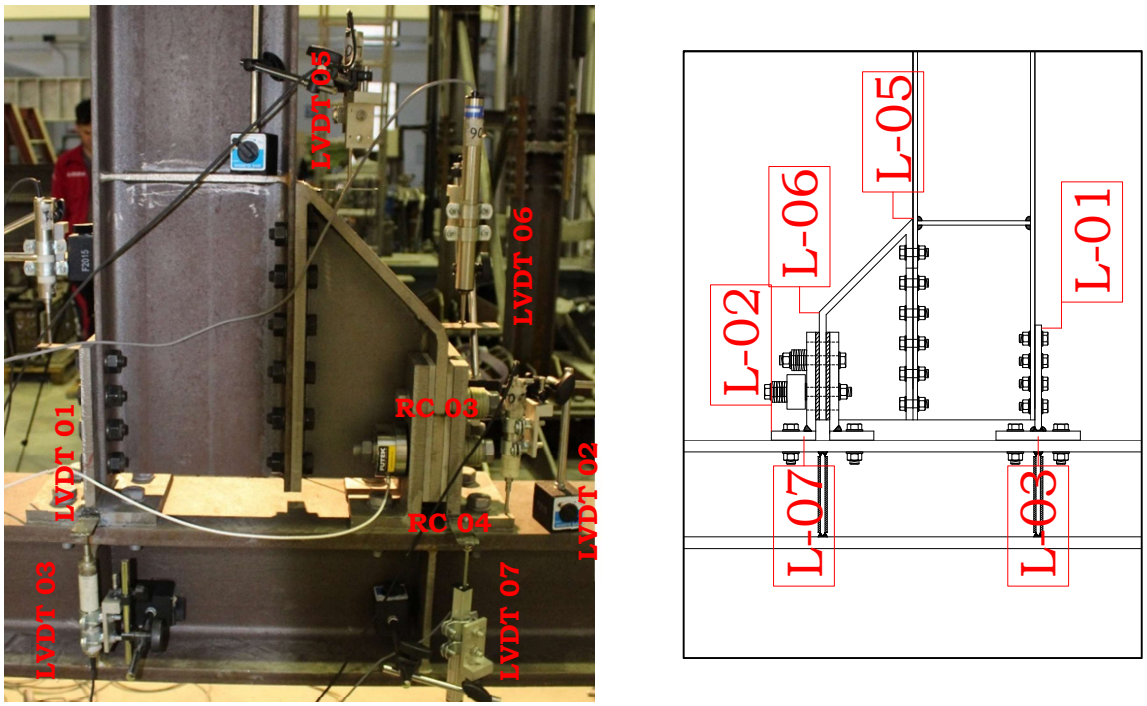


Abbildung 3.10 – Position der Messgeräte - FREEDAM-CYC02

Dieses Ergebnis deutet darauf hin, dass Reibverbindungen zwar beschädigungsarm sind, aber nach dem Auftreten eines schweren Erdbebens eine ordnungsgemäße Inspektion erforderlich ist, um den Restwiderstand des Dämpfers und das Ausmaß des Vorspannungsverlustes zu überprüfen. Insbesondere kann das Neu-Anziehen der Schrauben zur Wiederherstellung der Schraubenvorspannung erforderlich sein. Es muss jedoch beachtet werden, dass reale Erdbeben

eine kumulative plastische Rotationsanforderung in den Verbindungskomponenten liefern, die in der Regel viel niedriger ist als die Rotation aufgebracht durch das AISC-358-Belastungsprotokoll. Daher muss der bei diesen Versuchen beobachtete Klemmkraftverlust als oberer Grenzwert betrachtet werden, der keine direkte Entsprechung mit dem Vorspannkraftverlust nach einem tatsächlichen Erdbeben hat. Der Wert der Schraubenvorspannung und ihre Veränderung während der Versuche wurde mit zwei Kraftmessdosen, RC-03 und RC-04, aufgezeichnet, die sich in Übereinstimmung mit den beiden Schraubenreihen des Dämpfers befinden.

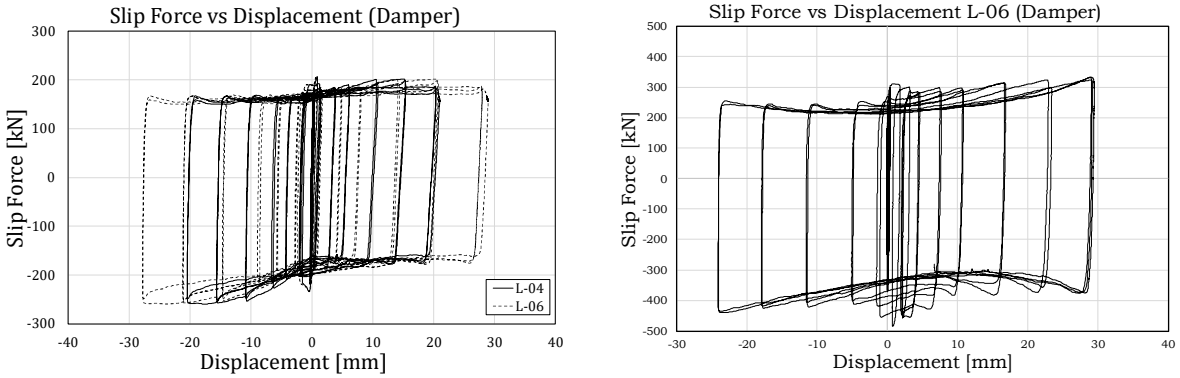


Abbildung 3.11 – Schlupfkraft-Verschiebungs-Kurve der Reibungsdämpfer FREEDAM-CYC01 (links) und FREEDAM-CYC02 (rechts)

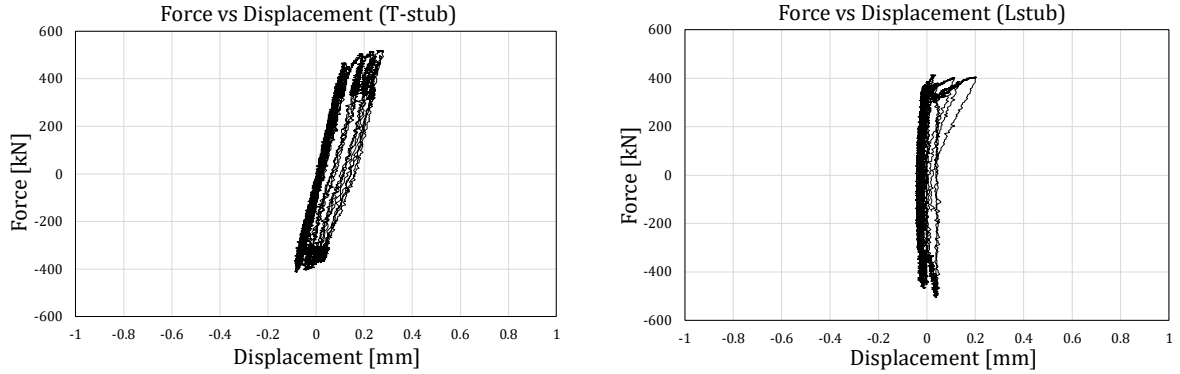


Abbildung 3.12 – Lokale Messungen FREEDAM-CYC01 - T-Stummel und L-Stummel

Diese Ergebnisse sind in Abbildung 3.14 dargestellt. Aus dieser Abbildung ist zu erkennen, dass es zunächst, wie bereits bei den Überlappungs-Scherversuchen festgestellt, beim ersten Gleiten zu einem Setzen der Schrauben mit einer Lockerung kommt, die mit zunehmender Lastspielzahl zunimmt. Diese Lockerung tritt bis zum Erreichen hoher Verschiebezyklen auf, bei denen die in den Schraubenlinien der Dämpfer auftretenden Biegeeffekte zu einer deutlichen Oszillation der Schraubenkräfte führen, die in der Spitze praktisch wieder die Anfangskraft erreichen.

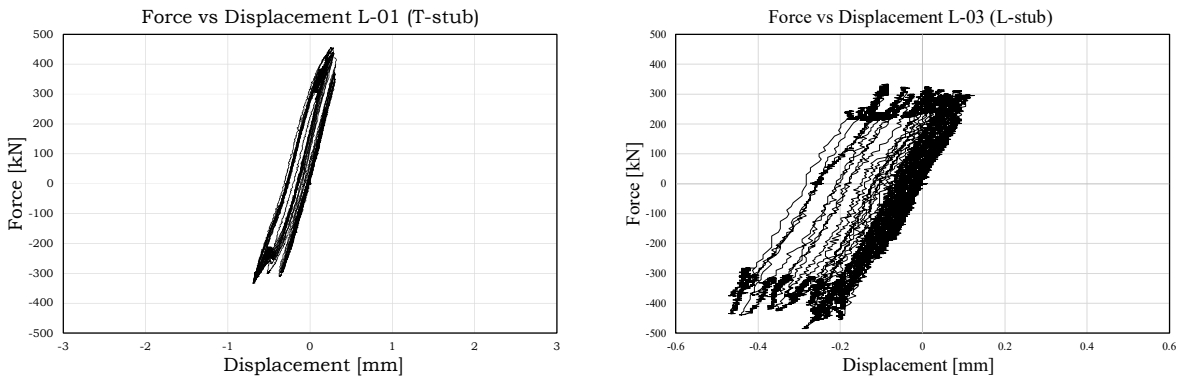


Abbildung 3.13 – Lokale Messungen FREEDAM-CYC02 - T-Stummel und L-Stummel

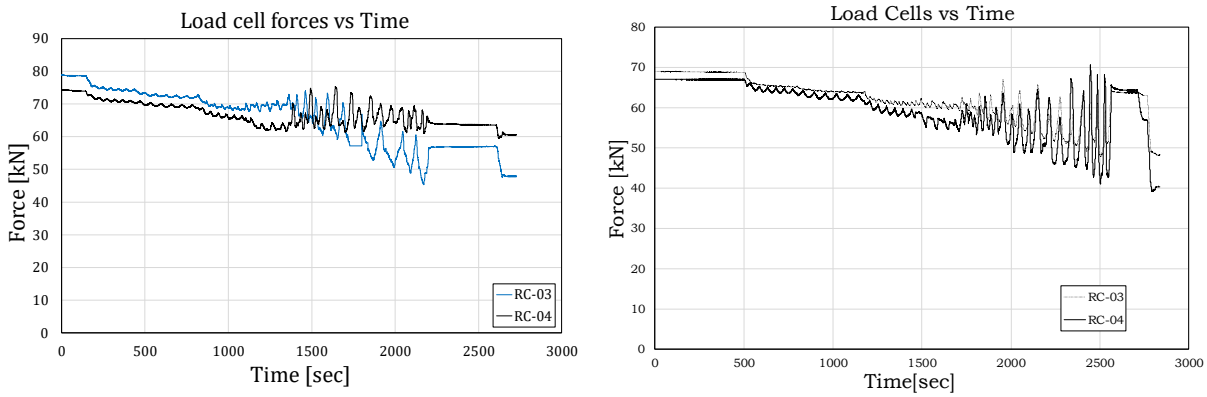


Abbildung 3.14 – Vorspannkraft in den Schrauben des Reibungsdämpfers FREEDAM-CYC01 (links) und FREEDAM-CYC02 (rechts)

Alle experimentellen Versuche entsprachen vollständig dem erwarteten Verhalten. In allen Versuchen wurde ein geringfügiges Nachgeben der T-Stummel und L-Stummel an der Verbindung zwischen Stiel und Flansch beobachtet, was die Effizienz des vorgeschlagenen Bemessungsverfahrens bestätigt. Bei allen Versuchen wurde die Energiedissipation nur durch die FREEDAM-Reibungsdämpfer gewährleistet, so dass am Ende des Versuchs alle Strukturelemente praktisch unbeschädigt blieben (Abbildung 3.15). Ein weiterer Punkt, der in dieser Versuchsphase aufgezeigt wurde, ist, dass die Tellerfedern keinen wesentlichen Vorteil in Bezug auf das hysteretische Verhalten zu bringen scheinen. Dieses Ergebnis bestätigt die Beobachtungen, die bereits in Kapitel 2 zum Versuch der Reibungsdämpfer gemacht wurden. Insbesondere beim Vergleich zwischen der VFC-Konfiguration und der HFC-Konfiguration wurde ein ähnliches Verhalten hinsichtlich des Festigkeitsverlustes während der zyklischen Belastungsgeschichte beobachtet. Auch der Einfluss der Tellerfedern war in beiden Fällen vernachlässigbar. Die Verwendung der VFC-Konfiguration führt jedoch zu einer Verringerung der Asymmetrie der Hystereseschleifen und zu einer Verbesserung ihrer Form, die näher an der idealen rechteckigen Form liegt, wie der Vergleich zwischen den Kraft-Weg-Kurven der Reibungsdämpfer, die für die VFC-Konfiguration (Abbildung 3.11 links) und die HFC-Konfiguration (Abbildung 3.11 rechts) erhalten wurden, beweist. Insbesondere die typische Form der Hystereseschleifen in der HFC-Konfiguration ist auf die unterschiedliche Druckverteilung auf die Reibbeläge zurückzuführen, die bei negativem Biegemoment im Vergleich zu positivem Biegemoment in der Verbindung auftritt. Dies wurde auch durch die in Kapitel 4 vorgestellten FEM-Simulationen bestätigt.

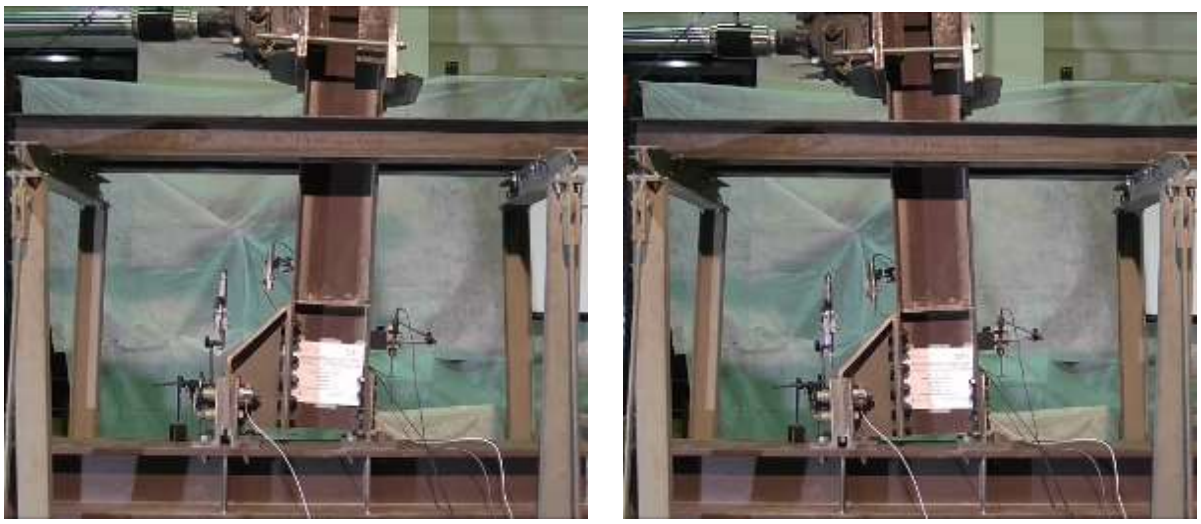


Abbildung 3.15 – FREEDAM-CYC02 Probekörper in der verformten Konfiguration am Ende des Versuchs

3.3 EXPERIMENTELLE VERSUCHE AN INNEREN ANSCHLÜSSEN

3.3.1 *Versuchsaufbau und Untersuchungsprogramm*

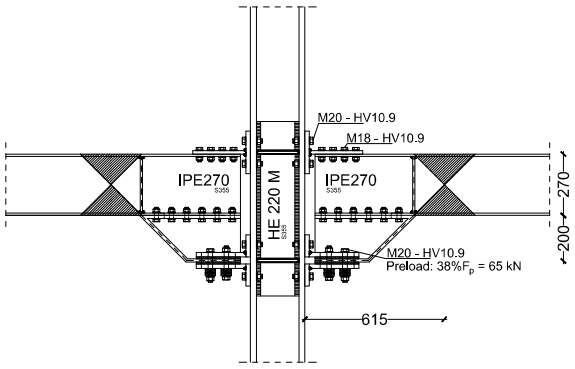
An der Universität Coimbra wurden interne Träger-Stützen-Verbindungen getestet. Die untersuchten Verbindungen sind identisch mit denen, die an der Universität von Salerno als Außenverbindungen getestet wurden. Das bedeutet, dass der einzige Unterschied in der zyklischen Antwort der Träger-Stützen-Verbindungen auf das unterschiedliche Verhalten der Plattenzone in Schub zurückzuführen ist. Insbesondere ist bei der typischen seismischen Verteilung des von den Trägern übertragenen Biegemoments die zu erwartende Querkraft in der Plattenzone doppelt so hoch wie bei Außenanschlüssen. Das primäre Ziel dieses Teils der im Rahmen des FREEDAM-Forschungsprojekts geplanten experimentellen Untersuchung ist daher die Validierung der Kriterien für die Bewertung des Plattenzonenverhaltens im Schub, die einen Teil des im Rahmen des Forschungsprojekts entwickelten Bemessungsverfahrens darstellen und in Teil II "Bemessungshandbuch", Kapitel 7, ausführlich dargestellt sind. Daher wurden, ähnlich wie bei der Versuchskampagne zu den Außenanschlüssen, vier verschiedene Konfigurationen der FREEDAM-Verbindung getestet, wobei die Abmessungen des Trägers und der Stütze (IPE-270/HEM-220 und IPE-450/HEB-500) und die Konfiguration der Reibungsdämpfer (vertikale oder horizontale Konfiguration) variiert wurden. Es wurden insgesamt 8 Versuche durchgeführt, die in Tabelle 3.3 aufgeführt sind.

Bei allen Versuchen wurde als Beschichtungsmaterial der Reibbeläge das mit M4 bezeichnete Material verwendet und in den Schraubenverbindungen der Dämpfer wurden Tellerfederscheiben eingesetzt. Die Schrauben wurden mit der Drehmomentmethode vorgespannt, und die Vorspannkraft, die in den Schrauben der Dämpfer für jeden Probekörper aufgebracht werden muss, wurde auf der Grundlage des für die FREEDAM-Dämpfer definierten Bemessungsverfahrens abgeschätzt, das auf der Grundlage der in Kapitel 2 vorgestellten experimentellen Ergebnisse entwickelt wurde. Die Schraubenvorspannung berücksichtigt den Mittelwert des Reibungskoeffizienten und dessen statistische Variabilität.

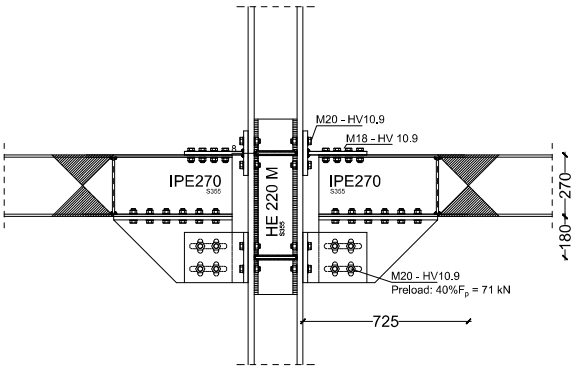
Tabelle 3.3: Experimentelles Programm

N.	Test-Bezeichnung	Querschnitt von Träger und Stütze	Art des Versuches	FREEDAM-Dämpfer-Konfig.	Beschichtungs-Material
1	IN270_CYC 1_M4 (1)	HE220M / IPE270	Zyklisch	Horizontale Beläge	M4
2	IN270_CYC-1_M4 (2)	HE220M / IPE270	Zyklisch	Horizontale Beläge	M4
3	IN270_CYC-2_M4 (1)	HE220M / IPE270	Zyklisch	Vertikale Beläge	M4
4	IN270_CYC-2_M4 (2)	HE220M / IPE270	Zyklisch	Vertikale Beläge	M4
5	IN450_CYC-1_M4 (1)	HE500B / IPE450	Zyklisch	Horizontale Beläge	M4
6	IN450_CYC-1_M4 (2)	HE500B / IPE450	Zyklisch	Horizontale Beläge	M4
7	IN450_CYC-2_M4 (1)	HE500B / IPE450	Zyklisch	Vertikale Beläge	M4
8	IN450_CYC-2_M4 (2)	HE500B / IPE450	Zyklisch	Vertikale Beläge	M4

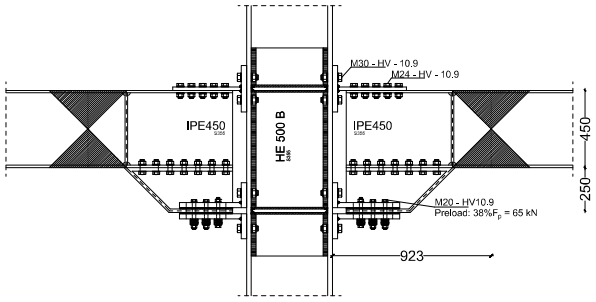
Die untersuchten Probekörper sind in Abbildung 3.16 dargestellt. Ein Schema des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 3.17 dargestellt. Die Stütze wird durch ein Gelenk an der Unterseite gelagert, während die Trägerenden vertikal gelagert sind, um die seitliche Bewegung der Proben zu ermöglichen. Die zyklische Last wurde durch einen Aktuator auf die Oberseite der Stütze aufgebracht, in Übereinstimmung mit den seismischen Bestimmungen der AISC 341/2010 [37], mit einer vorgegebenen maximalen Rotation von 50 mrad.



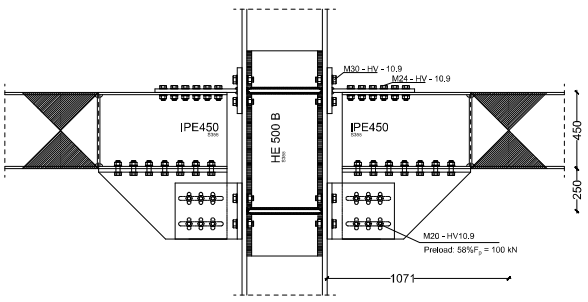
a). Konfiguration 1.1 - HE220M / IPE270 - Horizontale Beläge



b). Konfiguration 2.1 - HE220M / IPE270 - Vertikale Beläge



c). Konfiguration 1.2 - HE500B / IPE450 - Horizontale Beläge



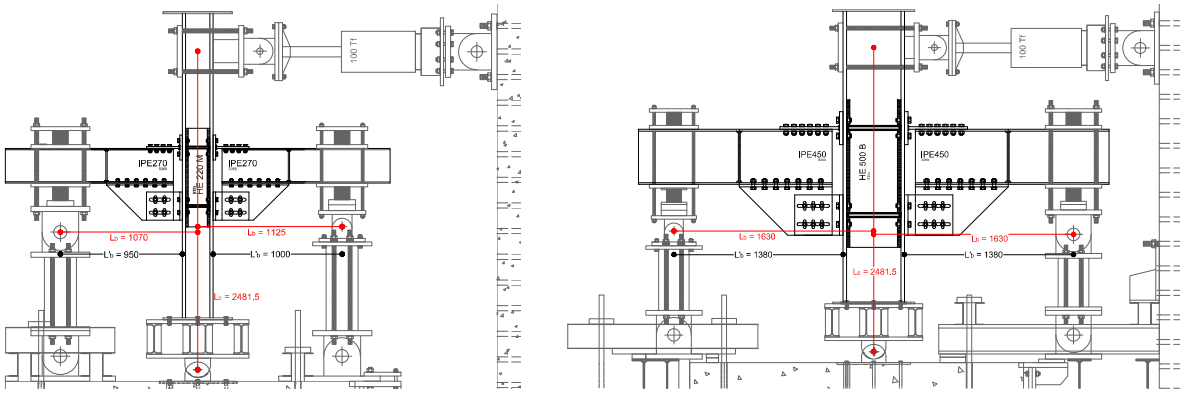
d). Konfiguration 2.2 - HE500B / IPE450 - Vertikale Beläge

Abbildung 3.16 – Untersuchte Probekörper (innere Anschlüsse)

Das auf die Träger-Stützen-Verbindungen übertragene Biegemoment wurde mit Gleichung (3.1) berechnet, indem die Reaktion an den Trägerenden, *R* (Abbildung 3.18), mit der Länge zwischen der Trägerbefestigung und dem Stützenflansch (L_b in den Abbildungen 3.17 und 3.18) multipliziert wurde, während die Rotation der Verbindungsgurte durch Teilung der horizontalen

Stützenverschiebung in der Ebene des Aktuators, δ, durch den Abstand zwischen dem Aktuator und dem Stützengelenk (L_c in den Abbildungen 3.17 und 3.18) berechnet wurde.

$$M_t = R \times L_b \tag{3.1}$$



a). Versuche mit IPE 270 Träger *b). Versuche mit IPE 450 Träger*

Abbildung 3.17 – Versuchsaufbau für interne Anschlüsse (Abmessungen in mm)

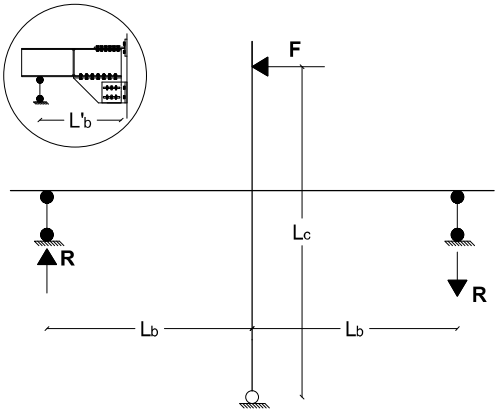


Abbildung 3.18 – Schema für die Berechnung der Reaktionen im Versuchsaufbau

Während der Versuche wurden Kraft, Verschiebungen, Verformungen, Drehmoment und Temperatur gemessen, was den Einsatz einer beträchtlichen Anzahl von Instrumenten erforderte, wie in Abbildung 3.19 für einen der Probekörper dargestellt.

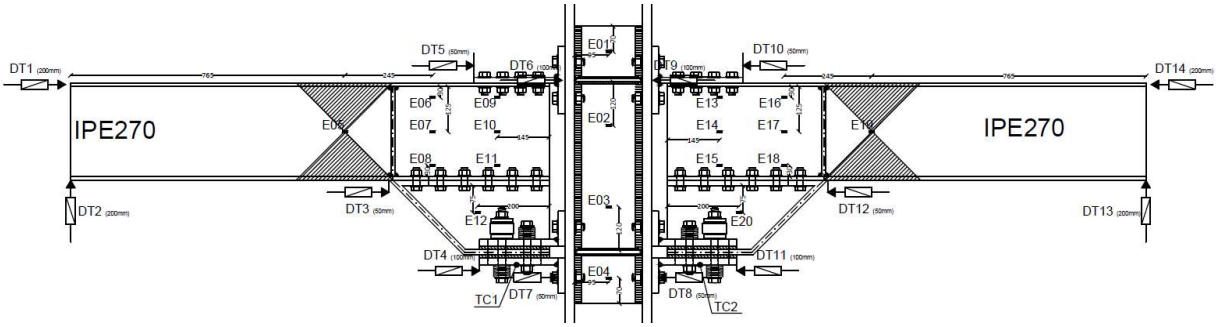


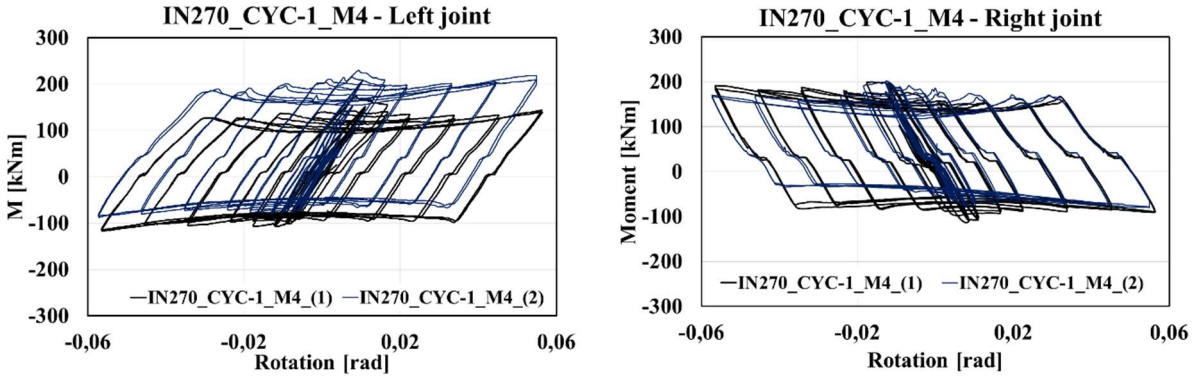
Abbildung 3.19 – Instrumentierung (Messgeräteausstattung)

Im Einzelnen wurden die folgenden Messgeräte verwendet:

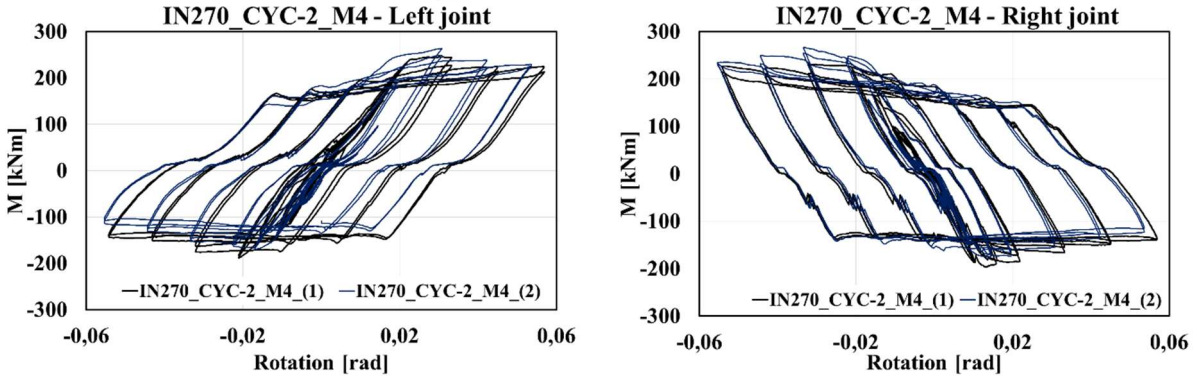
- 1 Aktuator - Kraftbereich: ±900 kN; Wegbereich: ±150 mm; Frequenz 1 Hz mit maximalem Wegbereich +7.02 mm / -5.63 mm;
- 4 Kraftmessdosen - Maximale Kapazität 500 kN in Kompression;
- 15 Wegaufnehmer (DT in Abbildung 3.19) - LVDT (Nr. 4 Sensoren Bereich ±25 mm; Nr. 4 Sensoren Bereich ±50 mm);
- 1 statischer Drehmomentaufnehmer - Nenndrehmoment 1000 Nm;
- Thermoelement (TC in Abbildung 3.19);
- 4 ringförmige Kraftmessdosen - Kapazität 350 kN;
- 46 Dehnungsmessstreifen, (*E* in Abbildung 3.19) - Länge 6 mm, Dehnungsgrenze 5%.

3.3.2 *Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen*

Die Biegemoment-Rotations-Kurven der verschiedenen getesteten Probekörper sind in Abbildung 3.20 für die Probekörper mit IPE-270-Träger bzw. in Abbildung 3.21 für die Probekörper mit IPE-450-Träger dargestellt.



a). IN270_CYC 1_M4 (HE220M / IPE270 - Horizontale Beläge)

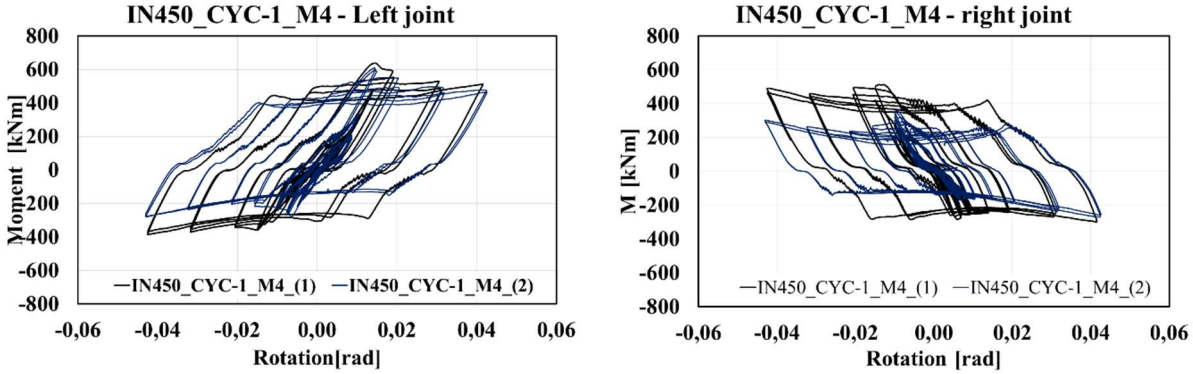


b). IN270_CYC-2_M4 (HE220M / IPE270 - Vertikale Beläge)

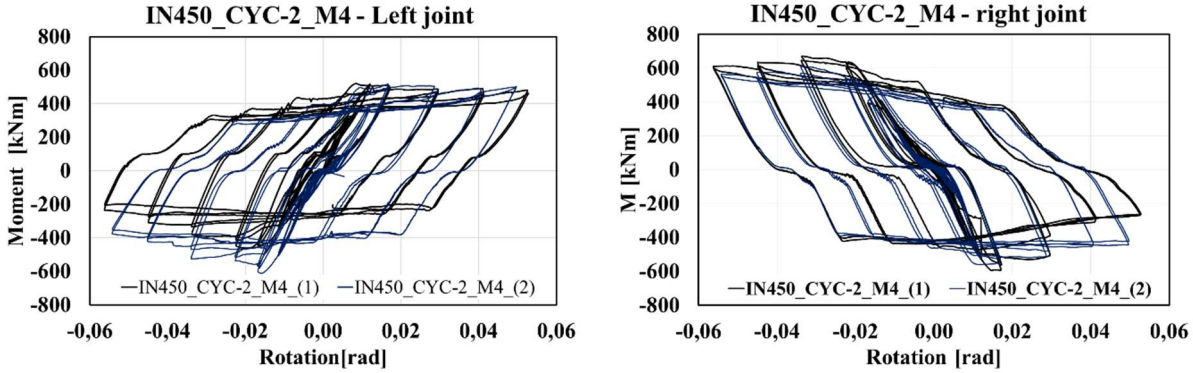
Abbildung 3.20 – Biegemoment-Rotationskurven - Probekörper mit kleinerem Träger

In diesen Kurven ist beim Auftreten des positiven Biegemoments der obere Teil der Verbindung auf Zug und der Reibungsdämpfer auf Druck. Umgekehrt entsteht beim Auftreten eines negativen Biegemoments die umgekehrte Situation mit dem Reibungsdämpfer auf Zug und dem verschraubten T-Stummel, das den oberen Flansch verbindet, auf Druck. Im Allgemeinen zeigten die Ergebnisse, dass diese Verbindungen, unabhängig von der Trägergröße und der Konfiguration des Dämpfers, ein ähnliches zyklisches Verhalten zeigen, mit einem starren Verhalten bis zum Erreichen des Haftreibungswiderstandes, gefolgt von recht stabilen hysteretischen Schleifen während der gesamten Belastungsgeschichte. Außerdem blieben alle

anderen Verbindungselemente praktisch im elastischen Bereich, wie es in Abbildung 3.22 für die L-Stummel und T-Stummel dargestellt ist. Die Verwendung von Reibungsdämpfern ist also in der Lage, die Energiedissipation zu gewährleisten und die Beschädigung aller anderen Verbindungskomponenten zu vermeiden.

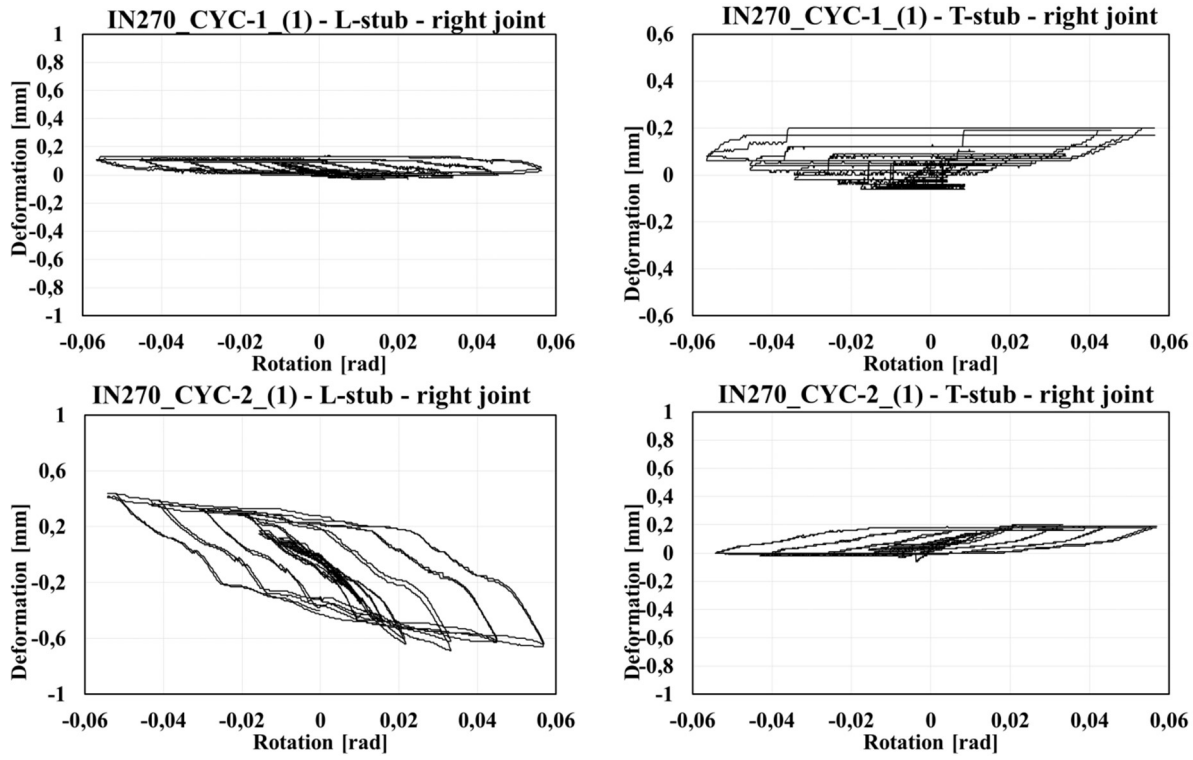


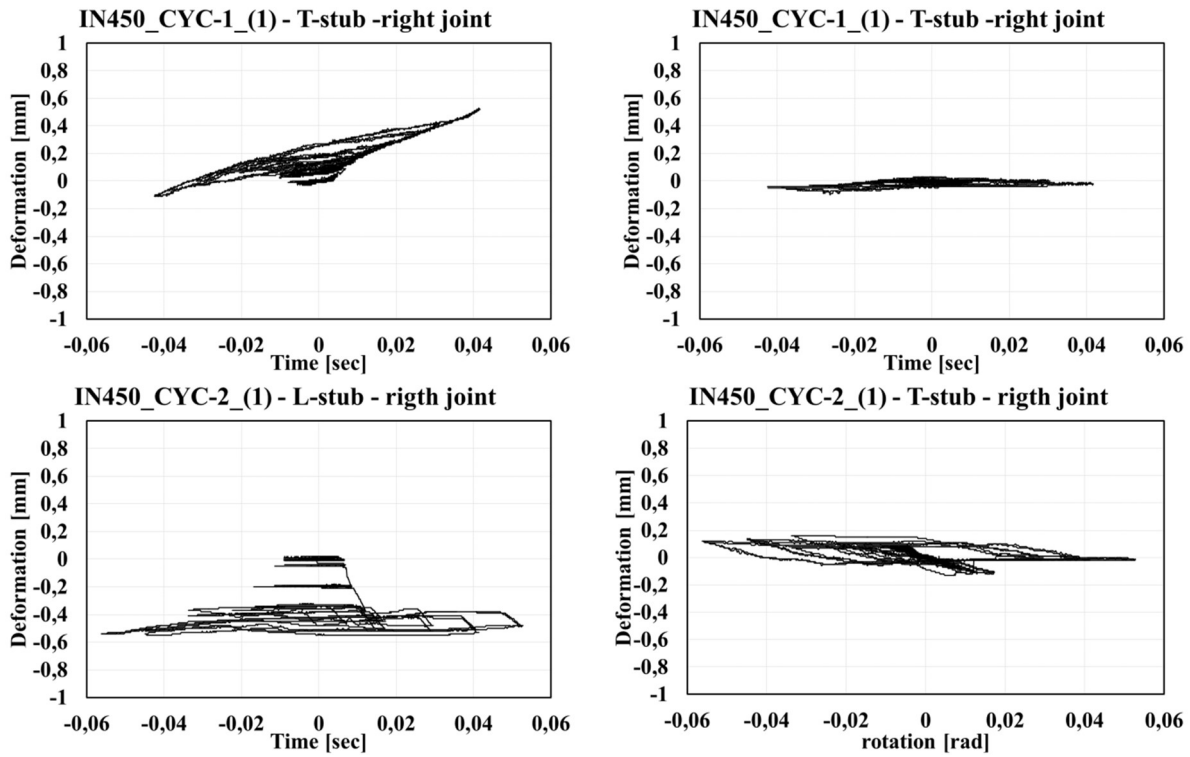
a). IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - Horizontale Beläge)



b). IN450_CYC-2_M4 (HE500B / IPE450 - Vertikale Beläge)

Abbildung 3.21 – Biegemoment - Rotationskurven - Probekörper mit IPE 450 Träger

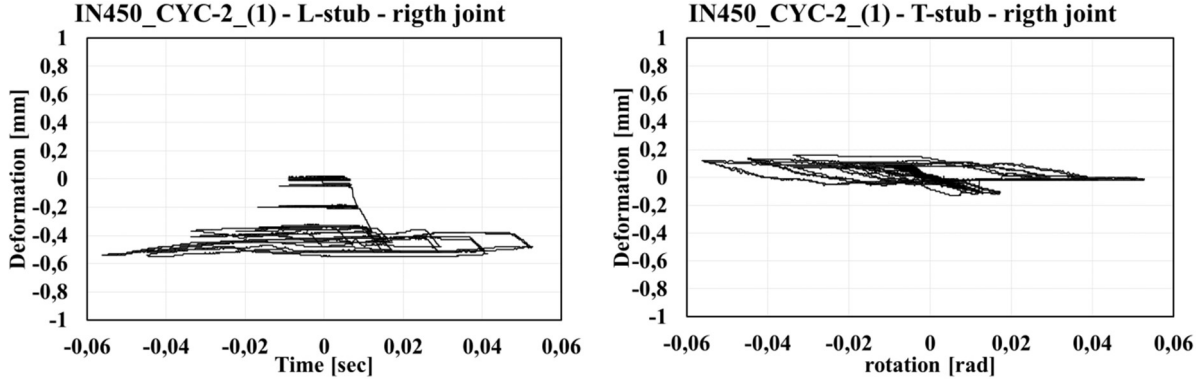




a). L-Stummel *b). T-Stummel*

Abbildung 3.22 – Verformung von T-Stummel und L-Stummel

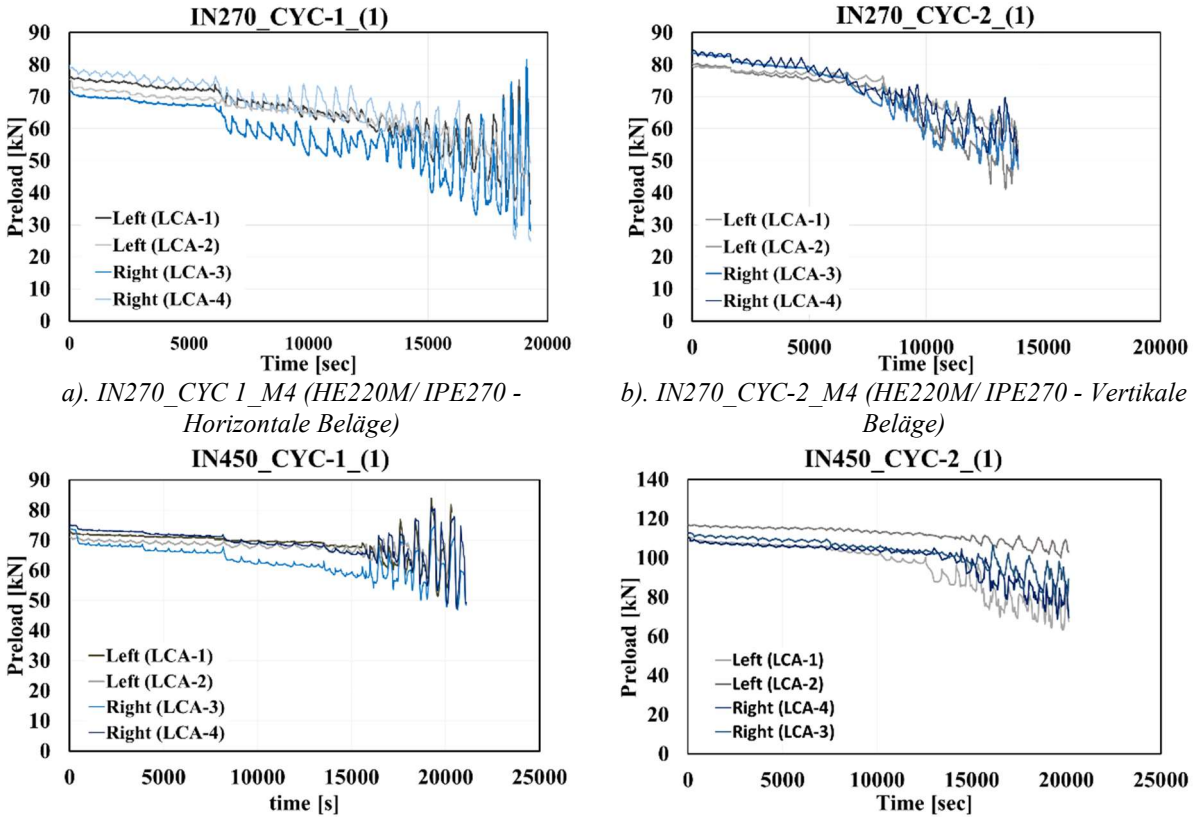
Bei der Betrachtung der verschiedenen Biegemoment-Rotationskurven ist es möglich, eine gewisse Asymmetrie zwischen der Reaktion des rechten und des linken Gelenks zu erkennen, die auf einige Asymmetrien der Versuchsanordnung zurückzuführen ist. Insbesondere wurde festgestellt, dass die Rotationszentren der beiden Pendel, die sich in Übereinstimmung mit den Trägerenden befanden, nicht perfekt aufeinander ausgerichtet waren. Außerdem zeigen alle getesteten Probekörper ein asymmetrisches Verhalten bei positiver und negativer Biegebeanspruchung der Anschlüsse, was hauptsächlich auf die unterschiedlichen Verformungen zurückzuführen ist, die die T- und L-Stummel bei Zug im Vergleich zu Druck erfahren (Abbildung 3.23). Dies ist in der Regel bei den Probekörpern mit der horizontalen Anordnung der Reibungsdämpfer stärker ausgeprägt, wie bereits bei den experimentellen Versuchen an Außenanschlüsse aufgezeigt wurde.



a). L-Stummel *b). T-Stummel*

Abbildung 3.23 – Verformung von T-Stummel und L-Stummel

Des Weiteren kann die beobachtete Verschlechterung des Reibungswiderstandes durch die Zunahme des Vorspannkraftverlustes in den Schrauben während der zyklischen Belastungsgeschichte erklärt werden (Abbildung 3.24).



a). IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 - Horizontale Beläge)

b). IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 - Vertikale Beläge)

c). IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - Horizontale Beläge)

d). IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 - Vertikale Beläge)

Abbildung 3.24 – Schraubenkräfte

3.4 FAZIT

In diesem Kapitel wurden die Ergebnisse des Versuchsprogramms zur Untersuchung des Erdbebenverhaltens von Träger-Stützen-Verbindungen, die mit zwei verschiedenen Konfigurationen von Reibungseinrichtungen ausgestattet sind, vorgestellt. Basierend auf den Hauptergebnissen der vorherigen Aufgaben des Projekts (mechanische Parameter der Reibmaterialien, die Rolle der Tellerfedern, Einfluss des Verlusts der Vorspannkraft der Schrauben) wurden 16 Träger-Stützen-Verbindungen entworfen und im STRENGTH-Labor der Universität Salerno (äußere Anschlüsse) und der Universität von Coimbra (innere Anschlüsse) getestet.

Aus den Ergebnissen lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

- Es wurden zwei verschiedene Konfigurationen untersucht: (i) mit dem Reibungsdämpfer in der horizontalen Ebene parallel zum Trägerflansch (HFC-Konfiguration) und (ii) mit dem Dämpfer, der so angeordnet ist, dass die Reibbeläge parallel zum Trägersteg verlaufen, d.h. eine vertikale Konfiguration (VFC-Konfiguration). Der Unterschied im Hinblick auf das Gesamtverhalten der Verbindung ist recht gering, was darauf hindeutet, dass beide Konfigurationen in der Praxis effektiv angewendet werden können. Dennoch lieferte die

Verbindung mit dem Reibungsdämpfer in der VFC-Konfiguration ein stabileres zyklisches Verhalten und eine geringere Asymmetrie des zyklischen Verhaltens;

- In allen Analysefällen war das erhaltene Verhalten durch senkrechte hysteretische Schleifen ohne jegliche Einklemmung gekennzeichnet, wie erwartet, und mit geringer Verschlechterung der Energiedissipationskapazität, Festigkeit und Steifigkeit;
- Die während der Versuche durchgeführten lokalen Messungen haben gezeigt, dass in Übereinstimmung mit den Bemessungskriterien die Energiedissipation nur durch die Reibungsdämpfer erfolgt, während die nicht-dissipativen Komponenten (Träger, T-Stummel, L-Stummel) praktisch unbeschädigt bleiben.

Die Ergebnisse der gesamten Versuchskampagne stellen somit eine wirksame Vorqualifikation der FREEDAM-Träger-Stützen-Verbindungen und der entsprechenden Bemessungskriterien dar, die in Teil II "Bemessungshandbuch", Kapitel 7, dargestellt werden. Insbesondere wird das präqualifizierte Entwurfsverfahren alle technologischen Details und Anforderungen spezifizieren, die eingehalten werden müssen, um vorgegebene Leistungsniveaus zu erreichen, und zwar nach der gleichen Methodik, die durch die bereits in EC3 [38] kodifizierte Komponentenmethode bereitgestellt wird.

3.5 LITERATUR

[1] V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 655–669, 2008.

[2] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections", Steel Construction, Vol. 4, pp. 53-64, 2011.

[3] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads", Engineering Structures, Vol. 85, pp. 219-233, 2015.

[4] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices". Construction and Building Materials, Vol.65, pp. 159-176, 2014.

[5] M. Latour, G. Rizzano: "Monotonic Modelling, Cyclic Behaviour and Fatigue Life of Dissipative T-stubs", ICASS 2009, Hong Kong, 2009.

[6] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Cyclic behaviour of Friction Dissipative Double Split Tee Connections", STESSA 2011, Santiago de Chile, 2011.

[7] C.E, Grigorian, T.S. Yang, E.P. Popov: "Slotted bolted connection energy dissipators", Earthquake Spectra. Vol.9, No.3, pp.491-504, 1993.

[8] A. Sato, K. Kimura, K. Suita, K. Inoue: "Cyclic test of high strength steel beam-to column connection composed with knee-brace damper and friction damper connected by high strength bolts", Proceedings of the SEEBUS 2009. Kyoto, Japan, 2009.

[9] E.M. Guneyisi, M. D'Aniello, R. Landolfo: "Seismic upgrading of steel moment-resisting frames by means of friction devices", Open Construction and Building Technology Journal, Vol. 8(Suppl 1: M9), pp.289–99, 2014.

[10] M. Taghi Nikoukala, S.R. Mirghader, K.M. Dolatshahi: "Analytical study of moment resisting frames retrofitted with shear slotted bolted connection". Journal of Structural Engineering, Vol. 141, 2015:04015019.

[11] V. Piluso, R. Montuori, M. Troisi: "Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures". Mechanism Research Communications, Vol.58, pp.146-156, 2014.

[12] C. Christopoulos, A. Filiatrault: "Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation", Pavia: IUSS PRESS, 2006.

[13] T.T. Soong, Jr B.F. Spencer: "Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice", Engineering Structures. Vol.24, pp.243-259, 2002.

[14] G.A. MacRae, G.C. Clifton, H. Mackinven, N. Mago, J. Butterworth, S. Pampanin: "The sliding hinge joint moment connection", Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, Vol.43, n.3, September 2010.

[15] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, G.A. MacRae: "The Asymmetric Friction Connection with Belleville springs in the Sliding Hinge Joint", NZSEE Conference, 2014.

[16] G.C. Clifton, J.W. Butterwoth: "Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections", 12th WCEE, Auckland, New Zealand.

[17] G.C. Clifton, R. Zaki, J.W. Butterwoth: "Damage-resistance steel framed seismic-resisting systems", 13th WCEE, Vancouver, Canada, 2004.

[18] J.C. Golondrino, G. MacRae, J. Chase, G. Rodgers, G.C. Clifton: "Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)", 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015.

[19] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, G. Ferguson: "Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance", Journal f Constructional Steel Research, Vol.72, pp. 119-12, 2012.

[20] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, H. Nguyen, K. Cowle: "Determination of the required part-turn of the nut with respect to the number of free threads under the loaded face of the nut in fully tensioned high strength friction grip property class 8.8 bolts", Steel Innovations Conference, 2015.

[21] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae: "Experimental Study of Full-Scale Self-Centering Sliding Hinge Joint Connections with Friction Ring Springs", Journal of Earthquake Engineering. September Vol. 17, pp. 972-997, 2013.

[22] H. Khoo, G.C. Clifton, G. Macrae, S. Ramhormozian: "Proposed design models for the asymmetric friction connection", Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 44(8), pp.1309-1324, 2014.

[23] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, S. Gledhill, G. Sidwell: "Development of the self-centering Sliding Hinge Joint with friction ring springs", Journal of Constructional Steel Research, Vol.78, pp.201-211, 2012.

[24] J. Borzouie, G. MacRae, J. Chase: "Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections", The Bridge and Structural Engineer, March 45(1), 2015.

[25] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Cyclic response of low yielding connections using different friction materials", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 114, pp. 404-423, 2018.

[26] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability", Journal of Constructional Steel Research, Vol.41, pp.66-81, 2018.

[27] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo: "Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints", Soil Dynamics and earthquake Engineering, Vol. 115, pp. 66-81, 2018.

[28] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints". Composites Part B Engineering, Vol. 115, pp.289-299, 2017.

[29] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers", Journal of Constructional Steel Research, 146, pp. 33-48, 2018.

[30] A. Lemos, L.S. da Silva, M. Latour, G. Rizzano: "Numerical modelling of innovative DST steel joint under cyclic loading", Archives of Civil and Mechanical Engineering, 18 (3), pp. 687-701, 2018.

[31] M. D'Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.F. Demonceau J.P. Jaspart: "Preliminary study on beam-to-column joints under impact loading", Open Construction and Building Technology Journal, 12, pp. 112-123.arch, 141, pp. 145-155, 2018.

[32] M. Zimbru, M. D'Aniello, A. De Martino, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso: "Investigation on friction features of dissipative lap shear connections by means of experimental and

numerical tests", Open Construction and Building Technology Journal, 12, pp. 154-169, 2018.

[33] E. Nastri, M. D'Aniello, M. Zimbru, S. Streppone, R. Landolfo, R. Montuori, V. Piluso: "Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 119, pp. 144-157, 2019.

[34] V. Piluso, R. Montuori, E. Nastri, A. Paciello: "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections", Journal of Constructional Steel Research, 154, pp. 263-277, 2019.

[35] F. Di Lauro, R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso: "Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers", Engineering Structures, 178, pp. 645-655, 2019.

[36] A.F. Santos, A. Santiago, G. Rizzano: "Experimental response of friction dampers under different loading rates", International Journal of Impact Engineering, Vol. 132, pp.1-14, 2019.

[37] ASCE 341-2010, Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, 2010.

[38] CEN, 2005b. "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints". s.l.:s.n.

KAPITEL 4

FINITE-ELEMENTE-MODELLIERUNG VON FREEDAM-DÄMPFERN UND VERBINDUNGEN

4.1 EINLEITUNG

Biegesteife Rahmen (MRF) aus Stahl sind duktile und dissipative Tragwerkssysteme, die bei richtiger Bemessung und Detaillierung ein hervorragendes Erdbebenverhalten gewährleisten können. Die Ausnutzung ihrer großen Duktilitätsquelle impliziert jedoch die Annahme schwerwiegender Schäden in den Hauptbauteilen, mit denen große bleibende Verschiebungen unweigerlich verbunden sind. Als unmittelbare Folge können Bauwerke, die ein ausgezeichnetes seismisches Verhalten aufweisen, teure Sanierungs- und Reparaturkosten erfordern, die unpraktisch und nicht nachhaltig sein könnten, was zu einem günstigeren Abriss nach einem schweren Erdbeben führt.

Die letzten Erdbeben in Neuseeland (z.B. seit Christchurch 2010) haben dieses Problem deutlich aufgezeigt. Daher hat die Erforschung neuer Techniken zur Vermeidung oder Begrenzung struktureller Schäden an Gebäuden an Relevanz gewonnen. Die weltweite Tendenz geht in Richtung der Entwicklung und Implementierung von erdbebensicheren Systemen mit geringem Schadensausmaß, um die wirtschaftlichen Auswirkungen von Erdbeben zu reduzieren, so dass kleinere Schäden einfach und kostengünstig repariert werden können, um den Einsturz des Gebäudes zu verhindern und eine schnelle Betriebsbereitschaft zu gewährleisten.

Das Hauptziel des FREEDAM-Projekts war die Entwicklung und Validierung neuartiger Verbindungen, die mit Reibungsdämpfern ausgestattet sind, die Schäden an den angeschlossenen Bauteilen verhindern und Energie durch das Gleiten in eingespannten Stahlelementen und einem Reibbelag dissipieren.

Im Rahmen des FREEDAM-Projekts wurde eine Vielzahl von Versuchen und analytischen Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse in anderen Kapiteln dieses Dokuments beschrieben sind (siehe Kapitel 2 für die Entwicklung der FREEDAM-Dämpfer und Kapitel 3 für die Entwicklung der FREEDAM-Verbindungen sowie Kapitel 6 für pseudodynamische Erdbebenversuche). Basierend auf einer kritischen Überprüfung des Stands der Technik wurden jedoch die Hauptaspekte identifiziert, die die Leistung der Verbindung charakterisieren. Um die lokale Antwort der Einrichtungen und ihre Interaktion mit den anderen Teilen der Verbindung sowie mit den Strukturelementen zu charakterisieren, wurde eine umfassende und umfangreiche parametrische Studie auf der Grundlage von Finite-Elemente-Simulationen durchgeführt. In der Tat haben zahlreiche Studien gezeigt, dass Finite-Elemente-Analysen effektiv zur Vorhersage des nichtlinearen Verhaltens von Schraubverbindungen eingesetzt werden können und eine genaue Beschreibung der Belastungspfade in den Verbindungskomponenten liefern.

Daher wurden im Rahmen des Projekts zwei verschiedene numerische Programme durchgeführt, um einerseits das Verhalten der Reibungsgrenzflächen vollständig zu untersuchen und andererseits die Ergebnisse bei Anwendung auf dissipative Verbindungen zu analysieren, um deren lokales Verhalten zu untersuchen. Die Ziele dieser Studie sind die folgenden:

- Entwicklung einer Modellierungsstrategie zur Berechnung von komplexen Reibungsproblemen. Der vorgeschlagene Ansatz ist in der Lage, das Reibungsverhalten des in der Schraubverbindung eingebauten Dämpfers zu beschreiben.
- Modellierung der Träger-Stützen-Verbindungen, die mit der Reibungseinrichtung ausgestattet sind, unter monotonen und zyklischen Belastungsbedingungen.
- Charakterisierung des mechanischen Verhaltens auf lokaler Ebene zur Entwicklung effektiver Bemessungsregeln.

All diese Punkte werden in diesem Kapitel beschrieben und diskutiert, wobei die Ergebnisse aller im Rahmen des FREEDAM-Projekts durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen zusammengefasst werden. Das Kapitel ist in drei Hauptteile gegliedert, nämlich: (1) die Beschreibung und Diskussion der Modellierung von FREEDAM-Dämpfern und relevanter Merkmale des lokalen Verhaltens; (2) die Beschreibung und Diskussion der seismischen Antwort von FREEDAM-Träger-Stützen-Verbindungen; (3) die Diskussion möglicher Entwurfs-Bestimmungen, die sich aus der Diskussion der Ergebnisse der Finite-Elemente-Simulationen ergeben.

4.2 FE-MODELLIERUNG VON FREEDAM-DÄMPFERN

Die primären Ziele der Finite-Elemente-Analysen waren, die Auswirkungen der gegenseitigen Wechselwirkung zwischen den Schrauben und die Auswirkungen der Lastverteilung unter den Schraubenköpfen zu bewerten.

Nach der Validierung der Modelle anhand der experimentellen Versuche wurden parametrische Untersuchungen durchgeführt, um das monotone und zyklische Verhalten der Überlappungs-Scherproben zu untersuchen, die zum Überprüfen des Antwortverhaltens von Reibungsdämpfern entwickelt wurden. Die FE-Simulationen ermöglichten die Bewertung der Reibungskoeffizienten der acht verschiedenen Materialien, die als Grenzflächen verwendet wurden, und bewerteten auch ihre Fähigkeit, zyklischen Belastungsverläufen in Bezug auf Energie- und Festigkeitsverringerung zu widerstehen. Die Modelle wurden mit den experimentellen Ergebnissen verglichen und zeigten ihre Genauigkeit bei der Simulation des Verhaltens von Überlappungsschub-Reibverbindungen, wobei auch der Einfluss verschiedener Modellierungsansätze auf die simulierten Daten aufgezeigt wurde.

4.2.1 *Modellierungs-Annahmen*

Die Finite-Elemente-Modelle (FEMs) wurden mit ABAQUS v.6.14 [2] entwickelt. Die Geometrien der numerischen Modelle waren nominell identisch mit denen der im FREEDAM-Projekt getesteten Probekörper (siehe Abbildung 4.1). Insbesondere wurden die Unterbaugruppen der FFD mit unterschiedlicher Anzahl von Tellerfedern wie 9, 6, 3 und 0 modelliert, und die Geometrie des festen Teils wurde nicht einbezogen, da sie keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat, um den Rechenaufwand zu verringern (siehe Abbildung 4.1b-i).

Der solide Finite-Element-Typ C3D8I (ein linearer Volumenelementen mit 8 Knoten, inkompatibler Modus) wurde für alle Stahlplatten und hochfesten Schrauben verwendet. Die Wahl des FE-Elements basierte auf seiner Fähigkeit, das Phänomen der Schubblockierung zu

vermeiden, dass die anfängliche Steifigkeit der Verbindung im Gegensatz zum C3D8R-Element erheblich beeinflussen kann.

Die Stahleigenschaften für Platten wurden unter Berücksichtigung der nominellen elastischen Eigenschaften modelliert, während das nichtlineare Verhalten mit Hilfe der von Mises-Fließkriterien modelliert wurde. Die plastische Verfestigung wurde mit einer nichtlinearen kinematischen und isotropen Verfestigung dargestellt. Die Metallplastizität wurde auch für die Deckschicht M4 berücksichtigt. Die angenommenen tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Kurven für den Werkstoff M4 und die Stahlplatten sind in Abbildung 4.2 dargestellt.

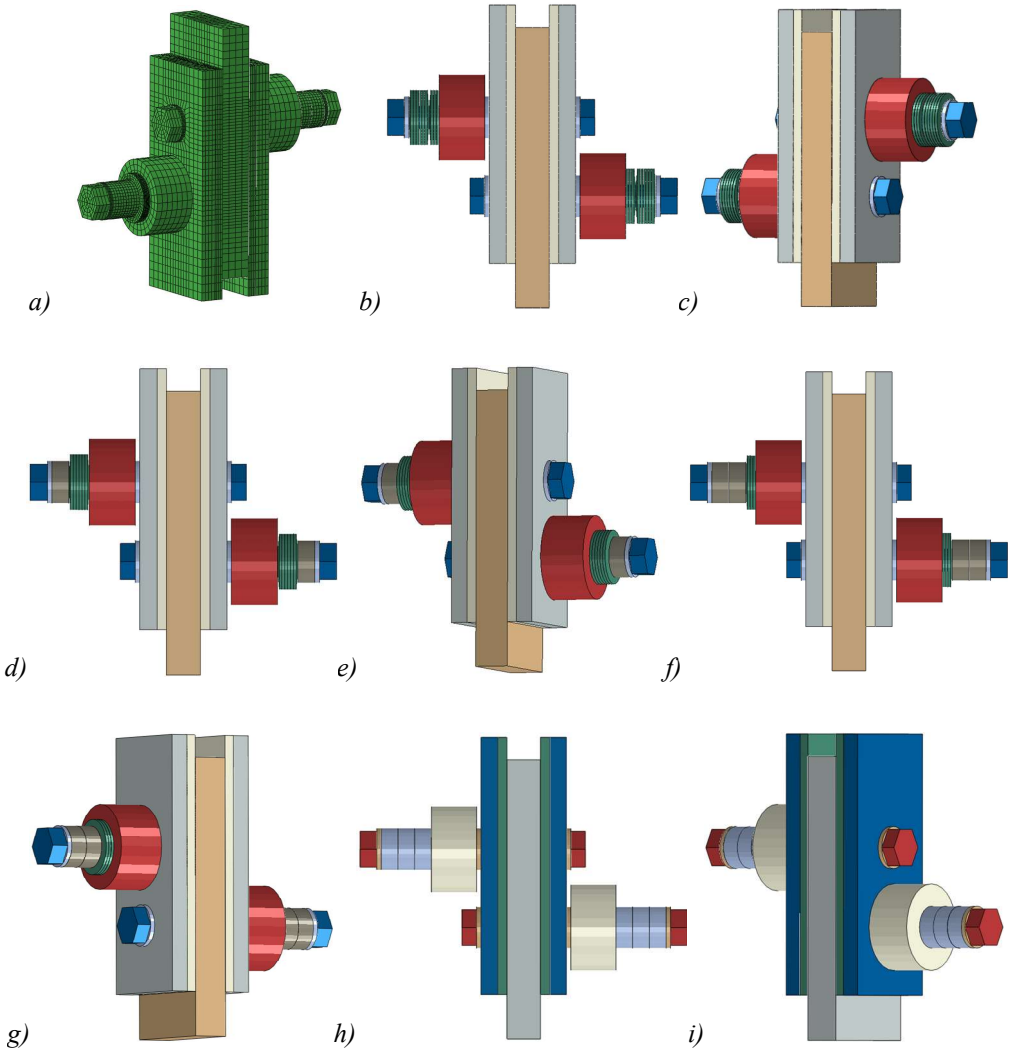
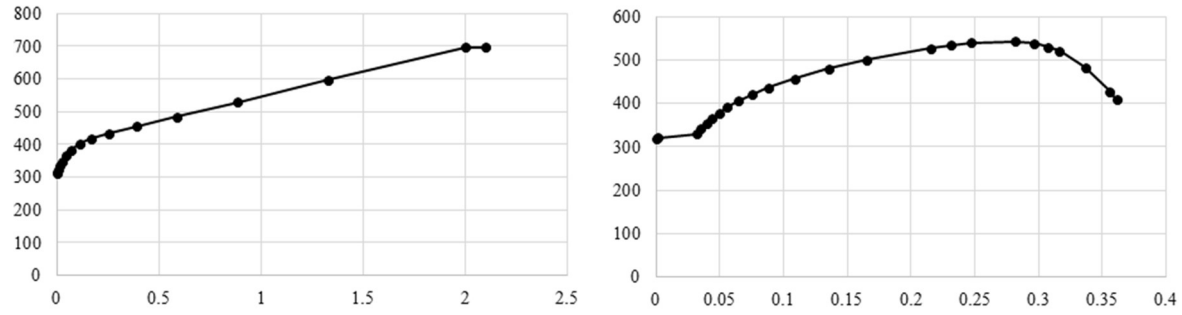


Abbildung 4.1 – Generierte FE-Modelle von Überlappungsscher-Probekörpern: a) Beispiel eines Netzes (Diskretisierung); b-i) Unterbaugruppen mit unterschiedlicher Anzahl von Tellerfedern

Die Schrauben wurden durch Vernetzung eines soliden Zylinders mit der nominalen kreisförmigen Bruttofläche der Schraube modelliert und die Kurven für die wahre Spannung - wahre Dehnung wurden aus [3,4] abgeleitet.



a) Material M4 *b) Stahl*

Abbildung 4.2 – Tatsächliche Spannung - Dehnung nichtlineare Eigenschaften

Alle möglichen Interaktionen (Schraubenkopf zu Außenplatte, Schraubenschaft zu entsprechendem Schraubenloch, Platten in Kontakt) werden mittels "*Surface-to-Surface*" Kontakt mit finiter Gleitformulierung modelliert. Es wird sowohl tangentiales als auch normales Verhalten berücksichtigt, ersteres mit einer "*Penalty*"-Reibungsformulierung zusammen mit "*slip-rate-dependent data*", die für explizite Analysen skaliert sind, letzteres mit der "*Hard-Contact*"-Formulierung. "*Tie*" Einschränkungen wurden verwendet, um die Verbindung zwischen der M4-Beschichtungsschicht und der Stahlunterlage zu modellieren.

Die Schraubenklemmung wurde über die in der FE-Software verfügbare Funktion "Schraubenlast / *bolt load*" modelliert und der Bemessungsvorspannwert wurde aufgebracht. Die Klemmung wurde in einem einzelnen Schritt vor der Anwendung des Belastungsprotokolls aufgebracht.

Die externen Einspannungen wurden simuliert, indem die Knoten, die zum Endabschnitt der inneren Platte des Geräts gehören, an Referenzpunkte (RP) gebunden wurden. Die Verschiebungsgeschichte wurde dem RP auferlegt, der sich an einem Ende des Geräts befindet. Das Belastungsprotokoll und die Anzahl der Zyklen der Analysen entsprachen denen, die experimentell aufgebracht wurden (siehe z.B. Abbildung 4.3).

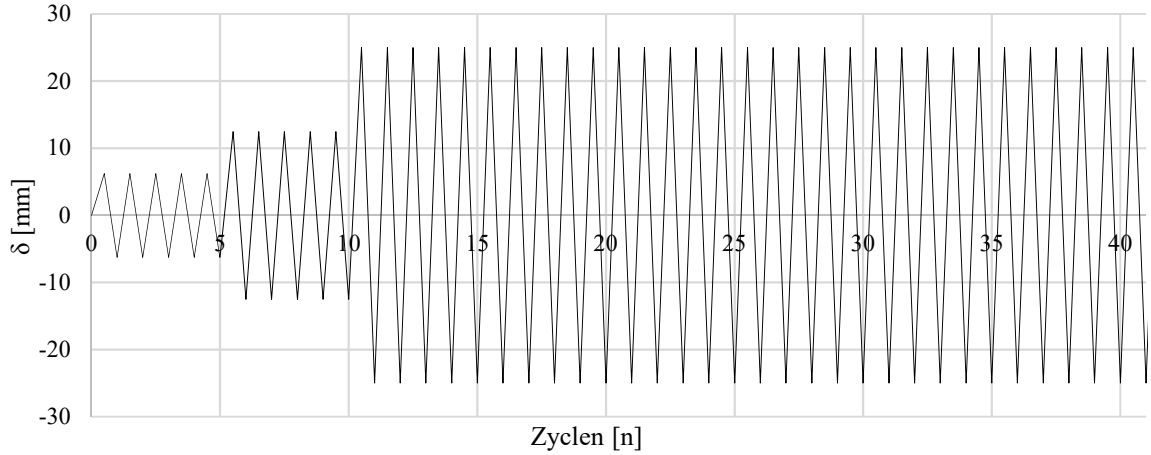


Abbildung 4.3 – Verschiebungsverlauf der Baureihe UT-NV

Die in Salerno durchgeführten experimentellen Versuche an den Überlappungsscher-Probekörpern mit und ohne Tellerfedern zeigten deutlich die große Erwärmung, die durch die Reibung bei großen kumulierten Verschiebungen entsteht. Da die durch die Reibung abgeleitete Wärme das hysteretische Verhalten der Reibverbindungen aufgrund der Wärmeausdehnung

beeinflussen kann, wurden gekoppelte thermomechanische Analysen durchgeführt. Um die Temperaturänderung und -ausbreitung aufgrund der durch Reibung induzierten Erwärmung zu reproduzieren, wurden auch die thermischen Eigenschaften berücksichtigt. Die spezifische Wärme "*c*" wurde mit $4.52E^{+8}$ mJ/Tonne/°C, die thermische Ausdehnung " α_L" mit $1.26E^{-5}$ mm/mm/°C und die Wärmeleitfähigkeit "*k*" mit 48 mW/mm/°C angenommen.

Es wurden sowohl implizite quasistatische als auch explizite gekoppelte thermomechanisch-dynamische Analysen durchgeführt, um die Berechnungseffizienz und Genauigkeit dieser Analysetypen zu untersuchen. Ein Beispiel, das den Unterschied zwischen den Analysetypen zeigt, ist in Abbildung 4.4 dargestellt. Es ist anzumerken, dass beide Arten der Analyse effektiv sind, um das Gesamtverhalten der Reibverbindungen zu simulieren. Im Allgemeinen liefern implizite Analysen zuverlässigere Ergebnisse als explizite Analysen. Andererseits bieten explizite Analysen Vorteile in Bezug auf die Berechnungseffizienz. Tabelle 4.1 fasst die durchschnittliche Rechenzeit zusammen, die für die Durchführung der einzelnen Analysetypen erforderlich ist. Wie man unschwer erkennen kann, erfordert der implizite Solver einen höheren Rechenaufwand.

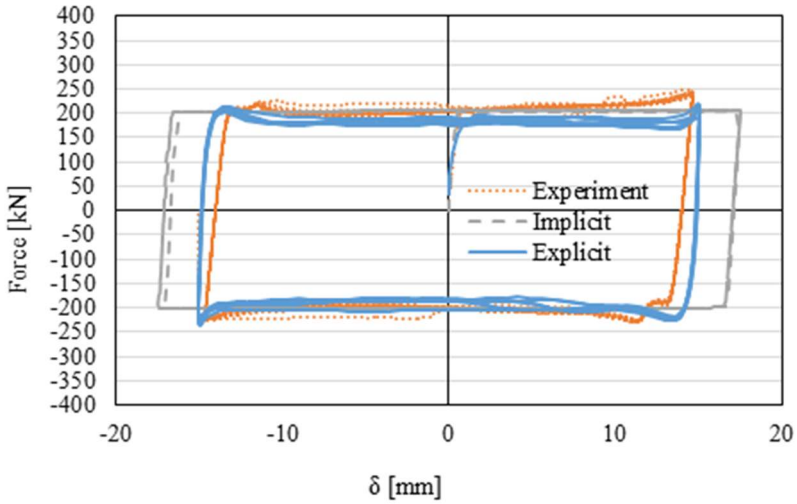


Abbildung 4.4 – Experimentelle Kurven im Vergleich zu impliziten und expliziten Kraft-Weg-Kurven

Tabelle 4.1: Vergleich zwischen impliziter und expliziter Analyse

FE Solver	Durchschnittliche Dauer der Analyse	Kommentar zu den Ergebnissen
Implizit	24 Stunden	Beide FE-Solver sind erfolgreich und zeigen Ergebnisse analog zu den experimentellen Ergebnissen
Explizit	6 Stunden	

In Tabelle 4.2 sind die Probekörpertypen mit der entsprechenden Anzahl von Tellerfedern (DS) aufgeführt. Die Geometrie des festen Teils der Probekörper wurde vernachlässigt, um den Berechnungsaufwand zu verringern, da sie keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat (siehe Abbildung 4.1b-i).

Die numerischen Ergebnisse werden im Nachfolgenden anhand der folgenden Ausgänge diskutiert: (i) Gleitkraft [kN] - Verschiebung [mm] / Zeit [s]; (ii) Gesamtvorspannkraftbetrag [kN] - Verschiebung [mm]; (iii) Temperatur [kN] - Verschiebung [mm] / Zeit [s].

Tabelle 4.2: Kennung der Proben mit Tellerfedern

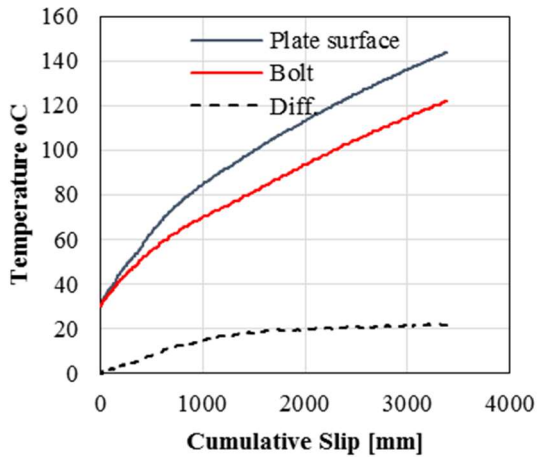
Nr. der DS	M6	M4
9 DS	NV 21	NV 17
6 DS	NV 22	NV 18
3 DS	NV 23	NV 19
0 DS	NV 24	NV 20

4.2.2 *Validierung und Diskussion der Ergebnisse*

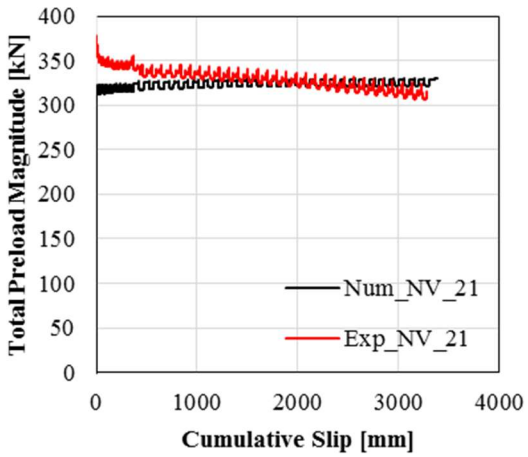
4.2.2.1 Einfluss von Tellerfedern in Überlappungsscherverbindungen mit M6-Reibmaterial [NV-21-22-23-24]

Abbildung 4.5 fasst die Hauptergebnisse des lokalen Verhaltens von Überlappungsscher-Verbindungen mit M6-Material zusammen. Insbesondere zeigt Abbildung 4.5a für das Modell NV-21, dass die Temperatur in den Montageelementen (d.h. sowohl Bolzen als auch Platten) mit kumulativem Gleiten zunimmt. Wie erwartet, wird die durch Reibung dissipierte Energie in thermische Energie umgewandelt. Es wurde beobachtet, dass nach 3000 mm kumulativem Schlupf die durchschnittliche Temperaturdifferenz zwischen Plattenoberfläche und Schraube bei allen Modellen etwa 15° C bis 20° C beträgt. Obwohl die thermischen Eigenschaften wie bereits erwähnt modelliert werden, scheint es, dass die Vorspannkräfte nicht wesentlich beeinflusst wurden und sie in den Modellen konstant bleiben (siehe Abbildung 4.5b), hauptsächlich weil die thermische Ausdehnung sowohl in den Platten als auch in den Schrauben auftritt. Der teilweise Verlust des Reibungskoeffizienten wurde in den FE-Modellen mit Hilfe von temperaturabhängigen Reibungsgesetzen modelliert, die anhand von experimentellen Ergebnissen kalibriert wurden (siehe Abbildung 4.5c). Mit steigender Temperatur aufgrund des kontinuierlichen Gleitens der Platten sinkt der Reibungskoeffizient entsprechend, und wie in Abbildung 4.5d zu sehen ist, können die Modelle diese Phänomene zufriedenstellend vorhersagen.

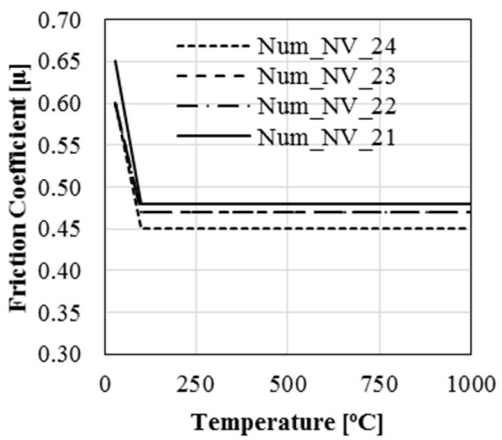
Abbildung 4.6 zeigt den Vergleich zwischen den experimentellen und numerischen Kurven in Bezug auf die Gleitkraft und die Verschiebung. Wie man leicht erkennen kann, sind die FE-Modelle vollständig in der Lage, die gesamten hysteretischen Kurven zu reproduzieren und liefern somit genaue Ergebnisse.



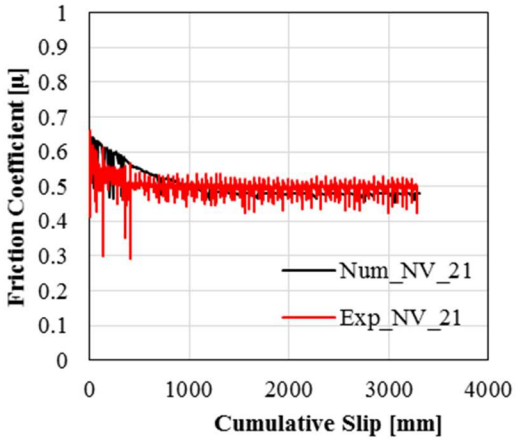
a) Temperatur in den Modellelementen



b) Variation der Gesamtvorspannung

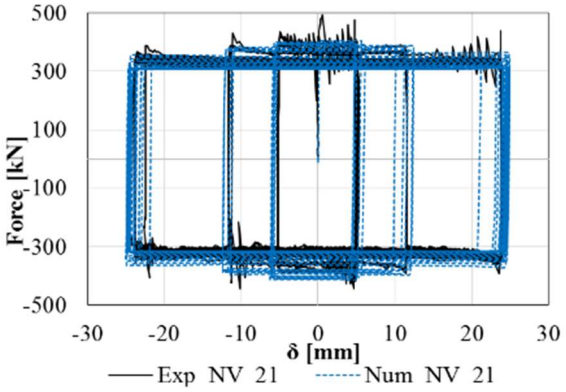


c) Temperaturabhängiger Reibungskoeffizient

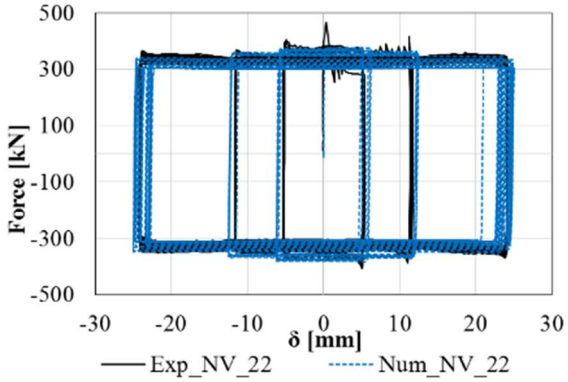


d) Variation des Reibungskoeffizienten

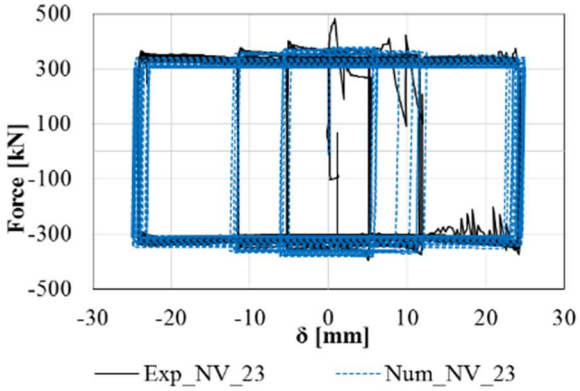
Abbildung 4.5 – Gleit- versus Verschiebungsverhalten der Modelle [NV-21-22-23-24]



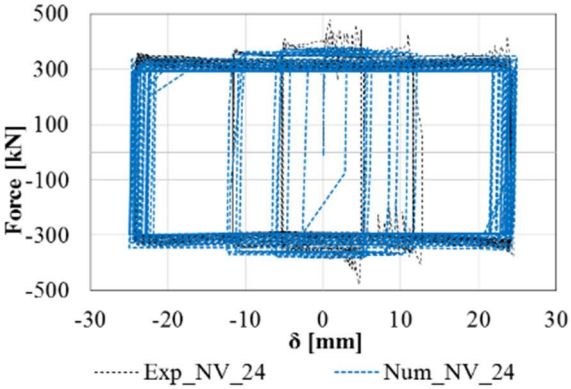
NV-21



NV-22



NV-23



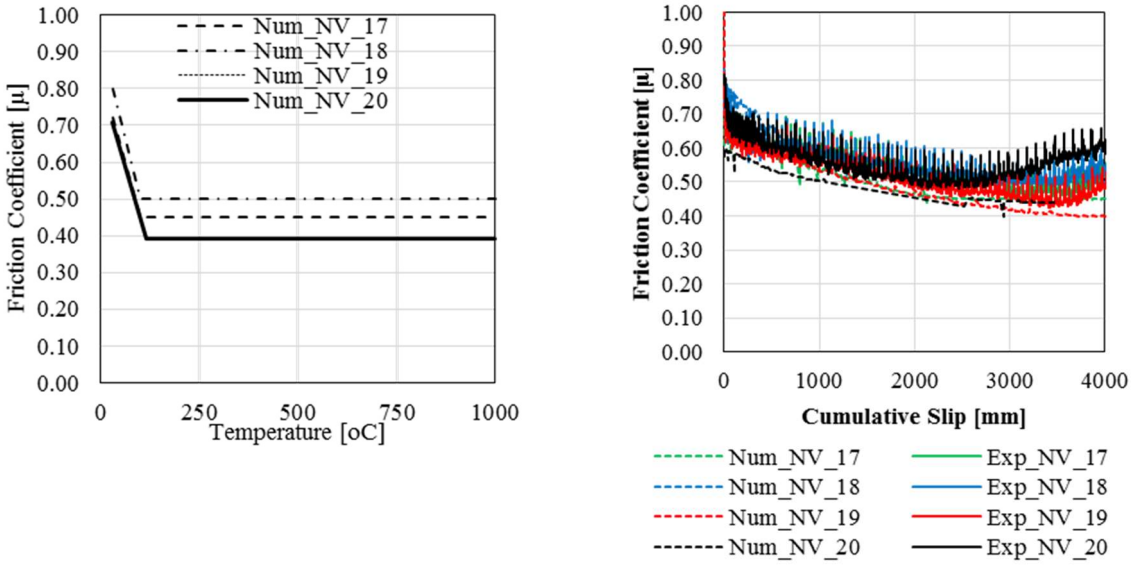
NV-24

Abbildung 4.6 – Simuliertes- versus Versuchs-Antwort von Überlappungs-Scherverbindungen mit M6-Material [NV-21-22-23-24]

4.2.2.2 Einfluss von Tellerfedern in Überlappungsscher-Verbindungen mit M4-Material [NV-17-18-19-20]

Wie bei den experimentellen Versuchen beobachtet, weist das M4-Material den größeren Reibungsverlust während des Gleitens auf, was zu einer komplexeren Modellierung führt. Auch in diesem Fall wurden keine signifikanten Unterschiede in Bezug auf den Verlust der Vorspannung zwischen den Modellen mit unterschiedlicher Anzahl von Tellerfedern (DS) festgestellt. Mit zunehmender Temperatur aufgrund des kontinuierlichen Gleitens der Platten sinkt der Reibungskoeffizient entsprechend den gegebenen temperaturabhängigen

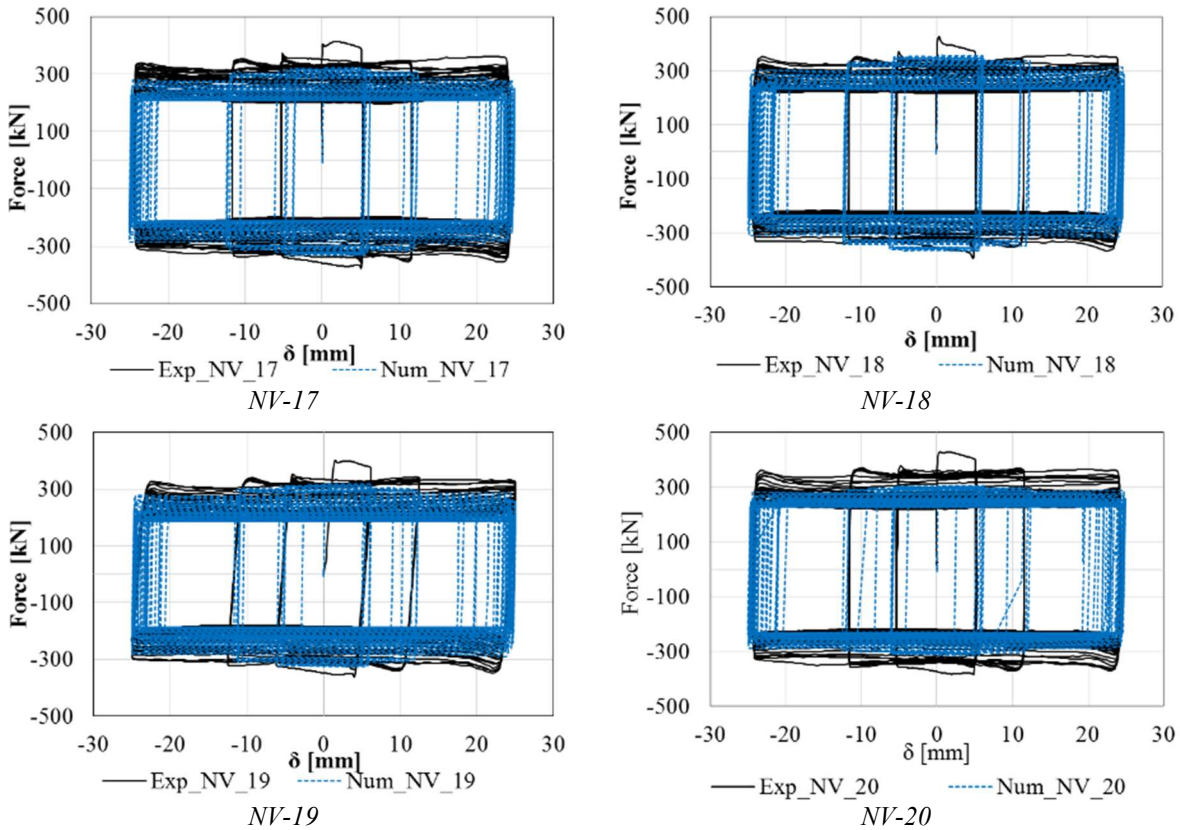
Eingangsdaten (siehe Abbildung 4.7a). Außerdem gibt es keinen direkten Zusammenhang zwischen der Anzahl der Tellerfedern und der Verschlechterung der Reibungskoeffizienten (siehe Abbildung 4.7b).



a) Temperaturabhängiger Reibungskoeffizient *b) Reibungskoeffizient-Verschiebungs-Kurven*

Abbildung 4.7 – Temperaturabhängiger Reibungskoeffizient und Reibungskoeffizient-Verschiebungs-Kurven

Die Gleitkraft-Weg-Kurven sind in Abbildung 4.8 dargestellt, wobei der deutliche Abbau der Gleitfähigkeit Zyklus für Zyklus zu erkennen ist.



NV-17 *NV-18*

NV-19 *NV-20*

Abbildung 4.8 – Reibungskoeffizienten-Kurven für Überlappungsscher-Verbindungen mit dem Material M4 [NV-17-18-19-20]

4.2.2.3 Druckabhängigkeit der Reibungskoeffizienten

Um die Druckabhängigkeit der Reibungskoeffizienten zu untersuchen, werden aus den FE-Simulationen Kontaktflächeninformationen und Kontaktnormalkräfte für jede Interaktion erfasst. Mit Hilfe dieser ist es möglich, eine Beziehung zwischen der gemessenen Reibungskraft aus dem Versuch, dem Kontaktdruck und der zugehörigen Kontaktfläche mit Hilfe des folgenden Ausdrucks herzustellen:

$$F_f = \mu\left(F_{pre}\right)\cdot F_{pre} \approx \int_A \mu\left(P\right)\cdot P\cdot dA \approx \sum_i \mu\left(P_i\right)\cdot P_i\cdot A_i \approx \mu\left(F_N\right)\cdot F_N \tag{4.1}$$

wobei:

F_f = Reibungskraft gemessen während des Versuchs

F_{pre} = Normalkraft gemessen während des Versuchs (Vorspannung)

F_N = Normalkraft erhalten aus FE-Simulation

P = Kontaktdruck erhalten aus FE-Simulation

A = Kontaktfläche erhalten aus FE-Simulation

$\mu(F_{pre})$ = Reibungskoeffizient berechnet aus experimentellen Ergebnissen

$\mu(F_N)$ = Reibungskoeffizient, generiert aus der Beziehung zwischen experimentellen Ergebnissen und FE-Simulation

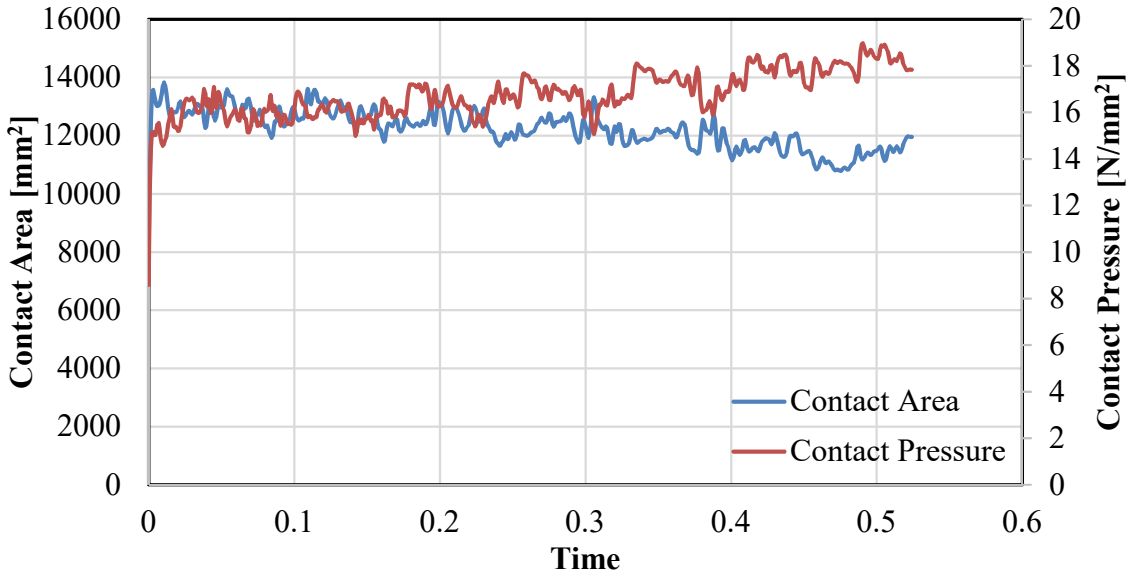


Abbildung 4.9 – Kontaktfläche vs. Druck

Wie in Abbildung 4.9 zu sehen ist, nimmt bei der Gesamtbewegung, unabhängig vom Herausziehen oder Schieben, die Kontaktfläche leicht ab, während der Kontaktdruck zunimmt.

Zusätzlich dazu ist es eigentlich egal, wie groß die Vorspannung ist, d.h. der Kontaktdruck und die gemessenen Kontaktflächen folgen immer dem gleichen Trend bei den Simulationen der einachsigen Versuche von FFD, wie man in Abbildung 4.10 und 4.11 sehen kann. Diese Situation zeigt auch, dass die Materialien steif genug sind, um nicht durch den Kontaktdruck beeinflusst zu werden. Diese leichte Abnahme der Kontaktfläche könnte eine Folge der elastischen/plastischen Dehnung der Oberflächen oder der Durchbiegung der Platten in geringem Umfang sein.

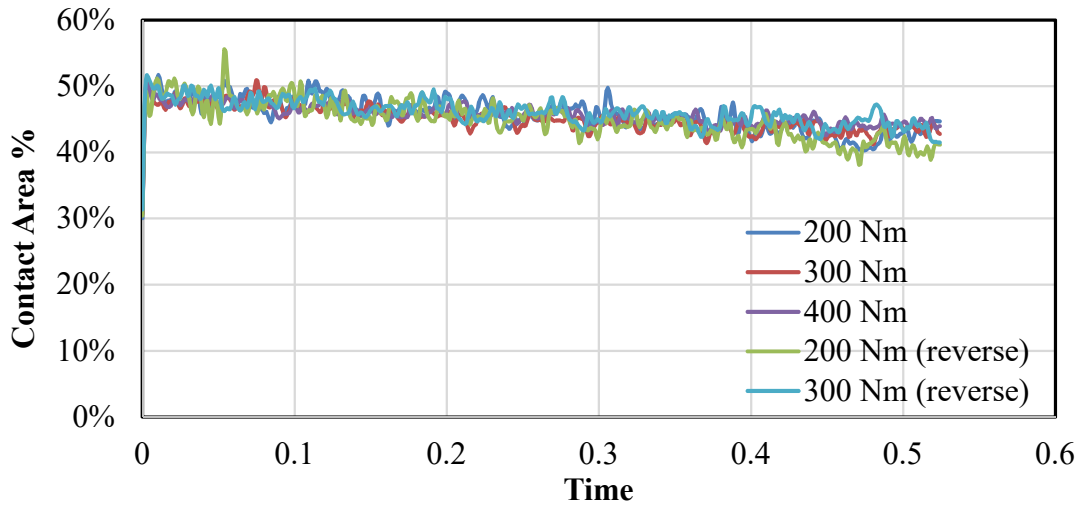


Abbildung 4.10 – Prozentuale Kontaktfläche für verschiedene Vorspannungsdrehmomente

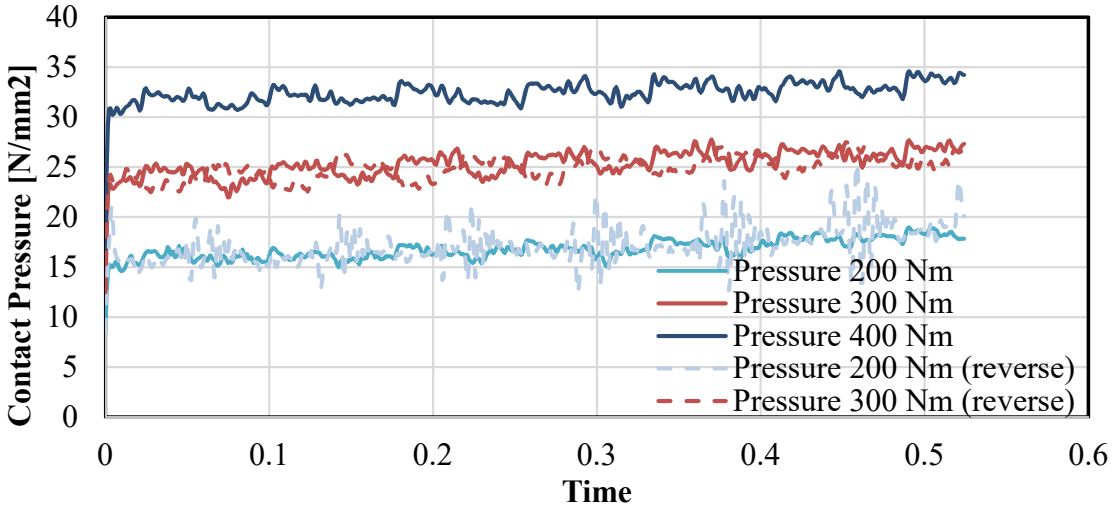


Abbildung 4.11 – Kontaktdruck für verschiedene Vorspannungsdrehmomente

Die experimentellen Untersuchungen zeigten jedoch, dass höhere Vorspannungswerte aufgrund der tribologischen Eigenschaft der Reibbeläge zu niedrigeren Reibungskoeffizienten führen, und auch bei der kontinuierlichen Bewegung war eine sehr geringe Verringerung der Reibung zu beobachten, was auf den Verlust der Kontaktfläche und damit auf die Erhöhung des Drucks zurückzuführen sein könnte, was auch bei den Analysen zu beobachten ist.

4.3 FE-MODELLIERUNG VON FREEDAM-VERBINDUNGEN

Die FE-Analysen an FREEDAM-Verbindungen dienten der Untersuchung des lokalen Verhaltens der Baugruppen, um die Auswirkungen des Übertragungsmechanismus vom Träger auf die Stütze und die lokale Umverteilung von Kräften und Verformungen innerhalb der Schrauben der Geräte zu bewerten.

Nach der Validierung der Modelle anhand der experimentellen Versuche wurden parametrische Untersuchungen durchgeführt, um das monotone und zyklische Verhalten der mit Reibungsdämpfern ausgestatteten Anschlüsse zu untersuchen.

4.3.1 *Modellierungsannahmen*

Die experimentellen Versuche wurden zur Validierung der mit Abaqus v 6.14 [2] entwickelten Finite-Elemente-Modelle (FE) verwendet. Die quasi-statischen Analysen wurden mit dem „*Dynamic Implicit Solver*“ durchgeführt. Die geometrischen Eigenschaften der Versuchsaufbauten wurden in der FE-Software nachgebildet, indem solide Teile modelliert wurden, die mit den C3D8R finiten Elementen (linearen Volumenelementen mit 8 Knoten und reduzierter Integration) vernetzt waren.

Es wurden sowohl geometrische als auch mechanische Nichtlinearitäten berücksichtigt. Bei den experimentellen Versuchen an den großen Träger-Stützen-Verbindungen kam es zu unerwartetem Schlupf in den Verbindungen zwischen der Stütze und dem Aufbau, daher wurde die Quelle der Verformbarkeit im numerischen Modell berücksichtigt. Abbildung 4.12 zeigt die allgemeine Modellform und Abbildung 4.13 zeigt die durchschnittlichen Material-eigenschaften, die experimentell ermittelt wurden.

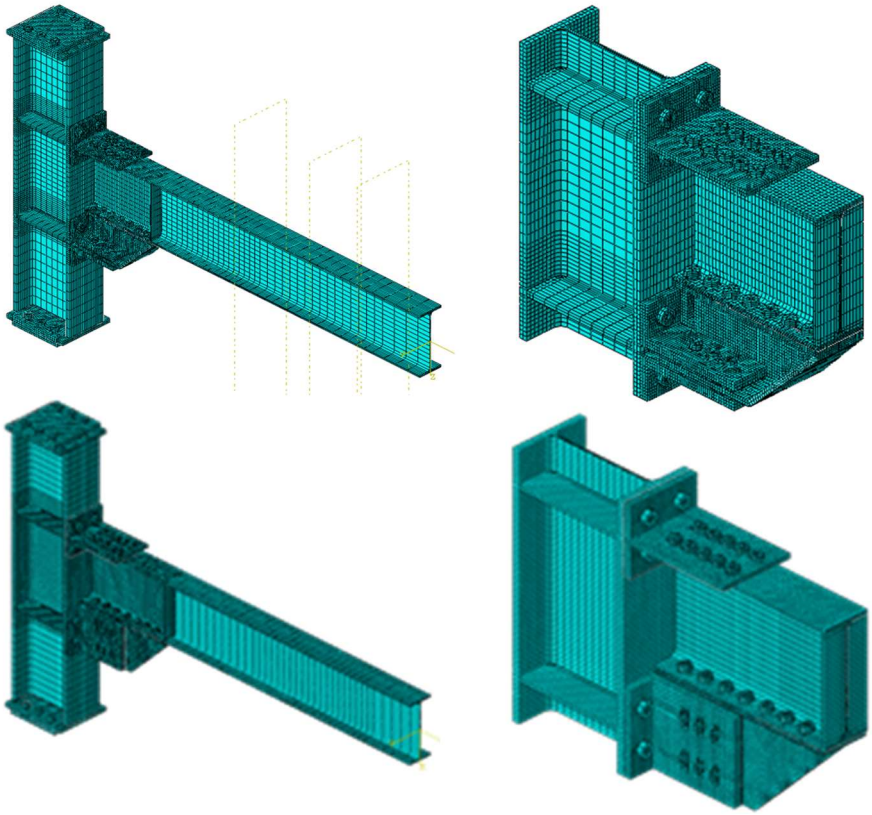
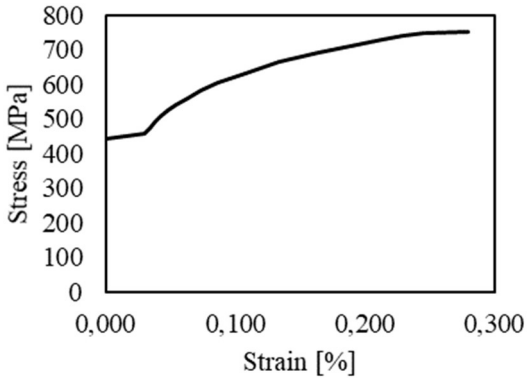


Abbildung 4.12 – Merkmale des FE-Modells von Träger-Stützen-Verbindungen mit FREEDAM-Dämpfern

Die Materialeigenschaften des Stahls wurden auf der Grundlage von Versuchen modelliert, die im Rahmen der experimentellen Kampagne im Labor durchgeführt wurden, d.h. die Fließspannung wurde für Träger auf 380 MPa, für Stützen auf 427 MPa und für L- und T-Stummel auf 443 MPa festgelegt. Das Elastizitätsmodul wurde mit 210000 MPa und der Poisson-Koeffizient mit 0.3 angenommen. Der nichtlineare Abschnitt des konstitutiven Gesetzes wurde unter Verwendung einer Halbzyklus-Eingabemethode und unter der Annahme sowohl nichtlinearer kinematischer als auch isotroper plastischer Verfestigung, wie in [5-10] beschrieben, implementiert. Die Schrauben wurden wie in [3,4] beschrieben modelliert.



Materialeigenschaften

Abbildung 4.13 – Durchschnittliche Spannungs-Dehnungs-Kurve von Stahl S355

Den sich berührenden Modellteilen, wie z.B. den Schrauben und Platten, wurden Interaktionen zugewiesen, die sowohl das Normalverhalten modellieren, um eine Überdeckung zu vermeiden (mit Hilfe der Option "Harter Kontakt"), als auch das Tangentialverhalten, um das relative Gleiten zu definieren (mit Hilfe des Coulomb-Reibgesetzes). Um den teilweisen Verlust des Reibungskoeffizienten aufgrund der Glättung der Oberflächenrauhigkeit des Reibbelags zu simulieren, wurden außerdem die in Abschnitt 4.2.2.2 dargestellten temperaturabhängigen Reibungsgesetze verwendet, so dass der Reibungskoeffizient aufgrund des kontinuierlichen Gleitens der Platten mit steigender Temperatur abnimmt. Die Referenzreibungseigenschaften sind in der Tabelle 4.3 dargestellt. Die nachfolgend gezeigten Simulationen wurden unter der Annahme durchgeführt, dass das 5%ige dynamische Perzentil für die numerischen Simulationen verwendet wurde.

Da in den geschweißten Bauteilen keine plastischen Verformungen zu erwarten sind, wurden "*tie*" Zwangsbedingungen verwendet, um auf vereinfachte Weise das Vorhandensein von Durchschweißungen zu replizieren. Die Analysen wurden unter Berücksichtigung zweier Belastungsschritte durchgeführt: (i) Schraubenklemmung und (ii) Anwendung der Verschiebungsgeschichte. Die Randbedingungen der Verbindungen wurden genau simuliert, um die bei den Versuchen verwendeten Bedingungen zu reproduzieren. Zusätzlich wurde der Träger seitlich mit Einspannungen außerhalb der Ebene eingespannt, die sich in denselben Abschnitten des Versuchsaufbaus befanden. Das Belastungsprotokoll nach AISC 341 [11] bis zu 5% gegenseitige Stockwerksverschiebung wurde am Trägerende konsistent zum Versuchs-Ablauf angesetzt.

Tabelle 4.3: Eigenschaften des Reibmaterials

Reibungskoeffizient	**5% Perzentil** $\mu_{5\%}$	**95% Perzentil** $\mu_{95\%}$
Statisch	0.69	0.84
Dynamisch	0.53	0.65

4.3.2 *Validierung und Diskussion der Ergebnisse: externe Anschlüsse*

Die angenommenen Modellierungsannahmen simulieren effektiv sowohl die globale als auch die lokale Antwort der getesteten Verbindungen, wie in Abbildung 4.14 bzw. 4.15 zu sehen ist.

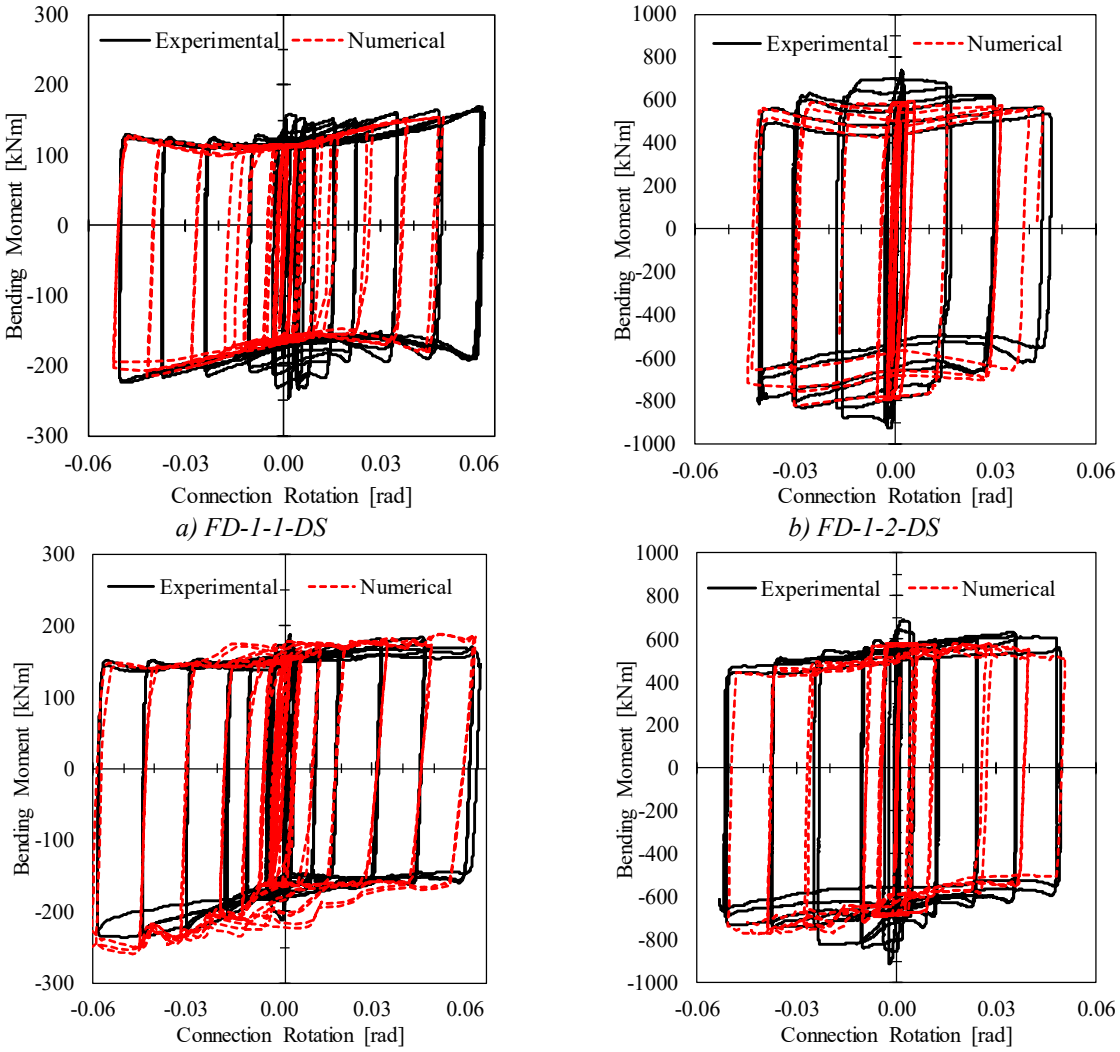
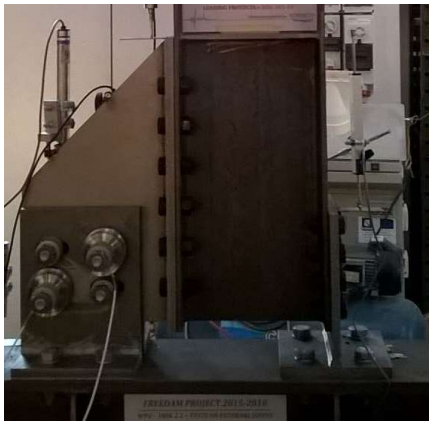


Abbildung 4.14 – Experimentelle und numerische Ergebnisse in Bezug auf das Biegemoment - Rotation der Verbindung

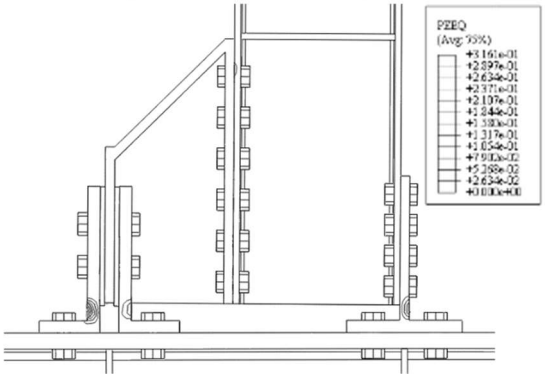
Da der Übergang von der statischen zur dynamischen Reibung nicht modelliert wurde, wird die Antwort des Anschlusses während der ersten Zyklen nicht genau wiedergegeben. Diese Ungenauigkeit verschwindet jedoch mit zunehmender Zyklenzahl.

Während der Versuchskampagne wurden keine Schäden an den Stahlelementen beobachtet. Die numerischen Analysen zeigen jedoch einige Konzentrationen von leichten plastischen Schäden, dargestellt in Form von äquivalenten plastischen Dehnungen (PEEQ) in Abbildung 4.15, an der Basis des Stegs der oberen T-Stummel (wo sich das Rotationszentrum befindet), und entweder an den Basen der L-Stummeln, im oberen Stegflanschbereich des Trägers unterhalb der T-Stummel und in den Scherschrauben der Einrichtung. Darüber hinaus können plastische Verformungen in den Schenkeln der Schrauben in der Reibungseinrichtung beobachtet werden. Die horizontale Dämpferkonfiguration induziert in der Tat scherartige Biegeeffekte in den Schenkeln mit zwei Lagerkontakten in allen Schrauben der Einrichtung. Im Gegensatz dazu haben die Schrauben im Vertikaldämpfer eine Lagerzone auf halber Länge des eingespannten Schaftes, was zu größeren lokalen plastischen Dehnungen führt (siehe Abbildung 4.16). Außerdem weisen in diesem zweiten Fall die Schrauben in der Nähe der Stützenfläche keine plastischen Dehnungen auf.

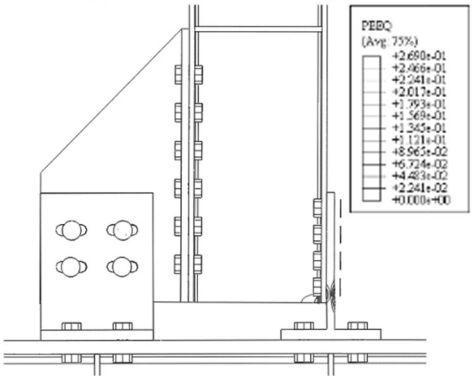
a) Experimenteller Anschluß - FD 1-1



b) Experimenteller Anschluß - FD 2-1

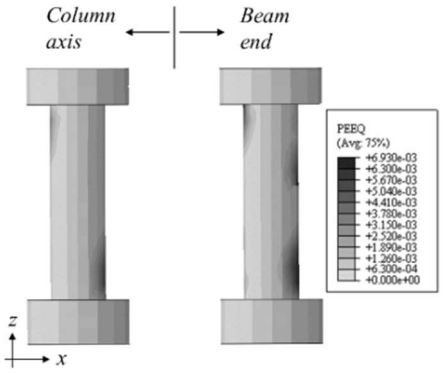


c) PEEQ-Verteilung für Modell FD 1-1

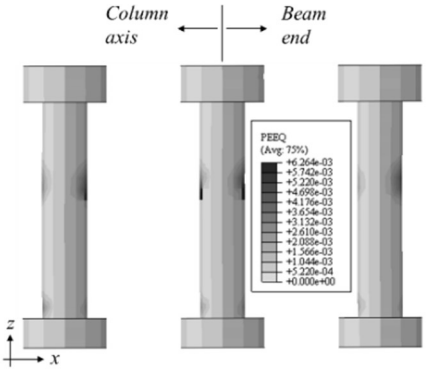


d) PEEQ-Verteilung für Modell FD 2-1

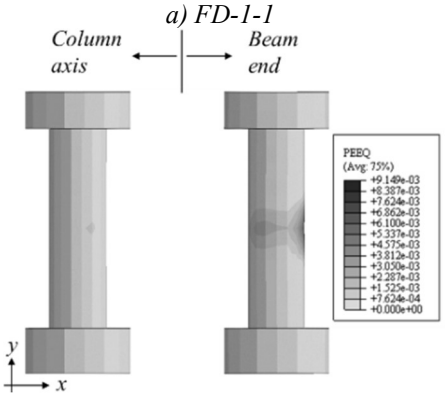
Abbildung 4.15 – Experimentelle vs. numerische Modelle nach zyklischem Versuch bis zu 5%



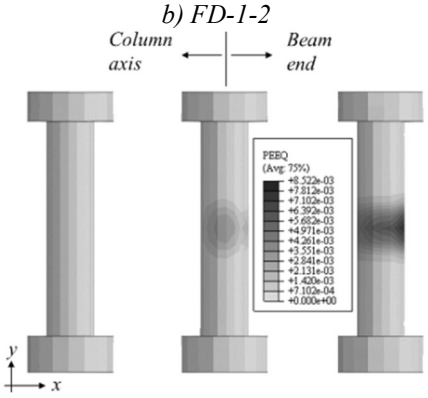
a) FD-1-1



b) FD-1-2



c) FD-2-1



d) FD-2-2

Abbildung 4.16 – Äquivalente plastische Dehnungen (PEEQ) in den Dämpferschrauben

4.3.3 *Validierung und Diskussion der Ergebnisse: interne Anschlüsse*

Innenliegende Anschlüsse (in den Diagrammen auch als "X"-Anschlüsse bezeichnet) zeigen nahezu das gleiche Verhalten wie außenliegende Anschlüsse (in den Diagrammen auch als "T"-Anschlüsse bezeichnet), da das Stützenstegblech im elastischen Bereich verbleibt und sich der nichtlineare Mechanismus in den FREEDAM-Dämpfern entwickelt. Der Kürze halber wird daher im Folgenden nur der Vergleich zwischen dem Verhalten von T- und X-Anschlüssen dargestellt, die alternativ mit einem gevouteten (d.h. horizontalen Reibmechanismus) und einem vertikalen Rippen-Dämpfer (vertikaler Reibmechanismus) ausgestattet sind.

Die Abbildungen 4.17a und 4.18a zeigen die Moment-Rotations-Antwortkurven der Anschlüsse mit Vouten- und Vertikalrippendämpfer. Wie trivialerweise zu beobachten ist, sind die Unterschiede vernachlässigbar und sind hauptsächlich auf die unterschiedliche Gesamtsteifigkeit der Stütze zurückzuführen, die im Falle der inneren Verbindungen steifer ist, so dass bei gleicher auferlegter Sehnenrotation der Rotationsbeitrag der Stütze geringer ist und der Schlupf des Geräts sowie seine entsprechende Antwort etwas größer ist.

Die verformte Form und die Spannungsverteilungen sind für T- und X-Anschlüsse fast gleich, wie man beim Vergleich von Abbildung 4.17b bis 4.17c und Abbildung 4.18b bis 4.18c für die Konfigurationen mit gevoutetem bzw. vertikalem Rippendämpfer sehen kann.

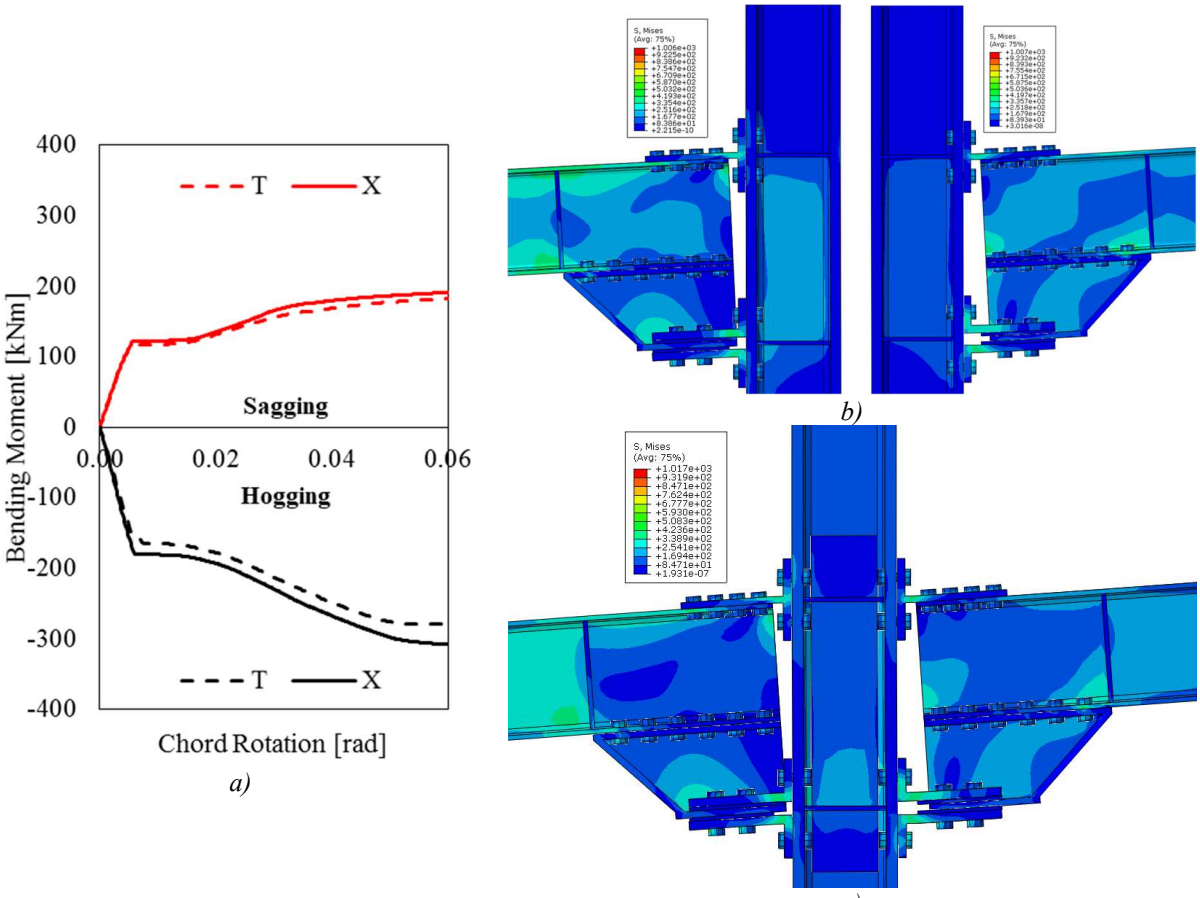


Abbildung 4.17 – Vergleich zwischen T- und X-Anschlüssen mit gevoutetem Dämpfer

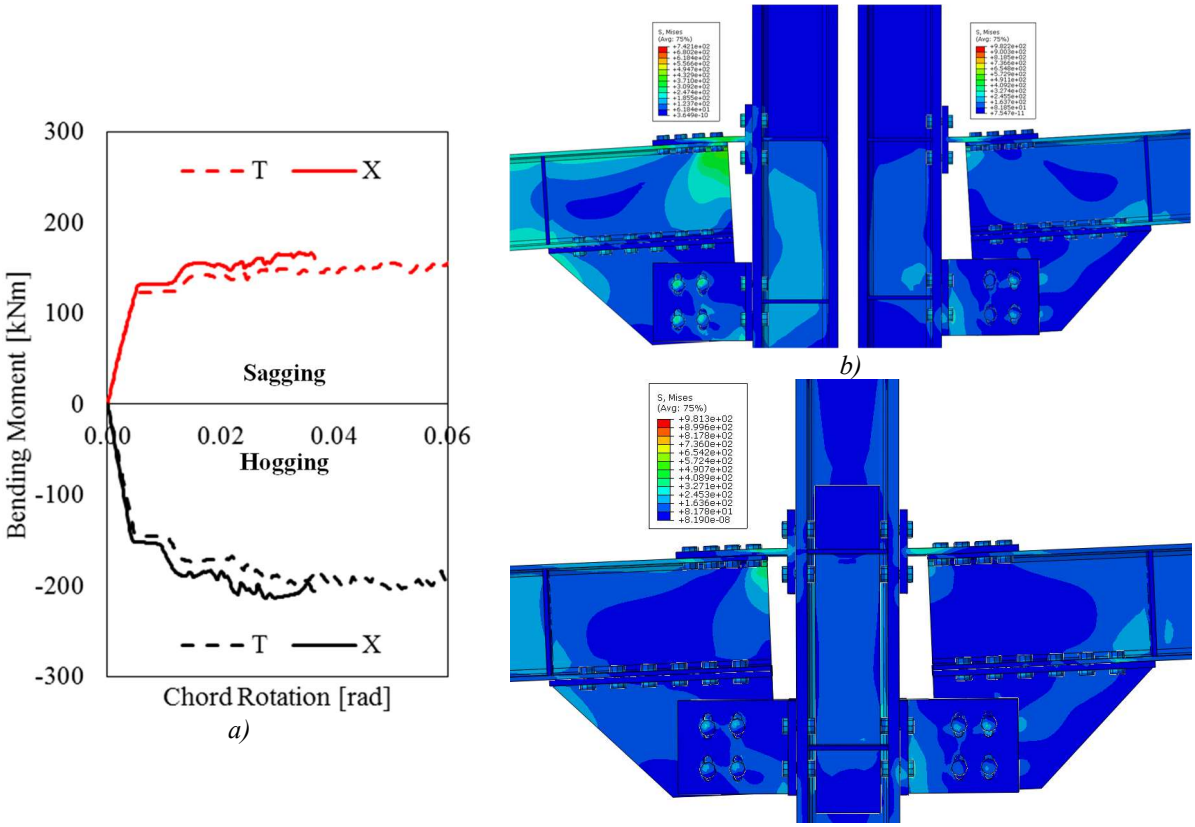


Abbildung 4.18 – Vergleich zwischen T- und X-Anschlüssen mit vertikalen Rippendämpfern

4.4 ZUSAMMENFASSUNG DER NEUEN INFORMATIONEN FÜR AUSLEGUNGS-VORSCHRIFTEN

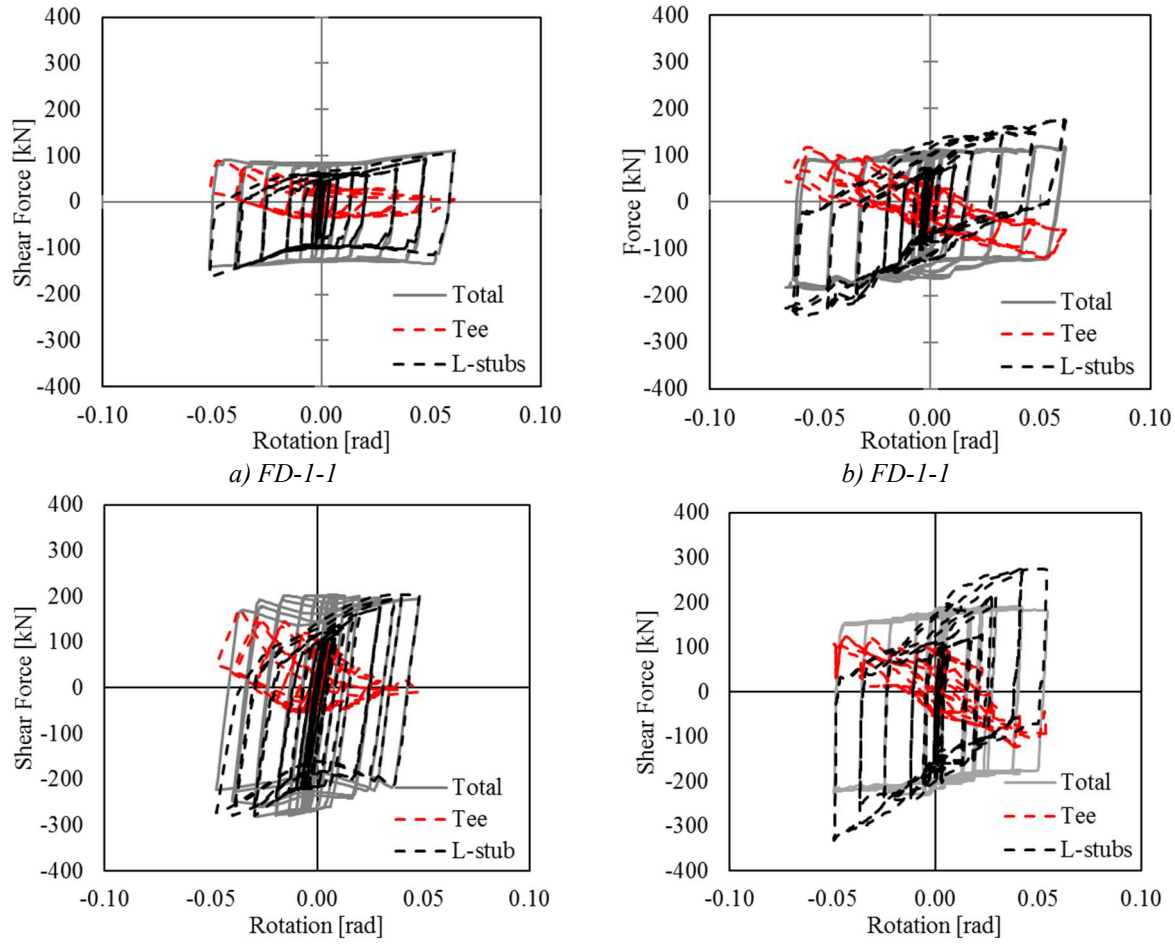
4.4.1 *Scherkraft in den T- und L-Stummel-Verbindungen*

Mit Hilfe von FEAs („*finite element analyses*“) wurde das lokale Verhalten der FREEDAM-Anschlüsse untersucht, um alle Aspekte zu charakterisieren, die mit der Bemessung der Anschlüsse (T- und L-Stummel) an der Stützenstirnseite in Zusammenhang stehen, da diese Elemente den Widerstand infolge kombinierter Zug- und Schubkräfte gewährleisten sollen, um ein vorzeitiges Versagen zu vermeiden.

Abbildung 4.19 zeigt die Verteilung der Schubkräfte in der Ebene der T-Stäbe und L-Stäbe sowie die Gesamtschubkraft im Schnitt an der Stirnseite der Stütze. Bei beiden getesteten Reibeinrichtungskonfigurationen ist die kumulierte Schubkraft in den beiden Komponenten (d.h. die Summe der jeweiligen Absolutwerte) größer als die Gesamtschubkraft (siehe Abbildung 4.19 a und c für Typ 1 und Abbildung 4.19 b und d für Typ 2). Um die Entwicklung der Schubkraft mit der Verbindungsrotation zu untersuchen, wurden alternativ monotone Analysen unter den beiden Belastungszuständen (negatives und positives Biegemoment) durchgeführt.

Die in Abbildung 4.20 dargestellten Ergebnisse bestätigen die vorherigen Beobachtungen und geben einen Einblick in die Größe der von den einzelnen Komponenten übertragenen Schubkraft. In der Tat übertragen die L-Stummel in den untersuchten Fällen eine größere Schubkraft im Vergleich zum T-Stummel. Die Verbindungen der Konfiguration 1 sind durch Werte der maximalen Schubkraft, die durch den T-Stummel übertragen wird, von etwa 50% der

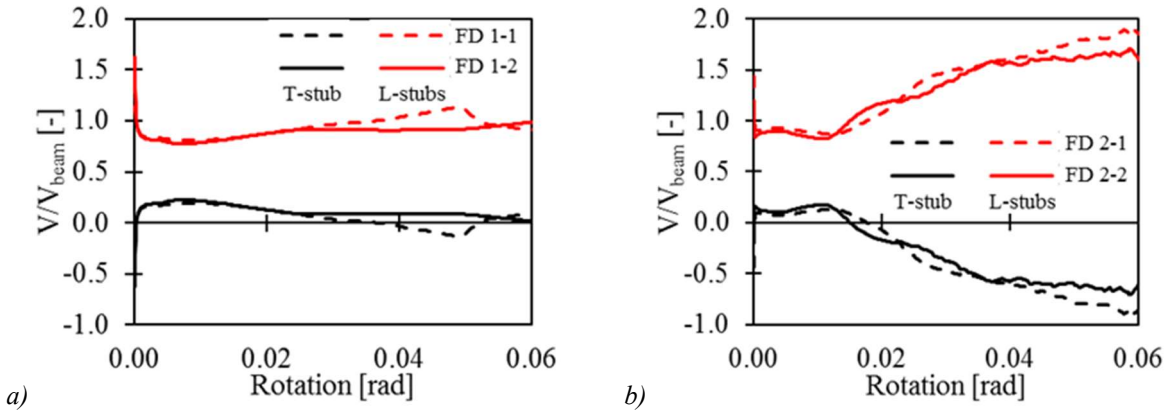
Gesamtschubkraft gekennzeichnet, während die L-Stummel Werte nahe 100% der Gesamtschubkraft erreichen (Abbildung 4.20 a und c). Während jedoch die Komponenten der Konfiguration 1 eine Schubkraft bis zur maximalen Gesamtschubkraft übertragen, zeigen die Komponenten der Konfiguration 2 (Abbildung 4.20 b und d) das gleiche Verhalten, das zyklisch beobachtet wurde, d.h. die Schubkraft in den Komponenten erreicht Werte, die größer sind als die Gesamtschubkraft, wobei die von den L-Stummeln übertragene Schubkraft für Rotationswerte nahe 0.06 rad erreicht, die fast 2 mal größer sind als die Gesamtschubkraft.



a) FD-1-1 *b) FD-1-1*

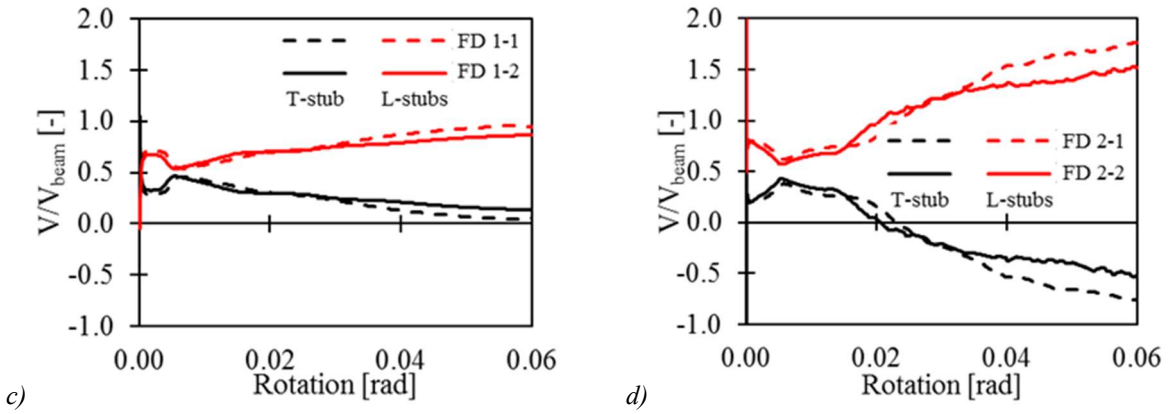
c) FD-1-2 *d) FD-2-2*

Abbildung 4.19 – Übertragene Schubkraft durch verschiedene Komponenten



a) *b)*

Negatives Biegemoment



c) *d)*

Positives Biegemoment

Abbildung 4.20 – Schubkraft an der Anschlussfläche

Die Unterschiede in der Schubkraftverteilung zwischen den beiden Komponenten sind hauptsächlich auf die größere Steifigkeit der L-Stummel in der vertikalen Ebene und die vertikale Gleitkraftkomponente zurückzuführen. In der Tat ist der Übertragungsmechanismus der Schubkraft zwischen den Komponenten (zum Vergleich siehe Abbildung 4.21) sehr komplex und konfigurationsabhängig. Die Verbindung vom Typ 1 (FD 1-1-DS) ist durch Schubkräfte gleichen Vorzeichens gekennzeichnet, die durch die L-Stummel und in geringerem Maße durch den T-Stummel übertragen werden. Im Gegensatz dazu trägt der T-Stummel bei FD 2-1-DS eine Schubkraft mit entgegengesetztem Vorzeichen, da die L-Stummel eine höhere Schubkraft übertragen, um das Gleichgewicht an der Stützenstirnseite zu erhalten. Die Belastungszustände negativ/positiv ("*hogging/sagging*") führen bei gleicher Konfiguration zu einer gleichmäßigen Verteilung der Kräfte zwischen den Bauteilen, wobei die Übertragung der Kräfte bei positiver Biegung gleichmäßiger ist.

a) Negatives Biegemoment *b) Positives Biegemoment*

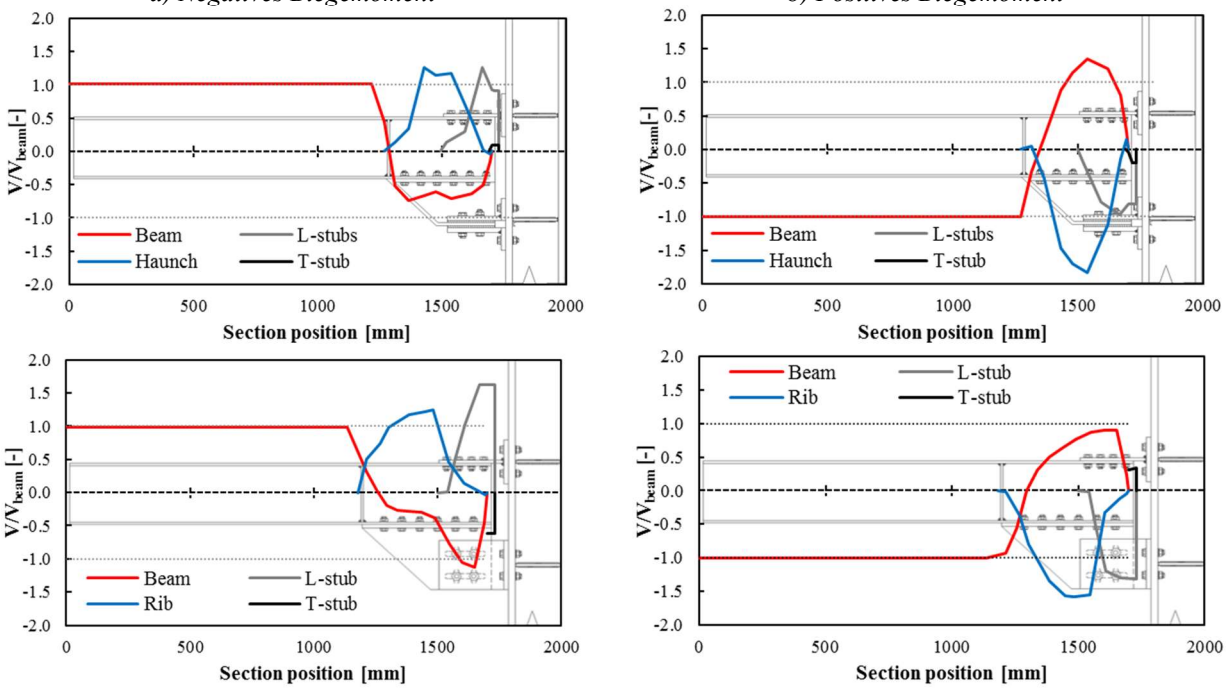
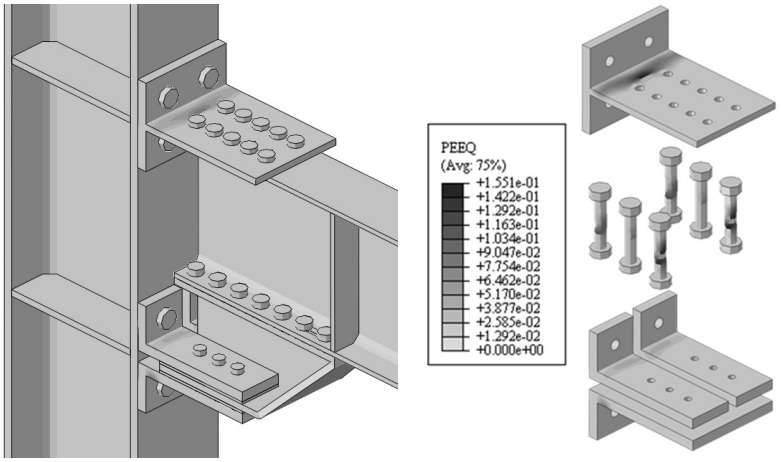
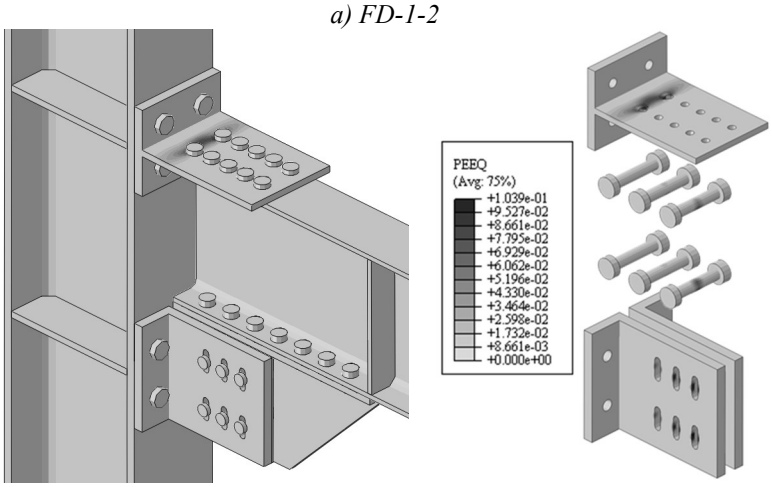


Abbildung 4.21 – Verteilung der Schubkraft in den angeschlossenen Teilen bei 0.04 rad Dämpferrotation.

In den Analysen, die an den Modellen durchgeführt wurden, die die experimentellen Versuche abbilden, wurde festgestellt, dass sich kleine Schadenskonzentrationen in der Basis des T-Stummels, den L-Stummeln (im Fall von Konfiguration 1), den Schrauben des Reibungsdämpfers und in geringerem Umfang im Träger (dem Steg-Flansch-Übergang am Trägerende unmittelbar unterhalb des T-Stummels und in den Langlöchern am Ende der Träger-Vouten-Verbindung) befinden. Diese Ergebnisse sind in Abbildung 4.22 in Form der PEEQ-Verteilung (äquivalente plastische Dehnung) an den großen Träger-Stützen-Verbindungen dargestellt. Wie in der Legende der PEEQ zu sehen ist, die bei der Rotation gleich 0.05 rad ausgewertet werden, führt die horizontale Reibungsdämpferkonfiguration zu größeren plastischen Verformungen in den Verbindungselementen.



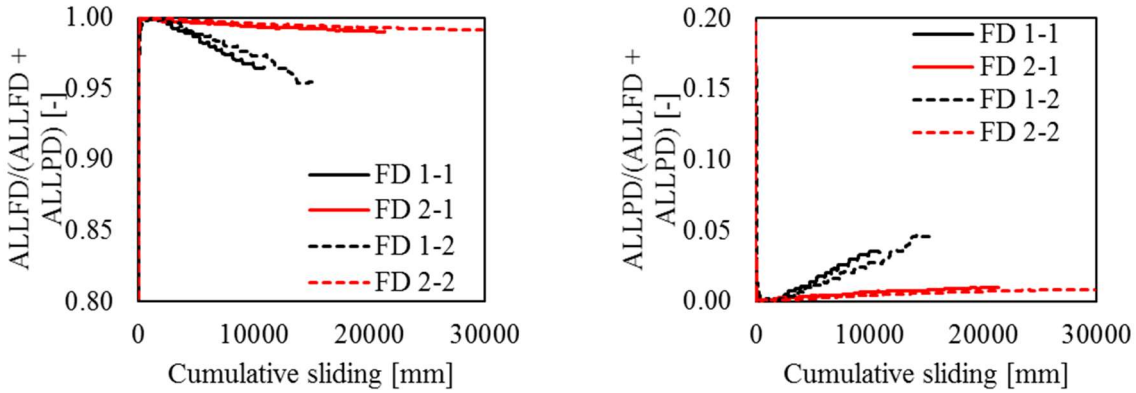
a) FD-1-2



b) FD-2-2

Abbildung 4.22 – PEEQ-Verteilung am Ende der zyklischen Analyse für große Anschlüsse.

Dieses Ergebnis kann auch in Bezug auf die dissipierte Energie beobachtet werden, die in Abbildung 4.23 dargestellt ist. In der Tat ist die in Bezug auf die gesamte dissipierte Energie normalisierte Reibungsenergie für die erste Konfiguration im Vergleich zur zweiten Konfiguration kleiner, und das Gegenteil gilt in Bezug auf die normalisierte plastische Energie. Obwohl die zweite Dämpferkonfiguration zu einer geringeren plastischen Schädigung führt, ist es erwähnenswert, dass die plastische Schädigung für beide Konfigurationen begrenzt ist, die maximale plastische Energiedissipation beträgt weniger als 5% der gesamten dissipierten Energie bei 0.05 rad.



a) *b)*

Abbildung 4.23 – Normierte dispergierte Energie: a) Reibungsenergie und b) Plastische Energie

4.4.2 *Einfluss der Klemmkraft*

Die experimentellen Versuche bestätigten die Bedeutsamkeit der Vorspannkraft, die von den Schrauben in das Gerät eingeleitet wird. Daher wurde zusätzlich zu der in den Versuchen angenommenen Vorspannkraft (im Folgenden als N_b bezeichnet) ein um 50% kleinerer ($0.5N_b$) und ein um 50% größerer Wert ($1.5N_b$) berücksichtigt. Es ist zu beachten, dass in allen Fällen $1.5N_b$ kleiner als $F_{p,C}$ ist (was bei Schrauben M20 gr.10.9 gleich 172 kN ist).

Abbildung 4.24 zeigt den Vergleich der Antwortkurven für die vier Anschlüsse (d.h. die zwei Anschlusskonfigurationen und zwei Montagen). In den Tabellen 4.4 und 4.5 sind die numerisch gemessenen mechanischen Eigenschaften der Anschlüsse angegeben. Die angegebenen Biegemomente, $M^{(+)}$ und $M^{(-)}$, stellen das positive und negative Biegemoment beim Auftreten des Gleitens dar. Die Gleichungen (4.2), (4.3) und (4.4) verdeutlichen die Bedeutung der in den Tabellen angegebenen mechanischen Parameter.

$$\Gamma^{(+)} = 1 + \frac{M^{(+)}_{0.5N_b} - M^{(+)}_{N_b}}{M^{(+)}_{N_b}} \tag{4.2}$$

$$\Gamma^{(-)} = 1 + \frac{M^{(-)}_{0.5N_b} - M^{(-)}_{N_b}}{M^{(-)}_{N_b}} \tag{4.3}$$

$$\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)} = \frac{M^{(-)} - M^{(+)}}{M^{(-)}} \tag{4.4}$$

Dabei stellen $\Gamma^{(+)}$ und $\Gamma^{(-)}$ die Variation der positiven bzw. negativen Biegemomentenkapazität dar, wobei alternativ die Änderung der Vorspannkraft vom Bemessungswert N_b auf $0.5N_b$ und $1.5N_b$ betrachtet wird; $M^{(+)}$ und $M^{(-)}$ sind die positiven und negativen Biegemomente. Die Indizes geben an, aus welcher Analyse das Biegemoment entnommen wurde, z.B. mit einer Spannkraft von $1.5N_b$ oder $0.5N_b$; $\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ stellt die Differenz zwischen dem negativen und positiven Biegemoment für die jeweilige Analyse dar (unter Berücksichtigung der drei Werte für N_b).

Wie erwartet, ist die Veränderung des Biegemoments proportional zur Schraubenvorspannung, wenn auch unterschiedlich bei positiver und negativer Biegung. Wie in den Tabellen 4.4 und 4.5 angegeben, ist dieser Unterschied streng auf die Verbindungskonfiguration bezogen und er ist

konstant mit den Trägertiefen, der Klemmkraft oder dem Reibungskoeffizienten. Der Unterschied beträgt etwa 25% für Konfiguration 1 und 15% für Konfiguration 2.

Eine weitere Beobachtung, die auf der Grundlage von Abbildung 4.24 gemacht werden kann, ist, dass sich das Nachgiebigkeitsverhalten der Verbindungskonfiguration 1 mit der Größe der Träger-Stützen-Verbindung und mit der Höhe der Vorspannung (relativ zur maximalen Vorspannkraft) unterscheidet. Insbesondere zeigt die Verbindung mit niedrigem Träger und geringer relativer Vorspannung eine Verfestigung (d.h. positive Nachgiebigkeitssteifigkeit), während die Verbindung mit tieferem Träger und höherer relativer Vorspannung eine Erweichung (d.h. negative Nachgiebigkeitssteifigkeit) zeigt, wobei letztere bei den niedrigeren Werten der Klemmkraft deutlicher ist. Diese Phänomene sind unter dem negativen Biegemoment stärker ausgeprägt. Die zweite Konfiguration weist in beiden untersuchten Verbindungen ein eher lineares Verhalten auf.

Die Steifigkeit der Verbindung wird durch die Variation der Klemmkraft nicht beeinflusst, da sie durch die Steifigkeit der anderen Komponenten der Verbindung bestimmt wird (die Verbindung an der Stützenstirnseite, die Stützenstegblech, usw.).

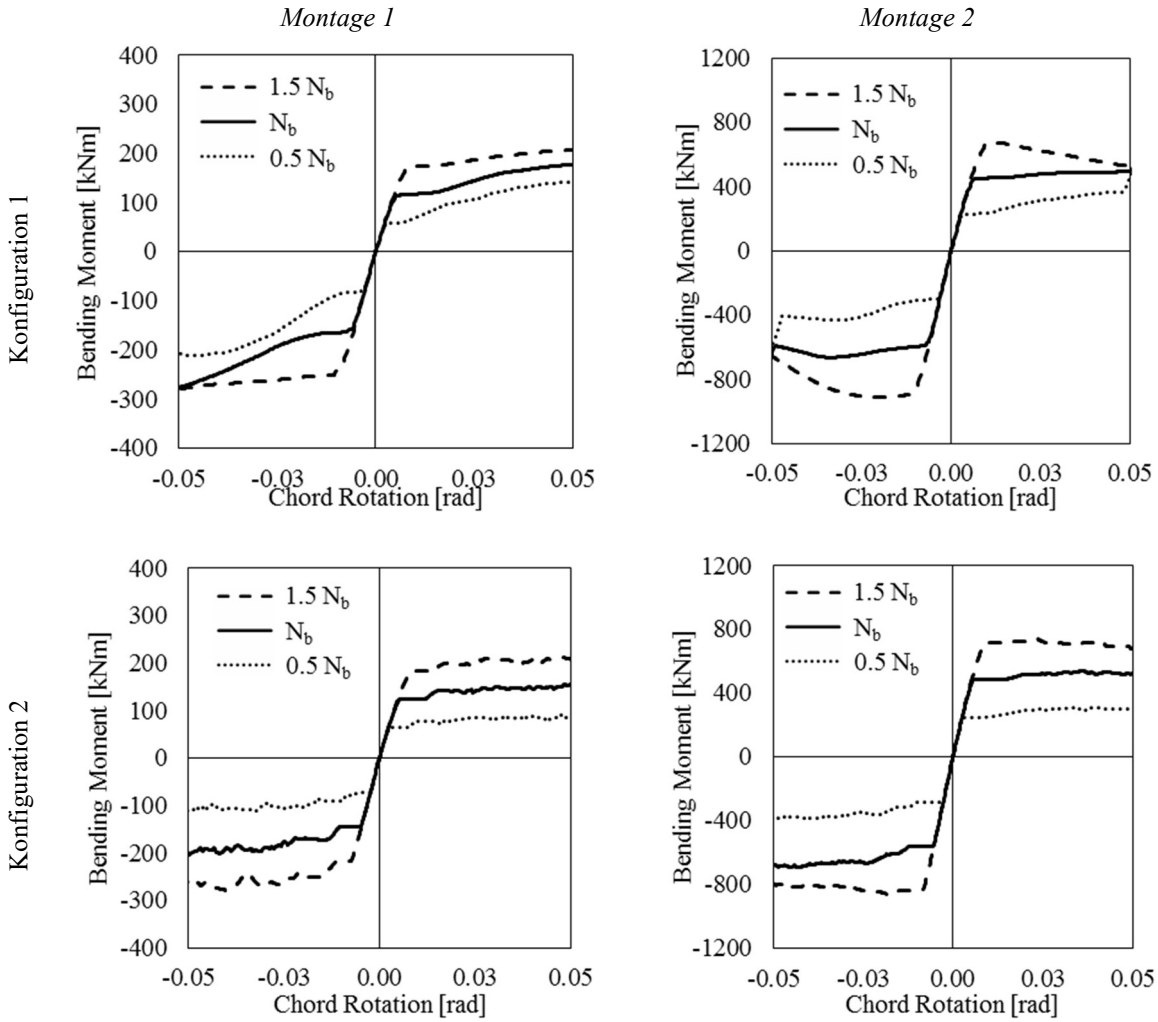


Abbildung 4.24 – Einfluss der Klemmkraft auf die Biegemomenttragfähigkeit

Tabelle 4.4: Biegemomente für Modell FD 1-2-DS unter Berücksichtigung der Variation der Klemmkraft

Klemmkraft	$M^{(+)}$	$M^{(-)}$	$\Gamma^{(+)}$	$\Gamma^{(-)}$	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$
	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
N_b	453	602	-	-	25%
$0.5N_b$	230	298	51%	50%	23%
$1.5N_b$	690	902	152%	150%	24%

Tabelle 4.5: Biegemomente für Modell FD 2-2-DS unter Berücksichtigung der Variation der Klemmkraft

Klemmkraft	$M^{(+)}$	$M^{(-)}$	$\Gamma^{(+)}$	$\Gamma^{(-)}$	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$
	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
N_b	484	564	-	-	14%
$0.5N_b$	250	290	52%	51%	14%
$1.5N_b$	714	838	148%	149%	15%

4.4.3 *Einfluss des Reibungskoeffizienten*

Ein weiterer wichtiger Bemessungsparameter ist der Reibungskoeffizient zwischen den Gleitflächen. Daher werden zur Untersuchung seiner Rolle auf die Verbindungsleistung drei verschiedene Werte des dynamischen Reibungskoeffizienten μ betrachtet, nämlich das 5%-Perzentil ($\mu_{5\%}$), der Mittelwert (μ_{avg}), der gleich 0.59 gesetzt wurde, und das 95%-Perzentil ($\mu_{95\%}$), siehe Tabelle 4.3.

Abbildung 4.25 zeigt die numerischen Kurven in Form von Biegemoment vs. Sehnenrotation. Es ist zu beobachten, dass je höher das Perzentil der Reibungskoeffizienten-Werte ist, desto größer ist die Kapazität der Verbindung. Diese Beobachtung bestätigt die Notwendigkeit, die Variabilität der Reibungseigenschaften der Reibbeläge zu berücksichtigen, um die nicht nachgiebigen Strukturelemente zu entwerfen.

Für beide Anschlusskonfigurationen ist ein ähnliches Verfestigungs-/Erweichungsverhalten zu beobachten und zusätzlich scheinen die Antwortkurven proportional mit dem Reibungskoeffizienten zu skalieren. Die Tabellen 4.6 und 4.7 fassen die Variation der Biegekapazität der Modelle FD-1-2-DS und FD-2-2-DS zusammen, die mit größeren Werten des Reibungskoeffizienten (μ_{avg} und $\mu_{95\%}$) in Bezug auf den Bemessungswert ($\mu_{5\%}$) unter negative ($M^{(-)}$) und positive ($M^{(+)}$) Lastbedingungen untersucht wurden.

Tabelle 4.6: Biegemomente für Modell FD 1-2 unter Berücksichtigung der Reibwertvariation

Reibungskoeffizient	$\Delta\mu$	$M^{(+)}$	$M^{(-)}$	$\Gamma^{(+)}$	$\Gamma^{(-)}$	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$
	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
$\mu_{5\%}$	-	446	593	-	-	25%
μ_{avg}	110%	521	670	117%	113%	22%
$\mu_{95\%}$	117%	535	733	120%	124%	27%

Tabelle 4.7: Biegemomente für Modell FD 2-2 unter Berücksichtigung der Reibwertvariation

Reibungskoeffizient	$\Delta\mu$	$M^{(+)}$	$M^{(-)}$	$\Gamma^{(+)}$	$\Gamma^{(-)}$	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$
	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
$\mu_{5\%}$	-	484	564	-	-	14%
μ_{avg}	110%	529	627	109%	111%	16%
$\mu_{95\%}$	117%	568	679	117%	120%	16%

Die Variation im Fall von FD-1-2-DS unterscheidet sich in Bezug auf die Variation des Reibungskoeffizienten. Insbesondere ist ein größerer Anstieg des Biegemoments bei gleichem Anstieg des Reibungskoeffizienten zu beobachten. Auf der anderen Seite zeigen die Analysen des Modells FD-2-2-DS in Tabelle 4.7 eine engere Abhängigkeit der Biegekapazität mit der Zufälligkeit der Reibungseigenschaften.

Der Parameter $\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$, der auch für diesen Analysesatz ausgewertet wurde, bestätigt die vorherige Beobachtung bezüglich des Zusammenhangs zwischen der Konfiguration des Dämpfers und der unterschiedlichen Antwort unter positiven und negativen Biegebedingungen (Werte im Bereich von 25% für Konfiguration 1 und 15% für Konfiguration 2).

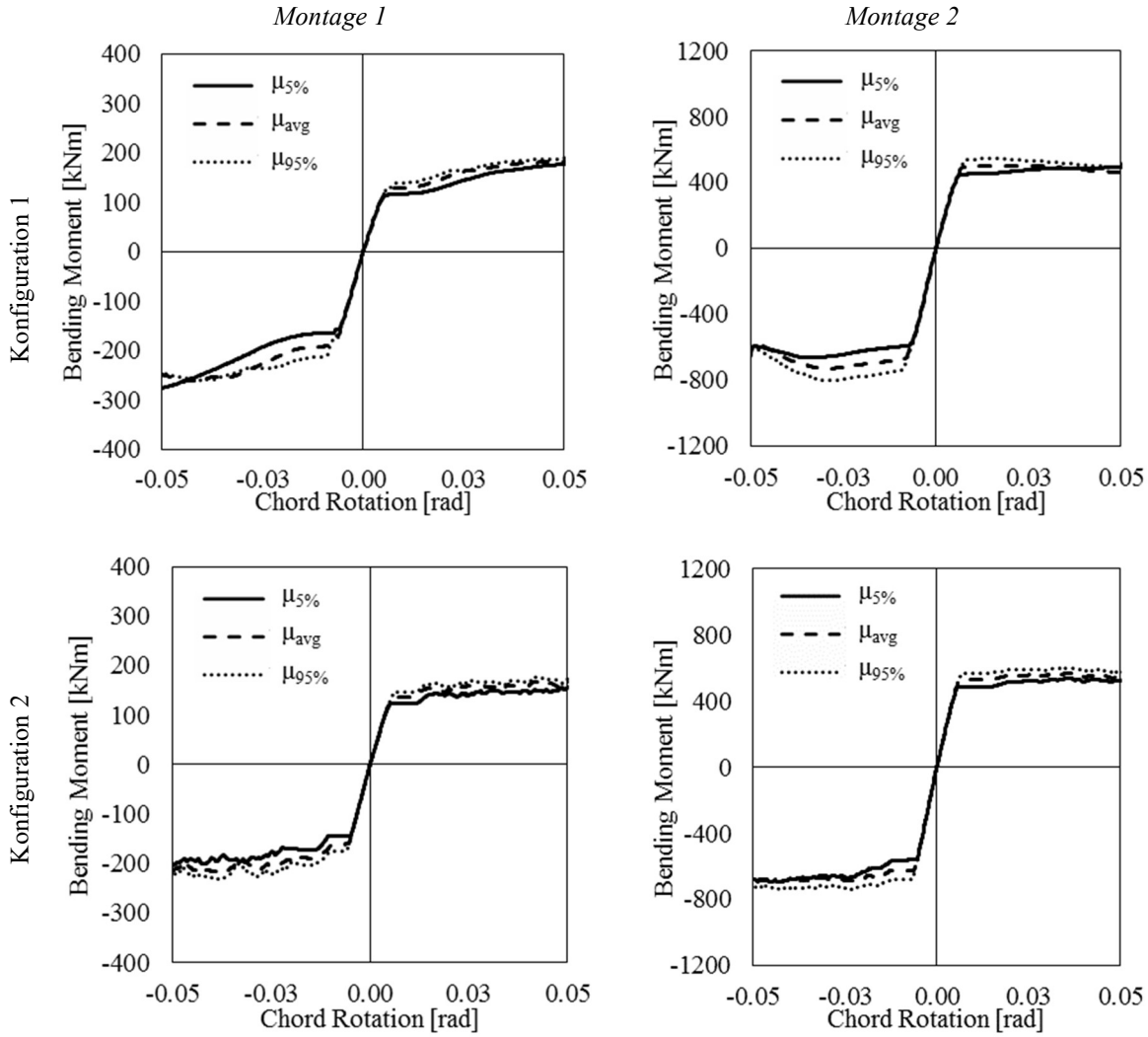


Abbildung 4.25 – Einfluss des Reibungskoeffizienten auf den Biegemomentwiderstand

4.5 LITERATUR

[1] Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2014) "Experimental Analysis on Friction Materials for Supplemental Damping Devices", Construction and Building Materials, 65:159-176.

[2] Dassault Systèmes. Abaqus analysis 6.14 User's manual. Simulia Inc.; 2015

[3] M. D'Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, "Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies*", Journal of Constructional Steel Research,* vol. 124, pp. 77-90, 2016.

[4] M. D'Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, "Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts", *Steel and Composite Structures*, vol. 24(6), pp. 643-658, 2017.

[5] Cassiano D., D'Aniello M., Rebelo C., (2017) Parametric finite element analyses on flush end-plate joints under column removal. J. of Constructional Steel Research, 137: 77–92.

[6] Cassiano D., D'Aniello M., Rebelo C., (2018). Seismic behaviour of gravity load designed flush end-plate joints. Steel and Composite Structures, An International Journal, 26(5): 621-634. DOI: https://doi.org/10.12989/scs.2018.26.5.621.

[7] D'Aniello M., Tartaglia R., Costanzo S., Landolfo R. "Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes". Journal of Constructional Steel Research, 128, 512–527, 2017

[8] Tartaglia R., D'Aniello M., Rassati G.A., Swanson J.A., Landolfo R. (2018). Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. Engineering Structures, 159:155–171.

[9] Tartaglia R., D'Aniello M., Zimbru M., Landolfo R., (2018). Finite element simulations on the ultimate response of extended stiffened end-plate joints. Steel and Composite Structures, An International Journal 27(6): 727-745. DOI: 10.12989/scs.2018.27.6.727.

[10] Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R., (2018). The influence of rib stiffeners on the response of extended end-plate joints. J. of Constructional Steel Research, 148: 669–690.

[11] ANSI/AISC 341-16 (2016). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction.

[12] Tartaglia R., D'Aniello M., "Nonlinear performance of extended stiffened end plate bolted beam-to-column joints subjected to column removal" The Open Civil Engineering Journal, 2017, 11: 369-383

[13] D'Aniello M., Cassiano D., Landolfo R. "Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies". Journal of Constructional Steel Research, 124: 77–90, 2016.

[14] D'Aniello M., Cassiano D., Landolfo R., (2017) Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts. Steel and Composite Structures, An International Journal, 24(6): 643-658.

[15] Zimbru M., D'Aniello M., De Martino A., Latour M., Rizzano G., Piluso V., (2018). Investigation on Friction Features of Dissipative Lap Shear Connections by Means of Experimental and Numerical Tests. The Open Construction and Building Technology Journal, 12(Suppl-1, M9): 154-169.

[16] Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2015). Simplified finite element analysis of bolted T-stub connection components. Engineering Structures, 100: 656-664.

KAPITEL 5

VERHALTEN UNTER STOSSBELASTUNG

5.1 EINLEITUNG

Es ist bekannt, dass sich das Verhalten von Träger-Stützen-Verbindungen, die einer Stoßbelastung ausgesetzt sind, von dem unter normalen Belastungsbedingungen beobachteten Verhalten unterscheiden kann [1-4]. Dies ist hauptsächlich auf das Auftreten erhöhter Dehnungsraten in mehreren Komponenten der Verbindungen zurückzuführen, die von den für Stoßbelastungen charakteristischen hohen Belastungsgeschwindigkeiten abstammen.

Die Dehnungsrate ist die Eigenschaft, die die Dehnungsverformung (d_ε) eines Materials pro Zeiteinheit (d_t) definiert, d_ε/d_t, und sie beeinflusst die Spannungs-Dehnungskurven des Stahls. Im Allgemeinen steigen die Festigkeitseigenschaften bei höheren Dehnungsraten an, wobei der Anstieg bei Stählen mit hoher Duktilität stärker ausgeprägt ist. Zum Beispiel kann für Baustahl die Streckgrenze bei erhöhten Dehnungsgeschwindigkeiten (ca. $600s^{-1}$) als das 1.5-fache der Streckgrenze unter statischer Belastung angesehen werden [5,6], während hochfester Stahl, der in Schrauben verwendet wird, in der Regel keinen Anstieg der Streckgrenze von mehr als 10% aufweist [1,7,8]. Darüber hinaus ist neben der Veränderung der Festigkeit in der Regel auch ein Verlust der Duktilität mit höheren Dehnungsraten verbunden.

Üblicherweise wird die Veränderung der Festigkeitseigenschaften von Stahl bei erhöhten Dehnungsgeschwindigkeiten durch den Parameter *DIF* ("*dynamic increase factor*" - dynamischer Erhöhungsfaktor) beschrieben, der durch das Verhältnis zwischen der bei erhöhten Dehnungsgeschwindigkeiten beobachteten Festigkeit und der unter statischen Belastungen beobachteten Festigkeit gegeben ist. In der Literatur sind bereits Modelle zur Darstellung des dynamischen Erhöhungsfaktors der Streckgrenze verfügbar [9,10], wie z.B. das Johnson-Cook-Modell [9], dass die Variation der Festigkeit mit der Dehnungsrate als logarithmische Funktion beschreibt.

Da Verbindungen in der Regel aus verschiedenen Stahlsorten bestehen (typischerweise aus hochfestem Stahl für Schrauben und Baustahl für Platten), ist es im Hinblick auf die Auswirkungen von Dehnungsgeschwindigkeiten auf das globale Verhalten von Stahlverbindungen leicht zu verstehen, dass sich ihr dynamisches Verhalten stark von dem statischen unterscheiden kann, abhängig von den Dehnungsgeschwindigkeitseigenschaften der Materialien, aus denen Platten und Schrauben bestehen. Im Allgemeinen wird eine Zunahme ihrer elastischen und ultimativen Widerstandsfähigkeit beobachtet, während ihre Duktilitätskapazitäten tendenziell abnehmen, wenn die Geschwindigkeit der Belastung zunimmt [1-4]. Angesichts der Tatsache, dass eine gute lokale Duktilität von Verbindungen in einem strukturellen Maßstab sehr wichtig ist, um die Entwicklung alternativer Lastpfade in Strukturen zu ermöglichen [11,12], ist es klar, dass der Effekt von Dehnungsraten in der Strukturmodellierung angemessen berücksichtigt werden muss.

In diesem Kapitel wird über die Zusammenfassung der im Rahmen des FREEDAM-Projekts [13] erzielten Ergebnisse und Schlussfolgerungen berichtet, die das Verhalten der FREEDAM-Verbindungen unter Stoßbelastung betreffen. Für weitere Informationen zu diesen Ergebnissen können die Dissertationen von Marina D'Antimo [14] und Ana Francisca Santos [15] berücksichtigt werden.

5.2 FREEDAM-DÄMPFER UNTER STOSSBELASTUNG

5.2.1 *Beschreibung der getesteten Probekörper und des Versuchsprogramms*

Die in Abbildung 5.1 gezeigten Probekörper ähneln denen, die für die zyklischen Versuche verwendet wurden. Bei diesen Proben handelt es sich um doppelte Überlappungsscher-Verbindungen mit einem Paar zusätzlicher 8-mm-Stahlplatten (aus Stahl S275 JR), die mit thermischem Spritzen (Reibbeläge) beschichtet und mit M20-Schrauben vorgespannt wurden. Der Probekörper besteht aus zwei verschiedenen Teilen. Der erste ist der "Schlupfteil", bei dem die Innenplatte (aus Edelstahl AISI304) geschlitzt ist, um den geschlitzten Vouten-Flansch der FREEDAM-Verbindung zu simulieren. Der zweite Teil ist der "Festteil", bei dem eine Innenplatte aus Stahl S275 JR verwendet wird, um die Probekörper mit der Prüfeinrichtung zu verbinden. Außerdem sind zwei externe Stahlplatten (mit einer Dicke von 15 mm) zwischen den Schraubenköpfen und den Reibbelägen angebracht, um die Ausbreitungswirkung der Schraubenkräfte an der Schnittstelle zu reproduzieren. Drei verschiedene Veränderungen der "Standard"-Konfiguration aus Abbildung 5.1 wurden nach Eurocode 3 [16] bemessen, so dass verschiedene Versagensarten des Reibungsdämpfers untersucht werden konnten (Abbildung 5.2).

Das gesamte Versuchsprogramm ist in Tabelle 5.1 zusammengefasst und in drei Gruppen unterteilt. In der ersten Gruppe (Gruppe A) wurde die Probekörperkonfiguration (*a*) (Abbildung 5.2) verwendet, die zwei Langlöcher mit einer Gesamtlänge von 41 mm, Innenplatten mit einer Dicke von 30 mm und vorgespannte M20 10.9 HV-Schrauben enthält. In Gruppe B wurden in allen acht Versuchen Schrauben M20 8.8 SB verwendet. Bei diesen Versuchen wurde für die statischen Versuche die Probe (*a*) und für die Stoßversuche die Probe (*b*) verwendet, die sich von der Probe (*a*) durch die Länge des Langlochs unterscheidet (sie hat nur ein längeres Langloch, Abbildung 5.2). Schließlich wurde in Gruppe C der Probekörper (*c*) verwendet, der sich von der Konfiguration (*a*) in der Dicke der Innenplatten unterscheidet (hier wurde eine Dicke von 10 mm angenommen), so dass eine Platte im Lochleibungsversagen getestet werden konnte. Zusätzlich wurde die Breite der Innenplatte am „Festteil“ vergrößert, um den Versagensmodus am „Schlupfteil“ des Probekörpers zu gewährleisten. Außerdem wurden die drei verschiedenen Beschichtungsmaterialien, die aus den Ergebnissen der zyklischen Versuche an den FREEDAM-Dämpfern ausgewählt wurden, nämlich M1, M4 und M6, in jedem Gruppenversuch verwendet.

Insgesamt wurden 32 Stoßversuche durchgeführt. Darüber hinaus wurden auch 8 quasistatische Versuche ausgeführt, um ein Basisverhalten der Proben zum Vergleich mit den Ergebnissen der Stoßversuche zu haben. Vor jedem Versuch wurden die Schrauben mit einem kalibrierten Drehmomentschlüssel angezogen, um eine Vorspannkraft F_p gleich $0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ einzuleiten (f_{ub} ist die Schraubenzugfestigkeit und A_s ist die Spannungsquerschnittsfläche). Die Größe des auf jede

Schraube ausgeübten Drehmoments ist abhängig vom Bemessungswert der Vorspannkraft F_p, dem Schraubendurchmesser *d* und dem *k-Faktor* der Schraube.

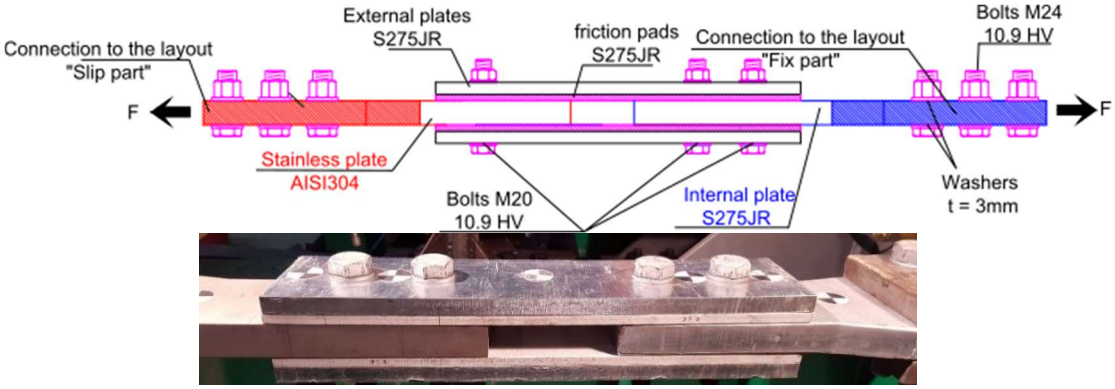
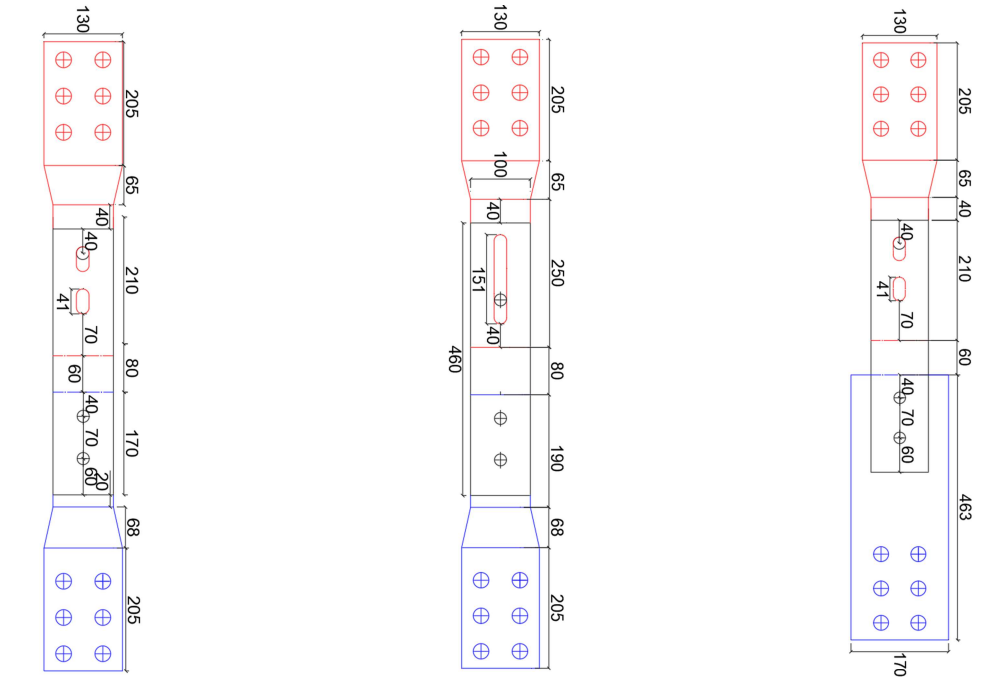


Abbildung 5.1 – FREEDAM-Probekörper: Laterale Ansicht



Konfiguration - a *Konfiguration - b* *Konfiguration - c*

Abbildung 5.2 – Getestete Probekörper: Vorderansicht (Abmessungen in mm).

Tabelle 5.1: Experimentelles Programm

[(1)]ID	Konfig.	Schraube	Vorspannung	[(2)] Versuchs-Typ
Gruppe A				
T3-M4/M1/M6-SI-30	(a)	M20 10.9 HV	122.5 kN	4 Stöße: 20 Bar; 50 Bar; 75 Bar; 100 Bar
T4-M1/M6-FI-30				100 Bar
T8-M4/M6/M1-St.-30				Monotonisch FC: 0.2 KN/s
T10/11–M4–St. 30				Monotonisch DC: 0.01 mm/s
Gruppe B				
T1-M1-SI-30	(b)	M20 8.8 SB	98 kN	3 Stöße: 40 Bar; 60Bar; 80 Bar
T2-M1-FI-30				80 Bar
T1-M6-SI-30				3 Stöße: 20 Bar;40 Bar; 60 Bar
T7-M1/M6-St.-30	(a)			Monotonisch FC: 0.2 kN/s

Gruppe C				
T5-M4- SI-10	(c)	M20 10.9 HV	122.5 kN	5 Stöße: 50 Bar; 80 Bar; 100 Bar; 120 Bar; 150 Bar
T5-M1/M6- SI-10				3 Stöße:50 Bar; 100 Bar; 150 Bar
T9-M1-St.-10				Monotonisch [(2)]FC: 0.2 kN/s
[(1)] ID-Versuch: Tn - X - Tt – Pt: Tn = Versuchs-Nummer - X= ID Beschichtungsmaterial (M4, M1, M6) – Tt= Versuchstyp: Sequentiell (SI), voller Stoß (FI), Statisch (St.) – Pt = Innere Plattendicke [mm]) [(2)]FC – Kraftsteuerung; DC - Verschiebungssteuerung				

5.2.2 *Beschreibung des Versuchsaufbaus*

Der Versuchsaufbau für die Stoßversuche ist in Abbildung 5.3 schematisch dargestellt. Er besteht aus zwei HEB-500-Trägern, die horizontal angeordnet und am Spannfeld des Labors befestigt sind. An einem Ende sind diese Träger orthogonal mit einem starren Reaktionsrahmen verschraubt, der aus zwei IPE-450-Elementen besteht, während sie am anderen Ende mit einem HEB-650-Element verbunden sind. Alle Stahlteile der Aufbaustruktur wurden aus S355 Stahlsorte gefertigt. Auf diese Weise wird eine sehr steife Struktur aufgebaut, die Stöße ohne Verformungen oder Verdrehungen aufnehmen kann. Außerdem ist das Stahlprofil, auf das die Stoßkraft einwirkt (*"fliegender Träger" / "flying beam"*), parallel zum starren Reaktionsrahmen angeordnet und besteht aus einem Querschnitt mit sehr hoher Steifigkeit (HEM-340), um keine signifikanten Verformungen zu erleiden, wenn die Stoßkraft einwirkt. Am gegenüberliegenden Ende der Lasteinleitung ist dieser Träger durch einen Drehpunkt eingespannt. Weitere Details zum Versuchsaufbau sind in [17] zu finden.

Der Probekörper ist mit dem fliegenden Träger und dem Reaktionsrahmen verbunden. Die Randbedingungen des Probekörpers sind abhängig von der Art der zu übertragenden Lasten. In diesem Fall wurde der Probekörper über zwei Gelenke verbunden, um nur einachsige Zugkräfte zu übertragen (Abbildung 5.3).

Mit dieser Anordnung können zwei Arten von Stoßversuchen durchgeführt werden - voll und sequenziell (FI oder SI). Bei einem sequenziellen Versuch wird derselbe Probekörper mehrfach belastet und entlastet, mit höherem Druck in jeder Sequenz, bis zum Versagen (rote Linien in Abbildung 5.4). Auf diese Weise ist es möglich, den ungefähren Wert des Drucks zu bestimmen, der zum Erreichen des Versagens erforderlich ist. Außerdem kann aus der Entlastungsphase der Probe eine Abschätzung der elastischen Steifigkeit der Probe gewonnen werden. Für einen vollständigen Stoßversuch wird der Versagensdruck aus dem sequenziellen Versuch verwendet.

Für die Prüfung der Probekörper unter Stoßbelastung ist die erforderliche Messtechnik aufgrund des dynamischen Charakters der Belastungen nicht so einfach wie bei den quasistatischen Versuchen. Erstens können die Trägheitskräfte des Systems nicht mehr vernachlässigt werden und zweitens muss die verwendete Messtechnik spezifisch für die Aufzeichnung von Versuchen mit kurzen Laufzeiten sein. Es ist dann notwendig, neben der Kraft und den Verschiebungen auch Beschleunigungen und Geschwindigkeiten abzulesen. Die Kraft wurde mit einer Kraftmessdose abgelesen, während die Verformung der Probe und des "fliegenden Trägers" mit Laser-Triangulationssensoren gemessen wurde. Außerdem wurde eine Photron-Hochgeschwindigkeitskamera verwendet, die die Versuche aufzeichnete und Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen während der Versuche an bestimmten Punkten der Probe lieferte. Um die Trägheitskräfte des Trägers zu berücksichtigen, wurden außerdem mit

zwei Beschleunigungsaufnehmern die Beschleunigungen am Massenschwerpunkt des "fliegenden Trägers" a_{cm} und am Punkt der Krafteinleitung a_f aufgezeichnet.

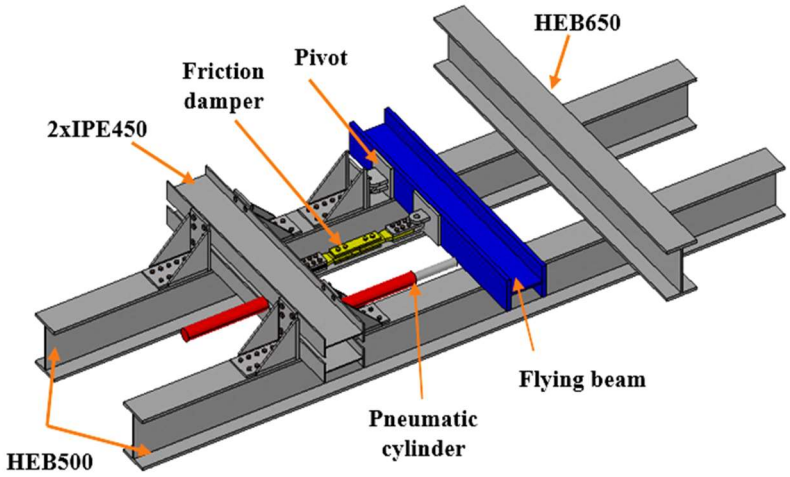


Abbildung 5.3 – Skizze des Versuchsaufbaus für Stoßversuche - Reibungsdämpfer-Versuche

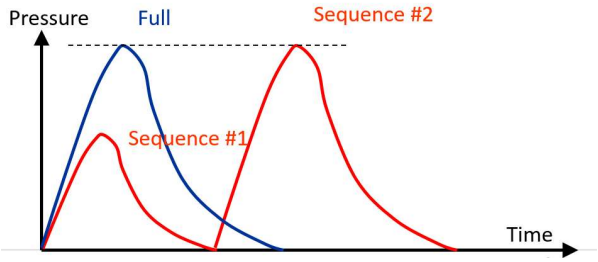


Abbildung 5.4 – Arten von Stoßversuchen - Kräfteverlaufsschema

5.2.3 *Ergebnisse der experimentellen Versuche*

Der Hauptzweck dieser experimentellen Tätigkeiten war es, das Verhalten der FREEDAM-Dämpfer unter Stoßbelastung zu untersuchen und zu bewerten, ob die Dehnungsraten, die im Allgemeinen durch diese Art der Belastung induziert werden, das unter quasistatischer Belastung beobachtete Referenzverhalten der gleichen Probekörper signifikant verändern. Diese Bewertung wurde mit einem Dynamikfaktor "*DF*" (Gl. 5.1) berechnet:

$$DF_{Pi} = \frac{P_{i,imp}}{P_{i,st}} \tag{5.1}$$

dem das Verhältnis zwischen einem bestimmten Verhaltensparameter (P_i) unter Stoßbelastung (*imp*) und demselben Parameter unter quasistatischer Belastung (*st*) entspricht;

Es wurden fünf Verhaltensparameter ausgewählt, nämlich: der Haftreibungskoeffizient (μ), die Bemessungs- und Endfestigkeit (F_y und F_u), die anfängliche elastische Steifigkeit nach dem Auftreten von Schlupf (S_{ini}) und die Duktilitätskapazität des Dämpfers nach dem Auftreten von Schlupf (δ_u). Als Beispiel sind in Abbildung 5.5 diese Verhaltensparameter für die Versuche der Gruppe A (Tabelle 5.1), mit der Beschichtung M1, dargestellt. In Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 sind die ermittelten dynamischen Faktoren für alle untersuchten Fälle zusammengefasst.

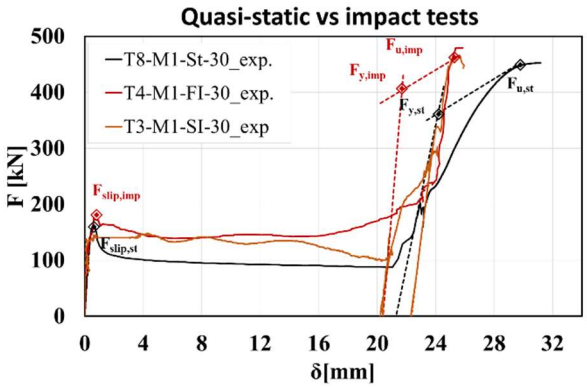


Abbildung 5.5 – Experimentelle Kraft-Weg-Kurven (Gruppe A, M1)

Tabelle 5.2: Zusammenfassung der Werte der Reibungsdynamikfaktoren und der Reduzierung des Reibungswiderstandes

Material	**Schraubenklasse**	F_k/F_{slip}		DF_{fricf}
		Statisch	**Stoß**	
M4	10.9 HV	0.8	0.84	1.06
M1	10.9 HV	0.7	0.9	1.04
	8.8 SB	0.48	0.84	1.09
M6	10.9 HV	0.5	1.15	1.13
	8.8 SB	0.67	0.83	1.03
F_k – kinematische Schlupfkraft (Kraft am Ende des Schlupfes); F_{slip} – Anfangsschlupfkraft (Abbildung 5.5)				

Tabelle 5.3: Zusammenfassung der Werte der Dynamikfaktoren nach dem Auftreten von Schlupf

Parameter	**DF**	**Gruppe**		
		A	**B**	**C**
S	DF_S	1.37	1.28	1.44
$\mathbf{F_y}$	DF_y	1.08	-	1.3
$\mathbf{F_u}$	DF_u	1.04	1.09	1.11
$\mathbf{\delta_u}$	DF_δ	0.72	0.57	0.44

Aus den Ergebnissen lassen sich die wichtigsten Schlussfolgerungen für das Verhalten der FREEDAM-Dämpfer ableiten:

- Unter Stoßbelastung wurde generell eine Erhöhung des Anfangsreibungswiderstandes beobachtet ($DF_{friction}$ in Tabelle 5.2). Darüber hinaus wurde während des Schlupfes sowohl bei stoßartigen als auch bei quasistatischen Versuchen eine Verschlechterung der Gleitkraft beobachtet (F_k/F_{slip} in Tabelle 5.2). Unabhängig vom Beschichtungsmaterial war diese Verminderung in den Versuchen jedoch weniger signifikant, wahrscheinlich weil bei hohen Belastungsraten der anfängliche Reibungskoeffizient näher am kinetischen Koeffizienten liegt. Aus dieser Perspektive kann die Anwendung von Reibungsdämpfern innerhalb von Verbindungen deren Leistung unter schnell einwirkenden Lasten erhöhen, da ihr Reibungswiderstand durch das Vorhandensein erhöhter Dehnungsraten gesteigert wird.
- Auch die elastische Anfangssteifigkeit nach dem Schlupf (S) nahm für höhere Belastungsraten zu, was mit der Zunahme der Festigkeit der Materialien zusammenhing, aus denen die Komponenten des Reibungsdämpfers bestehen.

- Der Einfluss der Belastungsraten auf den Endwiderstand und die Duktilität des Reibungsdämpfers war signifikanter, wenn der Probekörper durch Lochleibung statt durch die Schraube unter Schubbeanspruchung versagte (ein Anstieg des Widerstands um 11% gegenüber 5% und ein Rückgang der Duktilität um 50% gegenüber 30%). Dies liegt daran, dass der in Platten verwendete rostfreie Stahl eine höhere Empfindlichkeit gegenüber unterschiedlichen Dehnungsraten aufweist als der in Schrauben verwendete hochfeste Stahl [18,19].
- Bei den getesteten Probekörpern änderten sich die in den statischen Versuchen beobachteten Versagensarten auch bei hohen Belastungsraten nicht. Die Veränderungen im statischen Versagensmodus von Verbindungen aufgrund von Stoßbelastungen sind immer noch nicht vollständig verstanden, da sie von mehreren Aspekten wie den mechanischen und geometrischen Eigenschaften der Teile, aus denen eine Verbindung besteht (wie der Dicke der Platten und/oder der Schraubenqualität), der Rate des Versuchs und den experimentellen Randbedingungen abzuhängen scheinen. Zum Beispiel zeigte die von Ribeiro et al. [20] durchgeführte parametrische Studie, dass die T-Stummel-Komponente mit der Erhöhung der Belastungsrate spröde Versagensarten zeigt. Andererseits beobachteten andere Autoren wie [3,4] immer den gleichen Versagensmodus, unabhängig von der Dicke der Platten oder der angewandten Belastungsrate.

5.2.4 *Simulation der Testergebnisse*

Im Anschluss an die im vorherigen Abschnitt beschriebene experimentelle Kampagne wurde eine numerische Studie durchgeführt, um das Wissen über das Verhalten des Reibungsdämpfers zu erweitern. Zunächst wurde das Modell durch Simulation der experimentellen Ergebnisse kalibriert. Nach dieser Kalibrierung wurde eine parametrische Studie durchgeführt, bei der folgende Faktoren berücksichtigt wurden: (i) vier innere Plattendicken, nämlich 8 mm, 10 mm, 15 mm und 30 mm, um verschiedene Versagensarten zu aktivieren, (ii) Variation der anfänglichen Schraubenvorspannung und (iii) verschiedene Geschwindigkeitsraten.

Alle numerischen Analysen wurden mit der Software ABAQUS durchgeführt, wobei der dynamische implizite Solver [21] mit der quasistatischen Prozedur zur Erfassung des quasistatischen Verhaltens und der moderaten Dissipationsprozedur zur Erfassung des dynamischen Verhaltens der Proben verwendet wurde.

Das Modell hat die gleiche Geometrie wie die im vorherigen Abschnitt experimentell getesteten Probekörper (Abbildung 5.6). In der Gleitplatte wurde keine Einspannung vorgesehen, und auf der anderen Seite wurde die feste Innenplatte in Richtung der Anwendung der Verschiebung eingespannt. Bezüglich der angewandten Belastung wurden zwei aufeinanderfolgende Schritte definiert. Zunächst wurden die Schrauben mit einem Temperaturgradientenansatz vorgespannt und dann wurde das innere Edelstahlblech gezogen. Für die quasi-statische Analyse wurden die Verschiebungen monoton aufgebracht. Um die dynamischen numerischen Modelle zu kalibrieren, wurden die experimentellen Weg-Zeit-Kurven als Randbedingung verwendet.

Das Modell wurde mit Volumen-Elementen des Typs C3D8R (Kontinuums-Elemente erster Ordnung mit reduzierter Integration) mit "Hex"-Elementform erstellt, die ein nichtlineares Geometrie- und Materialverhalten ermöglicht. Normale Kontaktbedingungen wurden mit der Eigenschaft "Hart-Kontakt" eingeführt, die eine Trennung ermöglicht. Bezüglich des

tangentialen Verhaltens wurden je nach Kontaktfläche unterschiedliche Eigenschaften angenommen. Für die Teile, die nicht in Kontakt mit den Reibungszwischenlagen waren, wurde ein Reibungskoeffizient gleich 0.2 mit einer "*penalty*" – Formulierung angenommen. Für die übrigen Teile war der angenommene Wert des Reibungskoeffizienten gleich dem experimentellen Wert. Darüber hinaus wird, wie im vorherigen Abschnitt beschrieben, beim Schlupf des Reibungsdämpfers generell eine Verschlechterung des Reibungswiderstandes beobachtet. Dieser Effekt wurde als Verschlechterung der Vorspannkraft in den Schrauben gemäß den experimentellen Ergebnissen betrachtet. Für die Stoßversuche wurde ein schlupfratenabhängiges Modell unter Berücksichtigung des in Tabelle 5.2 angegebenen DF_{frict} angenommen.

Ein wichtiger Aspekt dieser numerischen Untersuchungen war die Charakterisierung der Materialeigenschaften der verschiedenen Teile des Dämpfers, da für eine vollständige Charakterisierung des Verhaltens des Dämpfers (statisch und dynamisch) eine vollständige Charakterisierung der Spannungs-Dehnungs-Kurven der Materialien erforderlich ist, einschließlich der Schädigung sowie des Einflusses der Dehnungsraten in diesen Kurven. Die Schädigung der Materialien wurde mit Hilfe des in ABAQUS verfügbaren duktilen Schädigungsmodells berücksichtigt, während das Johnson-Cook-Modell zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Dehnungsraten verwendet wurde [22].

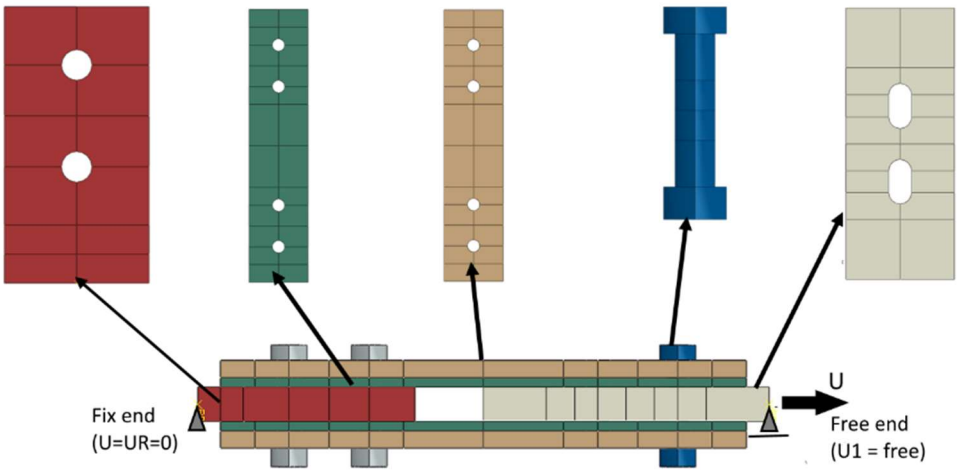


Abbildung 5.6 – Numerisches Modell eines Reibungsdämpfers: Geometrie und Randbedingungen

Die numerischen Untersuchungen konnten das in den experimentellen Versuchen beobachtete Verhalten in Bezug auf die Kraft-Weg-Kurven recht gut beschreiben, wie in Abbildung 5.7 für die zuvor gezeigten Versuchskurven beispielhaft dargestellt.

Die Erhöhung der Anzahl der untersuchten Parameter ermöglichte die Beobachtung verschiedener Versagensmodi und Verformungsniveaus aller Komponenten des Dämpfers, was die Bewertung von Trendlinien ermöglichte, die die Wirkung von Dehnungsraten für einen bestimmten Verhaltensparameter beschreiben, wie in Abbildung 5.8 für die Bruchfestigkeit und Verformung der Schraube und der Gleitplatte dargestellt. Diese Trendlinien wurden dann in einem analytischen Modell angewendet, um diese Elemente zu charakterisieren [23].

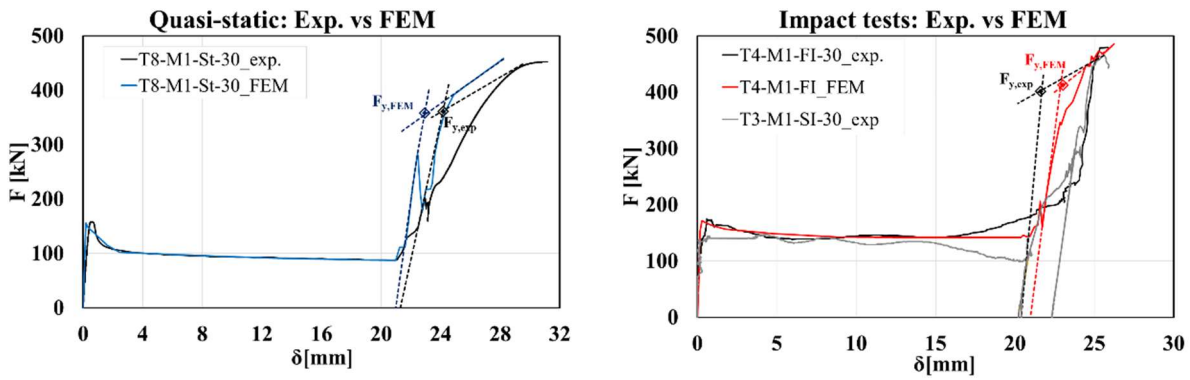


Abbildung 5.7 - Experimentelle Versuche vs. numerische Untersuchungen

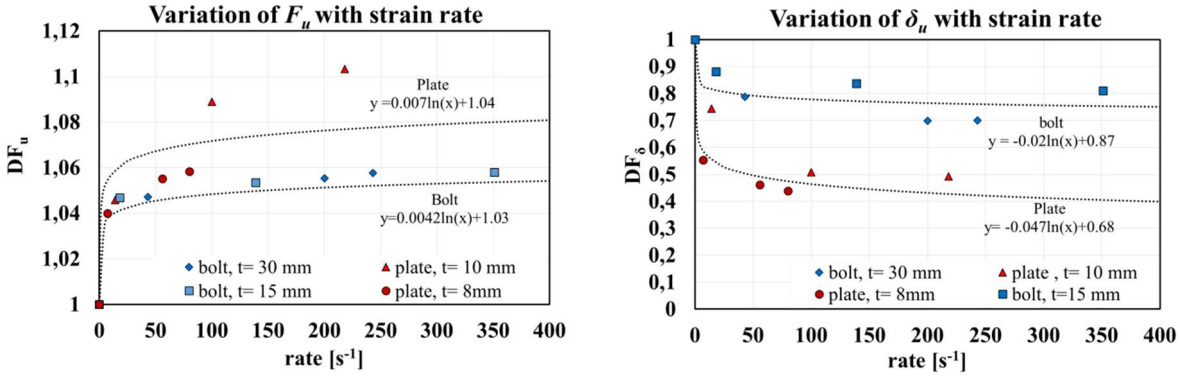


Abbildung 5.8 – Einfluss der Geschwindigkeit auf das Verhalten des Reibungsdämpfers

5.3 FREEDAM-VERBINDUNGEN UNTER STOSSBELASTUNG

5.3.1 *Getestete Typologien*

Die an der Universität Coimbra und der Universität Lüttich getesteten Probekörper haben ähnliche Konfigurationen, mit Ausnahme der Stützen, bei denen HEM-340 und HEB-220 für die äußeren bzw. inneren Verbindungen verwendet wurden, wie in Abbildung 5.9 und Abbildung 5.10 dargestellt. Bei diesen Probekörpern handelt es sich um eine Änderung einer DST-Verbindung („*Double Split Tee*“), bei der der untere T-Stummel durch einen Reibungsdämpfer ersetzt wird, der aus zwei Winkeln und vorgespannten Reibbelägen besteht, die sich auf einer zusätzlichen Voute befinden, die mit vorgespannten M12-Schrauben der Klasse 10.9 HV am unteren Flansch eines IPE-220-Trägers befestigt ist. Die Winkel und vorgespannten Reibbeläge, aus denen der Reibungsdämpfer besteht, sind mit sechs M20 10.9 HV Schrauben verbunden, von denen zwei mit 30% der vom Eurocode 3 Teil 1-8 [24] empfohlenen Vorspannkraft vorgespannt wurden: 50 kN.

Der obere Flansch des Trägers ist über einen verschraubten T-Stummel mit der Stütze verbunden, während der untere Flansch mit der zusätzlichen Voute verschraubt ist, die mit der Stütze über ein System von Winkeln verbunden ist. Zwischen dem Voutenflansch und den Winkeln befinden sich Reibbeläge aus einem speziellen Material (mit M4 gekennzeichnet), die den Reibungsdämpfer bilden. Um einen ausreichenden Hub für den Reibungsdämpfer zu haben, hat der Voutenflansch außerdem mehrere Langlöcher. Alle Elemente sind aus S275JR-Stahl gefertigt, mit Ausnahme des Voutenflansches, der aus Edelstahl AISI 304 hergestellt ist.

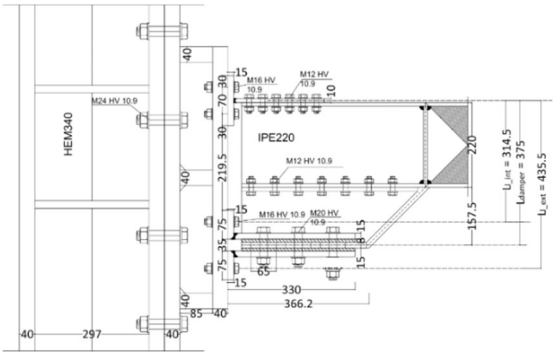


Abbildung 5.9 – Getesteter externer Anschluss (Universität von Coimbra)

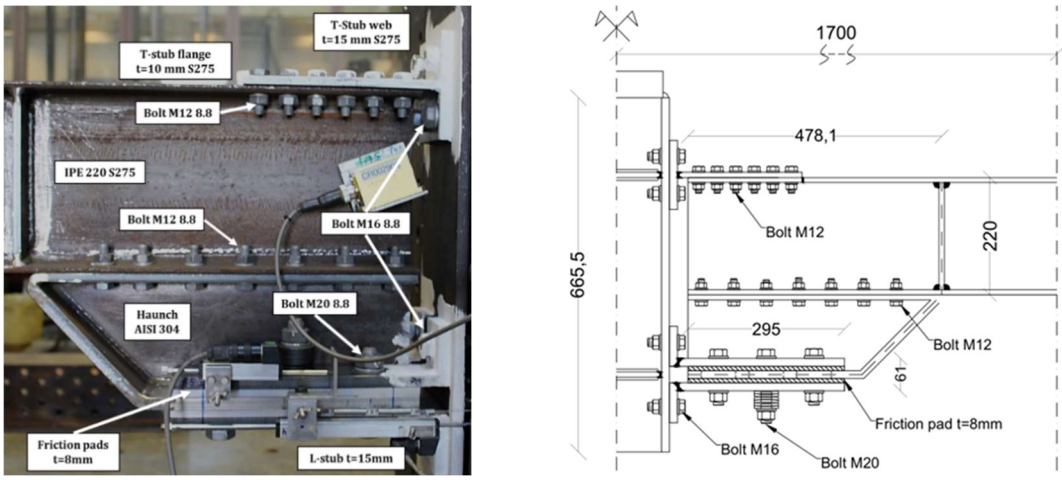


Abbildung 5.10 – Hauptkomponenten des internen Anschlusses (Universität Lüttich)

5.3.2 *Untersuchungen zu externen Anschlüssen*

5.3.2.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus und des Versuchsprogramms

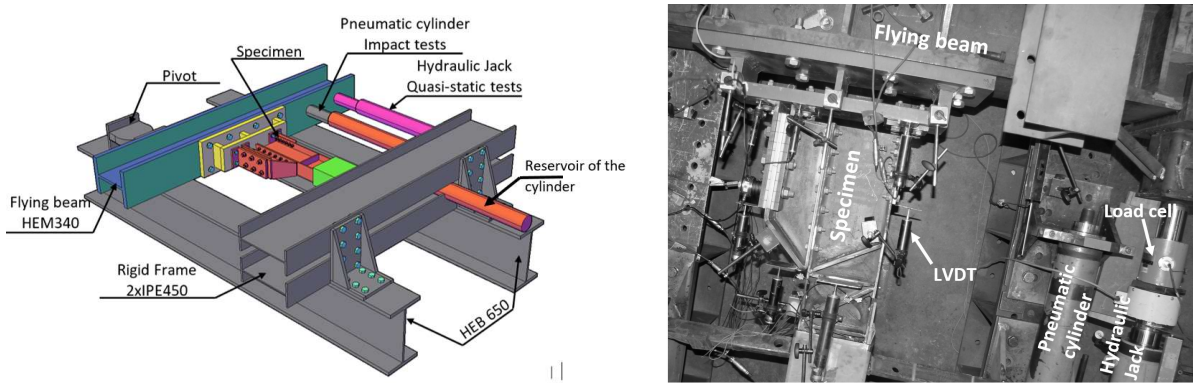
Die Verbindung wurde unter Biegebeanspruchung getestet und die Versuchskampagne umfasste insgesamt vier Versuche (Tabelle 5.4): einen quasistatischen Versuch und drei Stoßversuche. Bei den Versuchen wurde die Stoßkraft sequentiell aufgebracht. Die in Tabelle 5.4 angegebenen Geschwindigkeitswerte nach dem Druck der Versuche entsprechen der anfänglich geschätzten Geschwindigkeit des Aktuators. Es ist zu beachten, dass diese Geschwindigkeit während der Versuche nicht konstant ist.

Tabelle 5.4: Experimentelles Programm

Versuchstyp	Quasi-statisch	Aufprall
Lade-Schema	Monotonisch:	Sequentieller Stoß:
	Verschiebungs-Steuerung 0.02 mm/s	75 Bar (500 mm/s); 120 Bar (1000 mm/s); 200 Bar (1200 mm/s)

Der Versuchsaufbau ist derselbe wie bei den experimentellen Versuchen an den FREEDAM-Dämpfern (Kapitel 2), jedoch ist in diesem Fall die Verbindung direkt mit dem "fliegenden Träger" verschraubt und am gegenüberliegenden Ende mit einer Einschränkung verbunden, die die vertikalen Bewegungen des Trägers behindert, aber das horizontale Gleiten erlaubt

(Abbildung 5.11). Die verwendete Messtechnik war ebenfalls die gleiche wie bei den experimentellen Versuchen mit den FREEDAM-Dämpfern (Kapitel 2).



a). 3D-Zeichnung *b). Foto eines Teils des Versuchsaufbaus*

Abbildung 5.11 – Experimenteller Aufbau

5.3.2.2 Ergebnisse der experimentellen Versuche

Abbildung 5.12 zeigt die experimentellen Biegemoment-Rotations-Kurven (M–Ø), die in jeder Stoßsequenz (Stoß 1, Stoß 2 und Stoß 3) erhalten wurden, sowie die quasi-statische M-Ø-Kurve.

Unabhängig von der Belastungsart zeigt das Anfangsverhalten der Versuchskurven, dass das Verbindungsverhalten bis zum End-Hub der Langlöcher durch das Reibungsdämpferverhalten bestimmt wird. Vergleicht man das quasistatische mit dem Stoßverhalten (Stoß 1 - #75 Bar), so wurde ein *DF*-Faktor gleich 1.14 für den Reibungswiderstand (M_{slip} in Abbildung 5.12) beobachtet. Außerdem kommt es während des Schlupfes unter quasistatischer Belastung zu einer sichtbaren Verschlechterung des Reibungswiderstandes, während unter Stoßbelastung dieser Wert ansteigt, was mit der Erhöhung der Geschwindigkeit durch den Schlupf zusammenhängt [25].

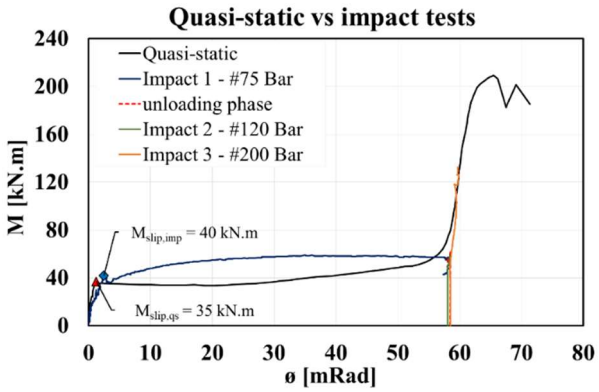


Abbildung 5.12 – Experimentelles Rotationsverhalten der Verbindung: quasistatische vs. Stoßversuche

Nach dem vollständigen Schlupf der Reibeinrichtung werden zusätzliche Komponenten der Verbindung aktiviert und einige nicht-dissipative Teile der Verbindung beginnen zu fließen. Unter quasistatischer Belastung wurde das Versagen des T-Stummels auf Biegung mit Gewindeausreißversagen in den Schrauben des T-Stummel-Flansches erreicht (Abbildung 5.13). Obwohl unerwünscht, ist dieser Versagensmodus ein typisches Versagen für HV-Schrauben auf

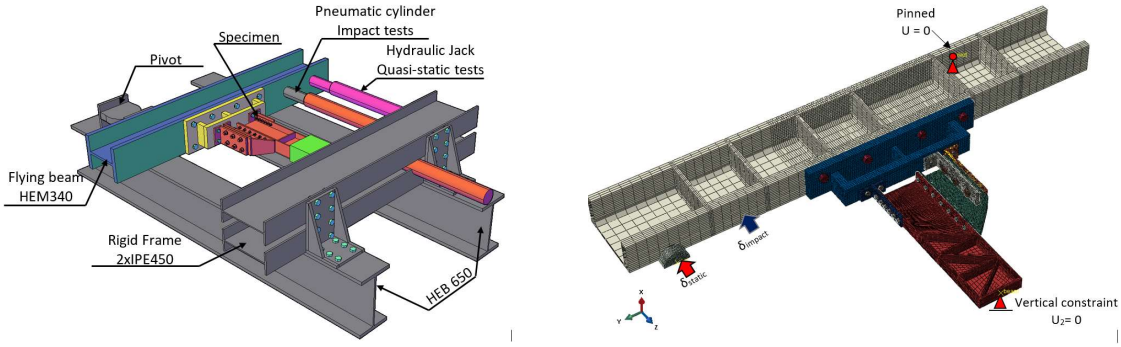
Zug und folglich auch für T-Stummel mit HV-Schrauben, wenn sie für den Versagensmodus 2 oder 3 ausgelegt sind [1,26,27].

Was die Stoßprüfungen betrifft, so wurden nach dem ersten Stoß (Stoß 1 - #75 Bar) zwei weitere Versuche bei höheren Druckwerten durchgeführt. Leider reichten diese Druckwerte nicht aus, um das Versagen der Verbindung zu bewirken. Es ist jedoch zu beobachten, dass nach dem Schlupf das Stoßverhalten dem statischen folgt.

Abbildung 5.13 – Verbindung nach dem Versagen: T-Stummel

5.3.2.3 Simulation der Versuchsergebnisse

Die numerischen Untersuchungen der Versuche an der FREEDAM-Verbindung wurden mit der Software ABAQUS durchgeführt. Um die Berechnungszeit zu verringern, wurde der Versuchsaufbau vereinfacht. Da der Aufbau in der YZ-Ebene symmetrisch ist, wurde erstens nur die Hälfte des Aufbaus modelliert. Anschließend wurde der Reaktionsrahmen weggelassen. Darüber hinaus wurden die Auflager mit Referenzpunkten modelliert, wodurch die erforderlichen Zwangsbedingungen in den Zonen, die mit den Auflagern in Kontakt sind, auferlegt wurden (gepinnte Einschränkung und vertikale Einschränkung in Abbildung 5.14b), während die Stange des Aktuators als ein massives Objekt modelliert wurde, in dem zeitliche Verschiebungen angewendet werden.



a). Experimentelles 3D-Schema *b). Modell*

Abbildung 5.14 – FEM-Modelle: Randbedingungen

Insgesamt wurden fünf verschiedene Teile betrachtet: (i) der HEM-340-Träger "fliegender Träger"; (ii) der IPE-220-Träger; (iii) der Aktuator; (iv) das starre Teil, das die Verbindung mit dem HEM-340-Träger verbindet und (v) alle Teile der FREEDAM-Verbindung. Alle Schrauben wurden als ein einziges Stück aus Schraube+Kopf+Mutter modelliert, mit Ausnahme der M16 HV-Schrauben, bei denen der Übergang zwischen dem glatten Schaft und den Gewinden durch eine Verringerung der Querschnittsfläche der Schraube modelliert wurde, wie es von Grimsno

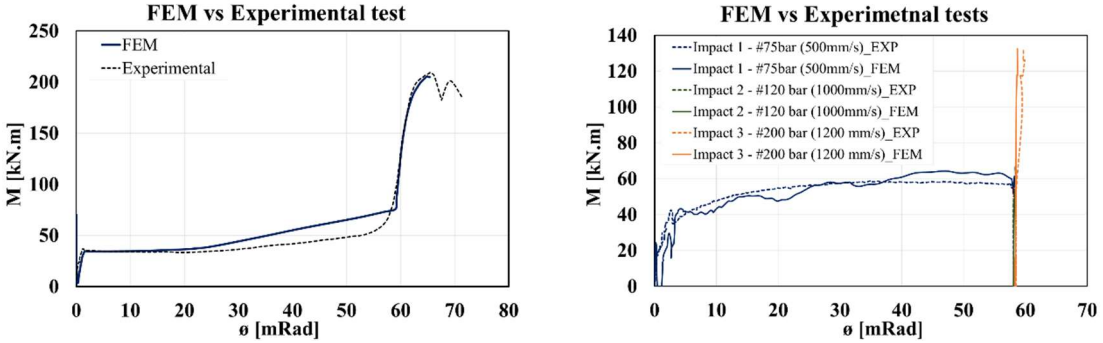
et al. [28] vorgeschlagen wurde (Abbildung 5.15), um das im experimentellen Versuch beobachtete Versagen durch Ablösen der Mutter besser beurteilen zu können.

Hinsichtlich der Modellierungseigenschaften/Annahmen (Vernetzung, Kontakt-Interaktionen, Vorspannung, Materialeigenschaften, etc.) wurde auch hier der Ansatz verwendet, der für die Modelle der FREEDAM-Dämpfer verwendet wurde.

a). Abmessungen (in mm) *b). Vernetzung*

Abbildung 5.15 – M16 HV-Schraubenmodellierung

Die numerischen Untersuchungen wurden in zwei Teile getrennt: zuerst wurden die experimentellen Versuche simuliert (Abbildung 5.16) und danach wurde eine Parameterstudie durchgeführt, die Folgendes berücksichtigte: (i) Biegerichtung (negativ und positiv), (ii) Auswirkung der Schraubenduktilität durch Simulation der Verwendung von 2 Muttern in den HV-Schrauben und (iii) die Belastungsrate.



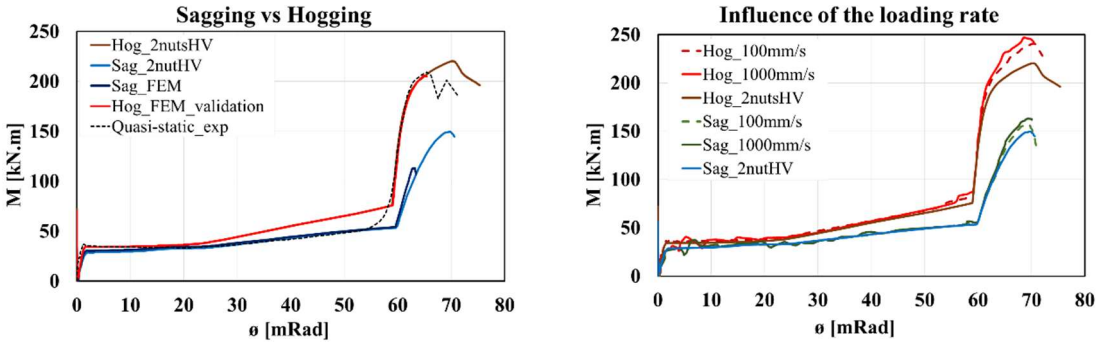
a). Quasi-statischer Versuch *b). Versuch mit Stoßbelastung*

Abbildung 5.16 – FEM vs. Experimentelle Versuche

Auf der Grundlage der numerischen Ergebnisse wurden die folgenden Schlussfolgerungen gezogen:

- Die numerische Untersuchung zeigte, dass das Anschlussverhalten unter negativem und positivem Biegemoment nicht symmetrisch ist (Abbildung 5.17a). Diese Asymmetrie bis zum Schlupf wurde mit der höheren Öffnung der L-Stummel im Vergleich zur Öffnung der T-Stummel unter negativem Biegemoment in Verbindung gebracht [29]. Nach dem Schlupf ist das asymmetrische Verhalten auf den unterschiedlichen Beitrag der oberen und unteren L-Stummel zurückzuführen, was hauptsächlich auf die Verformung der Reibungsdämpfer-Schrauben in Scherung und bei der Endbelastung zurückzuführen zu sein scheint, die nicht alle in Kontakt mit beiden L-Stummel-Stegen waren. Durch FE konnte jedoch gezeigt werden, dass dieses Verhalten verbessert werden kann, indem das Versagen des spröden Muttergewindes bei den Schrauben der T-Stummel durch die Simulation der Verwendung von 2 Muttern in diesen Elementen vermieden wird (Abbildung 5.17a).
- Hinsichtlich des dynamischen Verhaltens der Verbindung ist im Allgemeinen zu beobachten, dass mit der Geschwindigkeit der Versuche ein Anstieg des Anfangsreibungswiderstandes ($DF_{friction}$ zwischen 1.02 und 1.14) sowie ein Anstieg des elastischen (DF_{MRd} zwischen 1.1

und 1.15) und des Grenzwiderstandes (DF_{Mu} zwischen 1.05 und 1.12) erfolgt. Umgekehrt nimmt die Duktilitätskapazität ab, wenn auch nicht signifikant ($DF_{Øu}$ zwischen 1.0 und 0.88). Außerdem wurden keine signifikanten Änderungen in der Anfangssteifigkeit der Probekörper beobachtet (Abbildung 5.17b).



a). Einfluss der Wirkungsrichtung und der Schraubenduktilität

b). Einfluss der Belastungsrate

Abbildung 5.17 – Parametrische FEM-Ergebnisse

5.3.3 *Untersuchungen zu internen Anschlüssen*

5.3.3.1 Beschreibung des Versuchsaufbaus

Die Testkampagne, die an den internen Verbindungen durchgeführt wurde, umfasste einen monotonen statischen Versuch und Fallgewichtsversuche an zwei verschiedenen Träger-Stützen-Verbindungen, die mit symmetrischen Reibungsdämpfern (SFDs) ausgestattet waren (Abbildung 5.18).

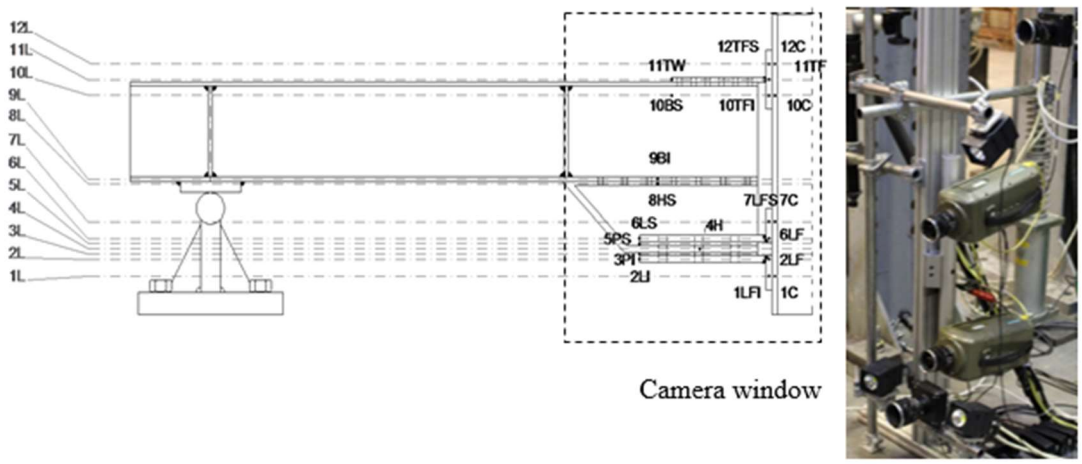


Abbildung 5.18 – Konfiguration des Aufprallversuchs (Hälfte des Probekörpers) mit digitaler Bildkorrelationsmessung

Die Versuche wurden durch eine fallende Masse durchgeführt, die mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten auf den Kopf der Stütze trifft (Abbildung 5.18 und Abbildung 5.20). Bei den durchgeführten Versuchen wurden zwei Parameter geändert: die Fallhöhe der Aufprallmasse, die auf maximal 4.1 m von der Spitze der aufprallenden Stütze festgelegt wurde, und das Gewicht der Fallmasse (M1 = 211 kg und M2 = 460 kg – Abbildung 5.20). Diese Parameter werden entsprechend der angestrebten Aufprallenergie während des Versuchs festgelegt. Die fallende Masse ist mit rohrförmigen Führungselementen verbunden (Abbildung 5.20), die die

Masse bis zum Aufprall und während des Rückpralls führen. Alle Proben werden mit einer alphanumerischen Markierung gekennzeichnet, die die Hauptmerkmale des Versuchs beschreibt, wie in Abbildung 5.19 dargestellt, wobei der Code Folgendes angibt: (i) die Art des Versuchs (IT für Stoßversuch oder ST für statischen Versuch), (ii) die Gelenkkonfiguration (FR für FREEDAM-Anschluss), (iii) die Nummer des Versuchs (01, 02, usw.), (iv) die verwendete Masse (M1 = 211 kg oder M2 = 460 kg) und (v) die Fallhöhe (H250 bedeutet eine Fallhöhe von 250 mm).

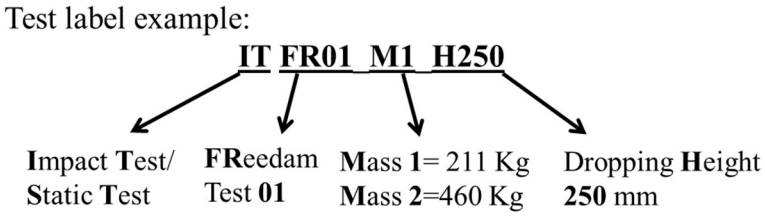
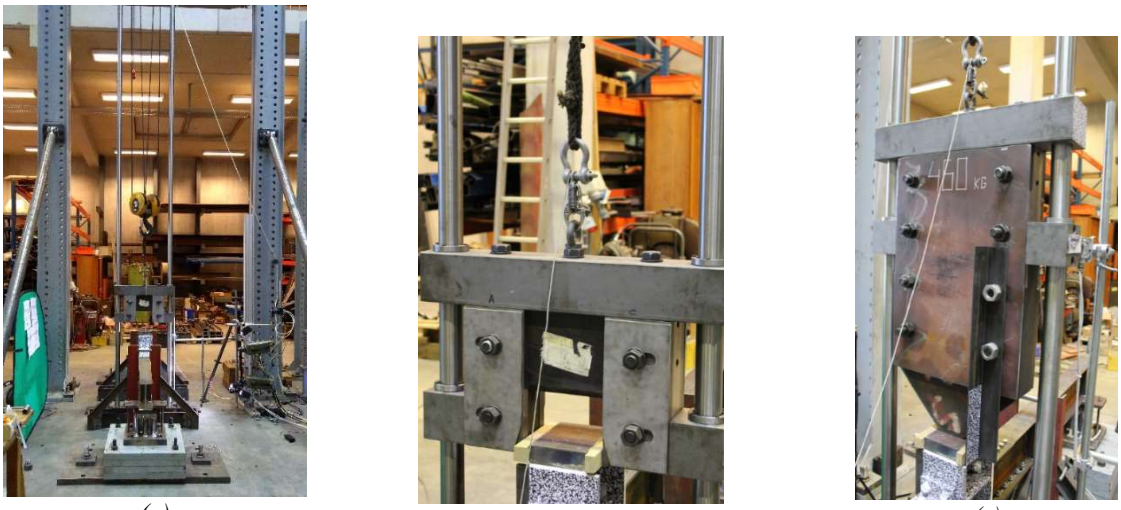


Abbildung 5.19 – Verwendete Nomenklatur für Probekörper



(a) *(b)* *(c)*

Abbildung 5.20 – (a) Aufbau des Aufprallversuchs: Masse M1 (211 kg) (b) und M2 (460 kg) (c)

Es wurden insgesamt 6 Versuche durchgeführt, die in der Tabelle 5.5 aufgeführt sind. Für die Masse M1 reichten die Fallhöhen von 250 mm bis 4300 mm, für die Masse M2 variierten die Höhen von 250 mm bis 3744 mm (maximal nutzbare Höhe unter Berücksichtigung der Belastung des Probekörpers und der Masse). Insgesamt reichten die Fallgeschwindigkeiten von 2.04 m/s bis 8.45 m/s. Es wurden zwei Versuche durchgeführt, wobei Probe 1 fünfmal und Probe 2 einmal mit der maximal ausnutzbaren Schlagenergie beaufschlagt wurde. Eine Zusammenfassung der durchgeführten Versuche findet sich in Tabelle 5.5, wobei "1*" einen aufeinanderfolgenden Schlag auf dieselbe Probe bedeutet.

Außerdem wurden Kalibrierungsversuche an den verwendeten Prüfgeräten, und Zugversuche wurden an dem verwendeten Material durchgeführt. Die Kalibrierversuche bestanden aus vorläufigen Schlagversuchen an einfach gelagerten Trägern [30].

Alle Messungen während der Versuche wurden mit der DIC-Technik („*digital image correlation*“) durchgeführt (Abbildung 5.18).

Tabelle 5.5: Kennzeichnungen für den Stoßversuch und Haupteigenschaften

Stoßversuch	Probekörper	M [kg]	h [m]	v [m/s]
ITFR01-M1-H250	1	211	0.25	2.04
ITFR02-M1-H4300	1	211	4.3	8.97
ITFR03-M2-H250	1*	460	0.25	1.98
ITFR04-M2-H2000	1*	460	2	6.09
ITFR05-M2-H2500	1*	460	2.5	6.93
ITFR06-M2-H3744	2	460	3.74	8.45

5.3.3.2 Ergebnisse der experimentellen Versuche

Bei den statischen Versuchen wurden durch den Einsatz von Weg- und Drehaufnehmern Kraft vs. vertikale Verschiebung und Moment vs. Rotation Kurven abgeleitet; diese Kurven sind in Abbildung 5.21 dargestellt. Es ist zu beobachten, dass erwartungsgemäß ein nahezu perfektes symmetrisches Verhalten des Probekörpers zu beobachten ist. Die maximal aufgebrachte Kraft wurde aufgrund des unerwarteten Auftretens einer globalen Instabilität des Probekörpers außerhalb der Ebene erreicht; um dieses Phänomen während des Stoßversuchs zu vermeiden, wurden die seitlichen Einspannungen der Probekörper für die Stoßversuche verstärkt.

Diese Kurven wurden als Referenzergebnisse verwendet, um den numerischen Ansatz zu validieren, der später zur Durchführung parametrischer Studien verwendet wurde.

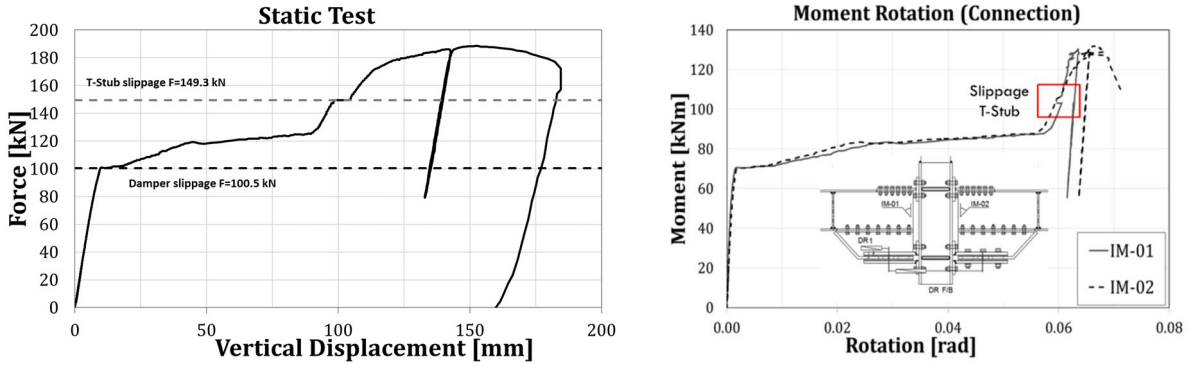


Abbildung 5.21 – Kraft vs. vertikale Verschiebung und Moment vs. Rotation Kurven, die durch den statischen Versuch erhalten wurden

An dem Probekörper 1 wurden zwei Stoßversuche mit der Masse M1 durchgeführt: Versuche ITFR01-M1-H250 und ITFR02-M1-H4300 (Tabelle 5.5). Der erste Versuch wurde mit einer geringen Fallhöhe von 250 mm durchgeführt, um im elastischen Bereich zu bleiben (d.h. es sollte keine Plastizität in irgendeiner Komponente der Verbindung auftreten), während der zweite Versuch mit einer Fallhöhe von 4300 mm durchgeführt wurde, um die Plastizität in dem getesteten Probekörper zu aktivieren.

Es wurden vier Versuche mit der Masse M2 durchgeführt: drei davon (ITFR03, ITFR04 und ITFR05) an Probekörper 1, d.h. aufeinanderfolgende Stöße auf den zuvor mit der Masse M1 geprüften Probekörper mit dem Hauptziel, den Prüfaufbau mit der neuen Masse M2 zu kalibrieren; der letzte Versuch (ITFR06) wurde mit der maximalen Kapazität des Systems, in Bezug auf Energie und Geschwindigkeit, an Probekörper 2 durchgeführt.

Mehrere Punkte, die zu den wichtigsten Anschlusskomponenten gehören, wurden während des Aufpralls mit den Kameras aufgezeichnet. Einige Beispiele sind in Abbildung 5.22 dargestellt, wo die vertikale Verschiebung von Punkt 10C (siehe Abbildung 5.18) gegen die Zeitkurven für die verschiedenen Versuche angegeben sind.

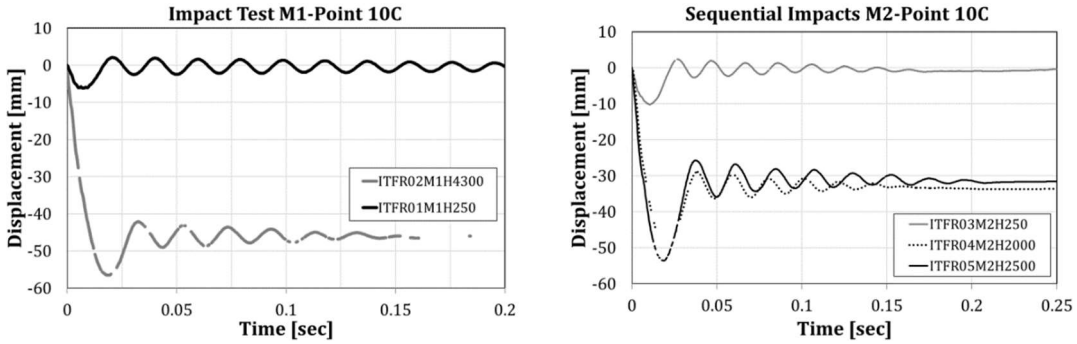


Abbildung 5.22 – Ergebnisse des Aufprallversuchs - Beispiele für Messungen der Punktverschiebung vs. Zeit für den Punkt 10C

Bei den Versuchen ITFR01-M1-H250 und ITFR03-M2-H250 bleibt alles elastisch und der Probekörper weist nach den Versuchen keine bleibenden Verformungen auf. Der Versuch ITFR02-M1-H4300 wies am Ende des Versuchs eine bleibende Verformung von 46.2 mm auf, wobei die damit verbundene Plastizität in den Anschlusskomponenten noch begrenzt war. Die mit dem Aufprall auf die Masse M1 verbundene Energie reichte zwar nicht aus, um die Plastizität in den Anschlusskomponenten zu aktivieren; die Reibeinrichtung wies jedoch einen Schlupf von etwa 20 mm auf, was zu der oben erwähnten bleibenden Verformung führte. Da die Gesamtabmessung der Langlöcher 65 mm beträgt und die Schrauben in der Mitte des Langlochs platziert wurden, haben die Schrauben den End-Hub der Löcher erreicht. Der Versuch mit der maximal verfügbaren Energie und Geschwindigkeit (ITFR06) zeigte einen Schlupf von 24 mm des SFD und eine bleibende Verformung von 88.5 mm (Abbildung 5.25).

Bei allen durchgeführten Versuchen weichen die für den Aufprall berechneten theoretischen Geschwindigkeiten ($v_{theo,imp}$ - siehe Gl. (5.2)) geringfügig von den durch das Erfassungssystem ermittelten Geschwindigkeiten ($v_{act,imp}$) ab. In der Tat sind die realen Geschwindigkeiten in der Regel niedriger als die theoretischen und dementsprechend wird das Gleiche für die Energien beobachtet ($E_{act,imp}$ ist die tatsächliche Energie und $E_{theo,imp}$ die theoretische - siehe Gl. (5.3)).

$$v_{theo,imp} = \sqrt{2gh} < v_{act,imp} \tag{5.2}$$

$$E_{theo,imp} = \frac{1}{2} m v_{theo,imp}^2 < E_{act,imp} \tag{5.3}$$

wobei *g* die Gravitationsbeschleunigung, *m* das Gewicht der fallenden Masse und *h* die Fallhöhe ist;

In Tabelle 5.6 sind tatsächliche und theoretische Werte angegeben, die zeigen, dass die Streuung umso größer ist, je niedriger die Fallhöhe ist. Der beobachtete Unterschied hängt hauptsächlich mit der entstehenden Reibung zwischen der abfallenden Masse und dem Führungssystem zusammen, die bei der theoretischen Abschätzung nicht berücksichtigt wird. In allen Versuchen liegen die Verhältnisse zwischen der tatsächlichen Geschwindigkeit und der realen Geschwindigkeit jedoch nahe bei 1, was einen vernachlässigbaren Einfluss der Reibung auf die realen Geschwindigkeiten zeigt. In derselben Tabelle werden auch die Werte der maximalen

(δ_{max}) und permanenten (δ_{perm}) Auslenkungen der Verbindung am Punkt 10C angegeben. Bei den sequenziellen Stößen (ITFR03, ITFR04 und ITFR05) bezieht sich die permanente Verschiebung auf den vorherigen Versuch, die *i-te* maximale Verschiebung ($\delta_{max,i}$) sollte zu den permanenten Verschiebungen aller vorherigen Stöße summiert werden. Es wird deutlich, dass eine Vergrößerung der Abwurfhöhe zu einer Vergrößerung der bleibenden Verformungsgrößen führt.

Liegt die Aufprallgeschwindigkeit in der Nähe der Rückprallgeschwindigkeit, d.h. der Geschwindigkeit, mit der der Stoßkörper den Körper verlässt, wird der Stoß als elastisch betrachtet. In der Realität ist ein Aufprall nie vollständig elastisch, da ein Teil der Energie zur Verformung des aufprallenden Körpers verwendet wird. Die Art des Aufpralls kann durch das Verhältnis dieser Geschwindigkeiten charakterisiert werden, genannt Restitutionskoeffizient *"COR"* (siehe Gl. (5.4), angegeben in Tabelle 5.6). Ein Wert dieses COR in der Nähe von eins bedeutet, dass die Reaktion der Probe hauptsächlich elastisch ist.

$$\mathrm{COR} = \frac{\mathrm{v_{reb}}}{\mathrm{v_{theo,imp}}} \leq 1 \tag{5.4}$$

Der COR-Koeffizient für die durchgeführten Versuche liegt zwischen 0.58 für ITFR03 und 0.16 für ITFR02. Letzteres zeigt, dass eine Erhöhung der Aufprallenergie (Massengewicht und/oder Höhe) zu mehr Energiedissipation durch die Aktivierung plastischer Verformungen führt; der Aufprall wird also stark unelastisch.

Tabelle 5.6: Ergebnisse der Aufpralltests

Stoß-Test	**h [mm]**	**$v_{theo,imp}$ [m/s]**	**$v_{act,imp}$ [m/s]**	**v_{reb} [m/s]**	**$v_{act,imp}$ / $v_{theo,imp}$**	**$E_{theo,imp}$ [J]**	**$E_{act,imp}$ [J]**	**COR**	**δ_{max} [mm]**	**δ_{perm} [mm]**
M1 = 211 kg										
ITFR01-M1-H250	250	2.21	2.04	1.06	0.92	517.5	439.0	0.51	6.16	NA
ITFR02-M1-H4300	4300	9.18	8.97	1.49	0.98	8900.6	8488.6	0.16	56.5	46.2
M2 = 460 kg										
ITFR03-M2-H250	250	2.21	1.98	1.16	0.89	1128.2	901.7	0.58	10.2	NA
ITFR04-M2-H2000	2000	6.26	6.09	1.20	0.97	9025.2	8530.3	0.19	49.3	34.8
ITFR05-M2-H2500	2500	7.00	6.93	1.13	0.99	11281.5	11045.7	0.17	53.6	31.1
ITFR06-M2-H3744	3744	8.57	8.45	1.46	0.98	16895.2	16422.6	0.17	102.6	88.5

Am Ende der Versuche wurde das Erreichen eines beträchtlichen Plastizitätsniveaus im L-Stummel und im T-Stummel festgestellt; außerdem waren das Schlupfen der Reibeinrichtung und der Verbrauch des Beschichtungs-Materials sichtbar.

Aufgrund der Beschränkung in der Versuchseinrichtung wurde die Schlagkraft bei den Versuchen nicht direkt erfasst. Dementsprechend wurden das Impuls-Moment-Theorem und ein grafischer Ansatz verwendet ([14] & [30]).

Tabelle 5.7 gibt einen Überblick über die beiden Methoden zur Abschätzung der maximalen Stoßkraft. Obwohl die beiden Methoden nur eine grobe Abschätzung der Kraft darstellen, werden die experimentellen Werte der DIFs für den angeschlagenen Anschluss nur für inelastische Stöße berechnet, da die DIF nur in diesem Fall eine physikalische Bedeutung hat (berichtet in Tabelle 5.7). Außerdem ist bei den kumulativen Stoßversuchen ITFR04 und ITFR05 der Schlupf bereits in den vorangegangenen Versuchen aufgetreten, so dass die maximale Verschiebung und die bleibende Verformung nicht für die grafische Methode verwendet werden können und nicht in der Tabelle aufgeführt sind.

Es muss jedoch betont werden, dass der für den Versuch ITFR06 berechnete DIF-Koeffizient mit dieser Methode möglicherweise nicht genau ist. In der Tat trat während des durchgeführten statischen Versuchs ein seitliches Torsionsknicken (LTB) auf.

Dementsprechend wird ein FEM-Modell, wie im nächsten Abschnitt vorgestellt und durch Vergleiche mit den experimentellen Ergebnissen validiert, verwendet, um erstens die vorhergesagten Werte der Kräfte zu überprüfen und zweitens die experimentelle Versuchskampagne durch parametrische Analysen zu erweitern.

Tabelle 5.7: DIF-Berechnung

Versuch	δ_{max} *[mm]*	δ_{perm} *[mm]*	$v_{act,imp}$ *[m/s]*	v_{reb} *[m/s]*	t_{pulse} *[s]*	F_{ST} *[kN]*	F_{GR} *[kN]*	F_{IT} **[kN]**	DIF_{GR}	DIF_{IT}
Masse M1										
ITFR02 M1 H4300	56.5	46.2	8.97	1.49	0.018	118.5	123.1	122.6	1.039	1.03
Masse M2										
ITFR06 M2 H3744	102.6	88.5	8.45	1.46	0.027	158.7	164.6	168.8	1.037	1.06

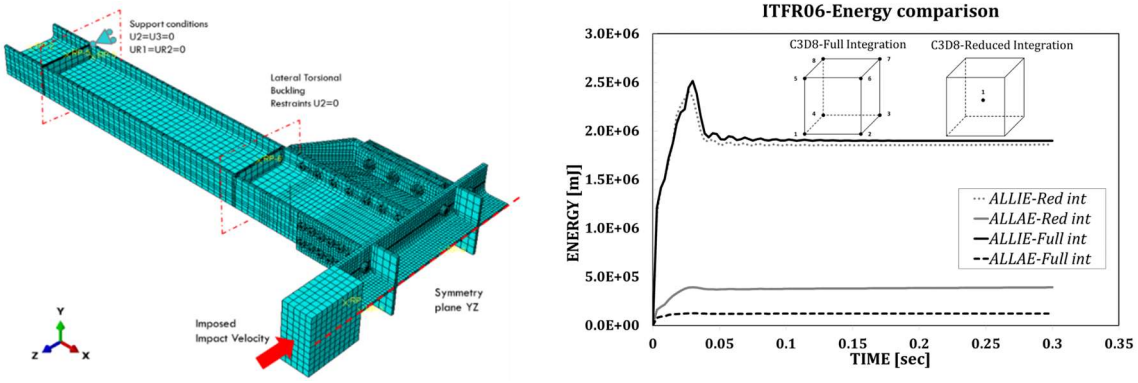
wobei M die Fallmasse, $v_{act,imp}$ die gemessene Geschwindigkeit, v_{reb} die gemessene Geschwindigkeit des ersten Aufpralls, t_{pulse} die Aufprallbreite, F_{ST} die äquivalente statische Kraft, F_{GR} die mit der grafischen Methode geschätzte Aufprallkraft und F_{IT} die mit dem Impulstheorem bewertete maximale Aufprallkraft ist.

5.3.3.3 Simulation der Versuchsergebnisse

Modellierungsannahmen

Ein vorläufiges FE-Modell des statischen Versuchs wurde in ABAQUS/CAE unter Verwendung eines impliziten dynamischen Solvers entwickelt, wie in [31] berichtet. Das Modell berücksichtigte jedoch nicht die Schädigung der Materialien, und obwohl die impliziten dynamischen Analysen auch im Falle von Stoßversuchen verwendet werden können, ist diese Methode zeitaufwändig. Im Hinblick auf die Optimierung der Laufzeit, die für die durchzuführenden parametrischen Untersuchungen von besonderem Interesse ist, und zur Vermeidung von Konvergenzproblemen wurden die Simulationen der Auswirkungen auf den FREEDAM-Anschluss daher mit einer expliziten Zeitintegration durchgeführt. Für Hochgeschwindigkeitsprobleme, bei denen die Trägheit eine wichtige Rolle spielt, wurden explizite Lösungsverfahren entwickelt [21]. Aus Gründen der Konsistenz wird der explizite Solver auch auf die statische Analyse des Probekörpers erweitert und mit den experimentellen Ergebnissen verglichen.

Der Ansatz, der zum Erstellen einer FE-Modellierung im expliziten Solver verwendet wurde, wird hier zusammengefasst. Unter Ausnutzung der Symmetrie des Systems wurde eine kurze Stütze (die Hälfte eines HEB-200) mittels SHJ („*sliding hinge joints*“) mit dem Träger verbunden. Am Ende des Trägers wurde eine Rolle angebracht, um die Randbedingungen des Labors so gut wie möglich zu reproduzieren, und die Hälfte der Stütze wurde unter Berücksichtigung einer vertikalen Ebenen-Symmetrie modelliert (Abbildung 5.23). Zwei Trägerabschnitte wurden seitlich und torsionsmäßig eingeschränkt, um die Einspannungen im Versuchsaufbau zu reproduzieren.



a) *b)*

Abbildung 5.23 – FEM-Detail und Energievergleich

Der Aufprall wurde mit Hilfe eines diskreten 3D-Starrkörpers mit isotroper Trägheit durchgeführt, der mit starren Elementen vernetzt wurde. "Tie" Zwangsbedingungen wurden verwendet, um die Versteifungen mit dem Träger und der Stütze zu verbinden. Für alle Elemente wurde ein allgemeiner Kontakt eingeführt, mit einer "harten Kontakt" Definierung in der normalen Richtung und einem tangentialen Verhalten mit einem Reibungskoeffizienten von 0.3. Der Kontakt zwischen den Reibbelägen und der geschlitzten Voutenplatte wurde als Flächenkontakt definiert, mit spezifischer Tangentialreibung und einem Normalverhalten nach dem klassischen Coulomb-Reibungsmodell. Der Stoßkörper wurde direkt in Kontakt mit dem geprüften Probekörper gebracht, wobei der Masse der Wert der Anfangsgeschwindigkeiten ($v_{act,imp}$ aus Tabelle 5.6) der realen Versuche zugeordnet wurde. Die C3D8-Vollintegration wurde als die am besten geeignete ausgewählt.

Es wurde auch eine Netzsensitivitätsstudie durchgeführt, um den besten Netz-Kompromiss zwischen der Genauigkeit der Ergebnisse und der Analysezeit auszuwählen. Insgesamt besteht das Netz aus 33737 Elementen für eine Gesamtanalysezeit in zwischen 20 und 48 Stunden für jede Simulation, abhängig auch von den Ausgabeanforderungen. Außerdem wurden zwei verschiedene Analysen durchgeführt: In einer ersten Analyse wurden die Schrauben vorgespannt und anschließend wurde eine zweite dynamische Analyse durchgeführt, wobei der Verformungszustand aufgrund der Vorspannung als Anfangsbedingung zu Beginn der zweiten Analyse (als vordefiniertes Feld) geladen wurde. Die Modellierung der Schrauben erfolgt über den Nominaldurchmesser und die Skalierung der Material-Nominalspannung wie in [32-36] erläutert. Die Schraubenvorspannung wird über die Option "Schraubenkraft" auf den mittleren Bereich des Schraubenschaftes aufgebracht. In Übereinstimmung mit dem in [30,37] vorgestellten Verfahren wurde die Dämpfung mit der klassischen Rayleigh-Theorie modelliert,

wobei nur der masseproportionale Koeffizient (*a=11*) mit einem Dämpfungsgrad von ca. 2% kalibriert wurde.

Die in Abaqus implementierten Materialmodelle werden aus Versuchen mit Proben abgeleitet. Die technischen Kurven sind in ABAQUS als tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Kurven mit einem E-Modul von 210000 MPa und einer Poissonzahl von 0.3 implementiert. Die Implementierung des duktilen Schädigungsmaterials folgt dem von Pavlović in [38] angegebenen Verfahren. Die Schädigung wurde nur in den Teilen eingeführt, in denen eine hohe Plastizität erwartet wird: T-Stummel, L-Stummel und Schrauben. Die Schädigungsentwicklung kann aus experimentellen Versuchen extrahiert werden, indem ein umgekehrter Ansatz verwendet wird und die Parameter durch Modellierung der Couponversuche (Zugversuche) in Abaqus [14,30] kalibriert werden. Die Schrauben-Modellierung wird nach dem vereinfachten Modell mit einem äquivalenten Schaft, wie in [36] erläutert, implementiert. Da an den Schrauben keine Couponversuche durchgeführt wurden, wird auf die in [32] berichteten Versuche verwiesen. Bei dynamischen Belastungen muss die Dehnungsrate in das Modell implementiert werden. Aus den in [30] erhaltenen Ergebnissen geht hervor, dass die Dehnungsrate in der FEM-Modellierung am besten mit der Johnson-Cook-Formel berücksichtigt werden kann. Letztere wurde hier verwendet.

Hauptergebnisse

Der statische Versuch wurde simuliert, indem die Stütze mit einer Verschiebung beaufschlagt und die Reaktionen am Auflager extrahiert wurden (unter Berücksichtigung der Symmetrie). Das Verhalten des Probekörpers, wenn LTB verhindert wird, führt zu einer Erhöhung des Widerstands und einer Reduzierung der Duktilität. Außerdem kann unter Berücksichtigung der Materialschädigung das Schraubenversagen durch das Modell erkannt werden, was bei der in [31,39] vorgestellten numerischen Simulation nicht der Fall war, da die Duktilität so überschätzt wurde. Durch die Einführung der Schädigung und die Einbeziehung der Beschränkungen außerhalb der Ebene, um das Auftreten des LTB zu vermeiden, gibt die dynamische Simulation eine gute Vorhersage des im Versuch erreichten maximalen Widerstands. Das Versagen wird an der Schraube des unteren L-Stummels in kombiniertem Schub und Zug erreicht.

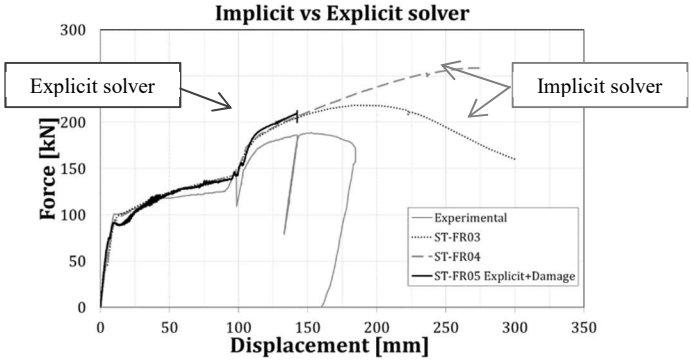


Abbildung 5.24 – Vergleich zwischen einer impliziten und expliziten Simulation des statischen Versuchs

Dieses Modell wurde dann verwendet, um das Verhalten des Probekörpers unter dem Stoß zu simulieren. Wie die in Abbildung 5.25 dargestellten Vergleiche zeigen, kann das entwickelte Modell die Antwort der Verbindung während und nach dem Stoß mit guter Übereinstimmung reproduzieren.

In Tabelle 5.8 ist der Vergleich zwischen den experimentellen Ergebnissen und den FEM-Analysen in Bezug auf die maximale und permanente Verschiebung (δ_{max} und δ_{perm}) mit den relativen Fehlern in der Vorhersage angegeben. Insgesamt scheint die FEM die beiden Werte mit einer guten Genauigkeit vorherzusagen, mit einem maximalen Fehler von etwa 9% für den Versuch ITFR01.

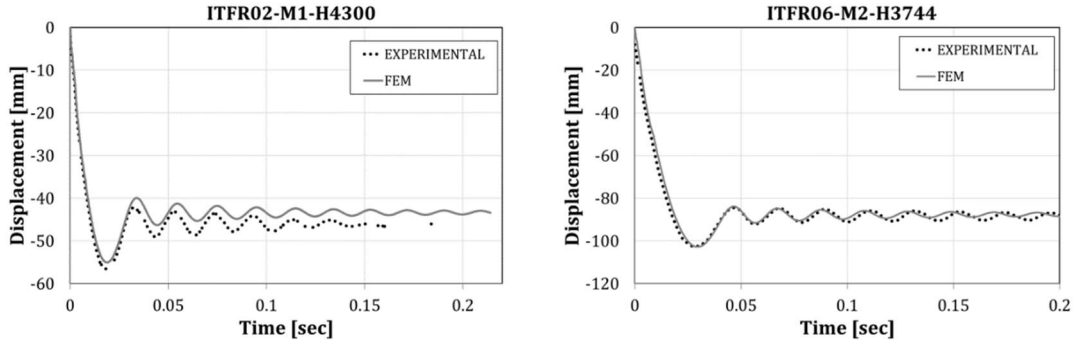


Abbildung 5.25 – Experimentelle Versuche vs. FE-Modellierung

Tabelle 5.8: Vergleich von FEM und experimentellen Untersuchungen

Aufprall-Versuch	$\delta_{max,Exp}$	$\delta_{perm,Exp}$	$\delta_{max,FEM}$	$\delta_{perm,FEM}$	$\%_{err,\delta max}$	$\%_{err,\delta per}$
	[mm]	**[mm]**	**[mm]**	**[mm]**	**[-]**	**[-]**
ITFR01-M1-H250	6.16	-	5.6	-	9.09%	-
ITFR02-M1-H4300	56.7	46.2	55.1	43.9	2.82%	4.98%
ITFR06-M2-H3744	102.6	88.5	102.8	87.8	0.19%	0.79%

Da es nicht möglich war, die mit dem Aufprall verbundenen Kräfte während der experimentellen Versuche aufzuzeichnen, ist das so validierte FEM-Modell ein nützliches Werkzeug, um die Kraft abzuschätzen, die sich aus den Reaktionen an den Auflagerpunkten summiert. Für die Berechnung des DIF aus der FEM-Modellierung wurde der aus der FEM ermittelte statische Widerstand ($F_{ST,FEM}$) anstelle des experimentellen (F_{ST}) verwendet, da bei dem statischen experimentellen Versuch das Biegedrillknicken nicht verhindert wurde, während dies bei den Schlagversuchen und in den numerischen Simulationen der Fall war. Tabelle 5.9 zeigt auch einen Vergleich zwischen den mit verschiedenen Methoden berechneten DIFs. Aus dem Vergleich geht hervor, dass das Impulstheorem die DIF-Werte unterschätzt.

Tabelle 5.9: Schätzung der Aufprallkraft und DIF

Versuch	$\delta_{max,EX}$ **[mm]**	$\delta_{perm,EX}$ **[mm]**	$\delta_{max,FEM}$ **[mm]**	F_{ST} **[kN]**	$F_{ST,FEM}$ **[kN]**	$F_{DYN,FEM}$ **[kN]**	E_{Diss} **[kNmm]**	DIF_{FEM} **[-]**	DIF_{GR} **[-]**	DIF_{IT} **[-]**
ITFR02	56.5	46.2	55.1	118.5	124.9.18	136.8	4774.2	1.09	1.04	1.03
ITFR06	102.6	88.5	102.8	159.7	153.2	179.2	11234	1.14	1.04	1.06

** wobei $\delta_{max,EX}$ die maximale Verschiebung in den experimentellen Versuchen ist; $\delta_{perm,EX}$ die bleibende Verformung in den experimentellen Versuchen ist; $\delta_{max,FEM}$ die maximale Verschiebung in der FEM ist; F_{ST} die äquivalente statische Kraft ist; $F_{ST,FEM}$ die mit der FEM geschätzte statische Kraft ist; $F_{DYN,FEM}$ die mit dem Stoß verbundene Kraft ist; E_{Diss} die dissipierte Energie ist.*

Mit Hilfe des validierten FE-Modells wurden parametrische Analysen durchgeführt, um die durch die experimentelle Versuchskampagne unter Aufprall erzielten Ergebnisse zu erweitern. Insgesamt ist der wichtigste Parameter, der das Verhalten des Anschlusses beeinflusst, die Aufprallenergie, aber es kann ein unterschiedliches Verhalten des Anschlusses festgestellt werden, wenn unterschiedliche Aufprallmassen oder Geschwindigkeiten verwendet werden. Insbesondere wird aus der parametrischen Studie die Energiedissipationskapazität der Verbindung, die der beste Parameter zur Klassifizierung der Antwort ist, mit Hilfe eines Parameters namens Energiedissipationsrate R_e [40] identifiziert. Drei Gruppen von parametrischen Analysen wurden für insgesamt 25 Simulationen durchgeführt:

- In der ersten Gruppe (Gruppe 1) wird der Einfluss der Aufprallgeschwindigkeit bei Massengewichten (M1 = 0.106 t, M2 = 0.23 t und M3 = 0.3 t) untersucht.
- Gruppe 2 untersucht den Einfluss der Massengewichtsvariation auf die Verbindungsantwort bei konstanter Geschwindigkeit (V5 = 6.26 m/s).
- Die letzte Gruppe (Gruppe 3), untersucht den Einfluss der zeitlichen Variation von Masse und Geschwindigkeit bei konstanter Aufprallenergie (E11 = 8.83E+03 J).

Die Hauptergebnisse der durchgeführten parametrischen Studie können wie folgt zusammengefasst werden:

- Eine Erhöhung von V oder M erhöht RE, aber wenn die Aufprallenergie konstant ist, widerstehen die Anschlüsse aufgrund von Dehnungsgeschwindigkeitseffekten eher höheren Geschwindigkeiten als höheren Massen, auch wenn der untersuchte Geschwindigkeitsbereich aufgrund des Erreichens des Schraubenversagens begrenzt ist. Die vertikale Verschiebung scheint empfindlicher auf das Fallgewicht als auf die Geschwindigkeit zu reagieren;
- Es gibt keine eindeutige Korrelation zwischen der DIF und der Rotationsgeschwindigkeit des Anschlusses, da viele Faktoren zu einer unterschiedlichen Verteilung der Geschwindigkeit in den Anschlusskomponenten beitragen (Geschwindigkeit, Masse und Aufprallenergie);
- Die globale DIF des Anschlusses zeigt keine eindeutige Korrelation mit der gemessenen maximalen Dehnungsrate, die in dem Probekörper auftritt.

5.3.4 *Zusammenfassung der neuen Informationen für Bemessungsvorschriften*

Als allgemeines Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass die FREEDAM-Verbindung und ihre Reibungsdämpfer ein gutes und duktiles Verhalten bei dynamischer Belastung und insbesondere bei Stößen aufweisen. Durch die Aktivierung des Reibungsdämpfers und die damit verbundenen erheblichen Verschiebungen kann erhebliche Energie dissipiert werden.

Dynamische Effekte beeinflussen das globale Verhalten der Verbindung. Insbesondere wurde gezeigt, dass höhere Widerstände aufgrund (i) einer Erhöhung des Reibungskoeffizienten auf der Ebene des Reibbelags und (ii) der Entwicklung von Dehnungsgeschwindigkeitseffekten auf der Ebene der Verbindungskomponenten erreicht werden können, während die Duktilität geringfügig beeinflusst wird.

Um von diesem positiven Effekt zu profitieren, ist es erforderlich, die Aktivierung von duktilen Bauteilen im Versagensfall sicherzustellen und damit sprödes Versagen und insbesondere das Versagen der Schrauben auf Scherung und/oder Zug zu vermeiden.

Die Bemessung der FREEDAM-Verbindung unter Berücksichtigung der Wirkung von Dehnungsgeschwindigkeiten kann unter Berücksichtigung der statischen Bemessungsregeln und unter Hinzunahme des Einflusses der Dehnungsgeschwindigkeiten durchgeführt werden. Es gibt verschiedene Möglichkeiten, die Dehnungsraten innerhalb des Verbindungsverhaltens zu berücksichtigen. Vereinfacht kann das globale dynamische Verhalten durch Multiplikation des statischen Widerstands mit einem DIF-Koeffizienten von 1.0 bis 1.2 und des Haftreibungswiderstands (Gleitwiderstand) mit 1.1 erhalten werden. Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Auswirkung der Dehnungsraten individuell in jeder Komponente der Verbindung einzuführen und dann die Bemessungsregeln anzuwenden. Die Einführung dieser Effekte kann durch die Anwendung von Trendlinien erfolgen, wie sie in Abbildung 5.8 dargestellt sind, und kann für die Festigkeit und Duktilität der Komponenten angewendet werden. Auf diese Weise ist es möglich, das globale und lokale Verhalten dieser Verbindungen für verschiedene Belastungsgeschwindigkeiten, abhängig von den induzierten Dehnungsraten, analytisch zu beurteilen [22,25].

Für weitergehende Untersuchungen ergaben die durchgeführten Studien Empfehlungen, wie das Verhalten von FREEDAM-Verbindungen mittels FEM angemessen numerisch simuliert werden kann. Im Besonderen:

- Die Verwendung des Johnson-Cook-Verhaltensgesetzes zur Berücksichtigung von Dehnungsgeschwindigkeitseffekten wurde validiert und empfohlene Werte für seine Charakterisierungsparameter werden in [30] empfohlen;
- Es wurden Methoden zur angemessenen Modellierung der Schraubenvorspannung vorgeschlagen und validiert;
- Das von Pavlović in [38] angegebene Verfahren zur Modellierung von Materialschäden wurde angewendet und validiert - insbesondere werden in [14] Werte für die in diesem Verfahren zu verwendenden Parameter vorgeschlagen.

5.4 LITERATUR

[1] G. Culache, M.P. Byfield, N.S. Ferguson, A. Tyas, Robustness of Beam-to-Column End-Plate Moment Connections with Stainless Steel Bolts Subjected to High Rates of Loading, J. Struct. Eng. 143 (2017).

[2] J.B. Davison, Investigation the Robustness of Steel Beam-to-column connections, in: 10th Int. Conf. Steel, Sp. Compos. Struct., North Cyprus, May, 2011.

[3] E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, M. Langseth, A. Aalberg, An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel, Int. J. Impact Eng. 85 (2015) 132–145.

[4] P. Barata, A. Santiago, J.P. C. Rodrigues, C. Rigueiro, Experimental behaviour of beam - to-column steel joints subjected to impact loading, in: Eighth Int. Conf. Adv. Steel Struct., Lisbon, July, 2015.

[5] E. Saraiva, Variação das propriedades mecânicas do aço relacionadas com problemas de impacto em estruturas., University of Coimbra, 2012.

[6] K. Vedantam, D. Bajaj, N.S. Brar, S. Hill, Johnson - Cook strength models for mild and DP 590 steels, AIP Conf. Proc. 845 I (2006) 775–778.

[7] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L. Simões da Silva, Analytical model for the response of T-stub joint component under impact loading, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 23–34.

[8] H. Fransplass, M. Langseth, O.S. Hopperstad, Tensile behaviour of threaded steel fasteners at elevated rates of strain, Int. J. Mech. Sci. 53 (2011) 946–57.

[9] G. Johnson, W. Cook, A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures, in: Proc. 7th Int. Symp. Ballist., The Hague, The Netherlands, 1983: pp. 541–7.

[10] J. Malvar, J. Crawford, Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Semin., Orlando, n.d. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000971.

[11] T. McAllister, World Trade Center building performance study: data collection, preliminary observations and recommendations., Federal Emergency Management Agency, Federal Insurance and Mitigation Administration, 2002.

[12] Arup, Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse, Department for Communities and Local Government, 2011.

[13] FREEDAM, FREE from DAMage Steel Connections, Final Report, 2019.

[14] M. D'Antimo, Impact characterization of innovative seismically designed connections for robustness application, 2020.

[15] A.F. Santos, Behaviour of friction joints under impact loads, University of Coimbra, PhD thesis, 2019.

[16] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints, Brussels, Belgium, 2010.

[17] P. Barata, A. Santiago, J.P.C. Rodrigues, C. Rigueiro, Development of an experimental system to apply high rates of loading, Int. J. Struct. Integr. 7 (2016) 291–304.

[18] W.-S. Lee, C.-F. Lin, Impact properties and microstructure evolution of 304L stainless steel, Mater. Sci. Eng. A. 308 (2001) 124–135.

[19] W.E. Luecke, J.D. McColskey, C.N. McCowan, S.W. Banovic, R.J. Fields, T. Foecke, T.A. Siewert, F.W. Gayle, Mechanical Properties of Structural Steels, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster, NIST NCSTAR 1-3D;, 2005.

[20] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L.S. Da Silva, Analytical model for the response of

T-stub joint component under impact loading, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 23–34.

[21] Abaqus, Abaqus Theory Manual, 2011.

[22] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 443–459. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.04.005.

[23] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 443–459.

[24] Np En 1993-1-8, Norma Portuguesa - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Inst. Port. Da Qual. (2010) 146.

[25] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, J. Constr. Steel Res. 168 (2020). https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106004.

[26] M. D'Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, J. Constr. Steel Res. 124 (2016) 77–90.

[27] E. Munoz Garcia, J.. Davidson, A. Tyas, Analysis of the response of structural bolts subjected to rapid rates of loading, in: 4th Eur. Conf. Steel Compos. Struct. - EUROSTEEL, Mastricht, The Netherlands, 2005.

[28] E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth, A numerical study of beam-to-column joints subjected to impact, Eng. Struct. 120 (2016) 103–115.

[29] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints, Soil Dyn. Earthq. Eng. 115 (2018) 66–81.

[30] M. D'Antimo, M. Latour, J.-F. Rizzano, Gianvittorio Demonceau, Experimental and numerical assessment of steel beams under impact loadings, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 230–247. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002288.

[31] M. D'Antimo, M. Zimbru, M. D'Aniello, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, R. Landolfo, Preliminary finite element analyses on seismic resistant FREE from DAMage beam to column joints under impact loading, 2018. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.763.592.

[32] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, J. Constr. Steel Res. 124 (2016) 77–90. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.017.

[33] M. D'Aniello, R. Tartaglia, S. Costanzo, R. Landolfo, Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes, J. Constr. Steel Res. 128 (2017) 512–527. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.09.017.

[34] M.D. Aniello, M. Zimbru, M. Latour, A. Francavilla, Development and validation of design criteria for free from damage steel joints, 1 (2017). https://doi.org/10.1002/cepa.57.

[35] M. D'Aniello, M. Zimbru, R. Landolfo, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso, Finite element analyses on free from damage seismic resisting beam-to-column joints, in: COMPDYN 2017 - Proc. 6th Int. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng., 2017: pp. 802–814. https://doi.org/10.7712/120117.5458.17524.

[36] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts, Steel Compos. Struct. 6 (2017) 643–658.

[37] M. D'Antimo, M. Latour, J. Jaspart, J. Demonceau, Numerical and experimental investigation of simply supported steel beams under drop-weight impact tests, Ce/Papers. 3 (2019) 803–809. https://doi.org/10.1002/cepa.1137.

[38] M.S. Pavlovic, Resistance of Bolted Shear Connectors in prefabricated steel-concrete composite decks, (2013) 1–10.

[39] M. D'Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, Preliminary Study on beam-to-column joints under impact loading, Open Constr. Build. Technol. J. (2017).

[40] H. Wang, B. Yang, X.H. Zhou, S.B. Kang, Numerical analyses on steel beams with fin-plate connections subjected to impact loads, J. Constr. Steel Res. (2016). https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.016.

KAPITEL 6

SEISMISCHE SIMULATION DURCH PSEUDO-DYNAMISCHE VERSUCHE

6.1 EINLEITUNG

In den vorherigen Kapiteln wurde das Verhalten von FREEDAM-Verbindungen unter Berücksichtigung des experimentellen und numerischen Verhaltens von Komponenten und Reibungsdämpfern beschrieben. In diesem Kapitel werden angesichts des Mangels an experimentellen Daten, die sich mit der Beurteilung des Verhaltens von realen Gebäuden mit Reibungsverbindungen befassen, die Ergebnisse der im Rahmen des FREEDAM-Projekts entwickelten Versuche an maßstabsgetreuen Strukturen vorgestellt. Historisch gesehen gibt es nur wenige Studien, die sich mit dem experimentellen Verhalten von Stahlkonstruktionen in Maßstabsgröße unter seismischen Belastungsbedingungen befassen. Dies hinterlässt einige Unsicherheiten bezüglich des Gültigkeitsbereiches der Modellierungsansätze, die üblicherweise für nichtlineare Zeitverlaufsanalysen verwendet werden. Numerische Modelle werden häufig eingesetzt, aber Fachingenieure sind sich oft nicht über die Einschränkungen bezüglich des Anwendungsbereichs der Modelle bewusst. Dies liegt an der begrenzten Verfügbarkeit von experimentellen Daten in Maßstabsgröße, die für die Validierung der analytischen Ansätze verwendet werden können. Ein solcher Mangel an Daten ergibt sich aus praktischen Beschränkungen aufgrund begrenzter Ressourcen, der Verfügbarkeit von Versuchen im Originalmaßstab und des erheblichen Aufwands, der für die Durchführung von Kampagnen an Probekörpern von Strukturen im Originalmaßstab erforderlich ist.

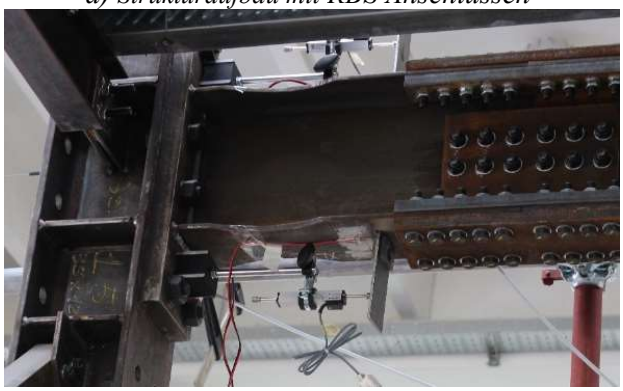
Auf diesem Hintergrund werden in diesem Kapitel die Bewertungen des dynamischen Verhaltens von Vollmaßstabsstrukturen mit FREEDAM-Anschlüssen und RBS-Anschlüssen vorgestellt. Zu diesem Zweck wurden im STRENGTH-Labor der Universität Salerno pseudo-dynamische Versuche an Gebäuden durchgeführt. Der Klarheit halber sollte hervorgehoben werden, dass diese Versuche Teil eines umfassenderen Versuchsprogramms sind, das die Untersuchung von fünf verschiedenen Anschlusstypologien betrifft, die alle darauf ausgelegt sind, eine höhere Rotationskapazität zu bieten als das vom Eurocode 8 für die Duktilitätsklasse Hoch (DCH) geforderte Minimum: RBS-Verbindungen („*Reduced Beam Section*“); beschädigungsarme Verbindungen (FREEDAM-Typ), erweiterte Endplattenverbindungen (EEP), doppelt geteilte T-Stummel (DST) und doppelt geteilte X-förmige T-Stummel (DST-X) Verbindungen. Die geplante Versuchsaktivität befasste sich mit der Durchführung von zwei Versuchskampagnen an einem zweigeschossigen Stahlgebäude in Originalgröße, das in der ersten Kampagne mit RBS-Anschlüssen und in der zweiten Kampagne mit FREEDAM-Verbindungen ausgestattet wurde. Die wichtigsten Ergebnisse dieser pseudo-dynamischen Versuche werden in diesem Abschnitt berichtet und zeigen die Vorteile von beschädigungsarmen Verbindungen im Vergleich zu den traditionellen Strategien, die üblicherweise zur Konzeption von Träger-Stützen-Verbindungen verwendet werden.

6.2 MODEL DES VERSUCHSGEBÄUDES

Bei dem Modell handelt es sich um eine einfeldrige, zweigeschossige Stahlkonstruktion, die aus zwei längs verlaufenden MRFs besteht, die in Querrichtung ausgesteift sind, um unerwünschte, zufällige Torsionsdrehungen zu verhindern. Die Längsspannweite ist gleich 4 m, die Querspannweite ist gleich 2 m und die Zwischengeschosshöhe ist gleich 2.40 m. Da das Ziel der Studie darin besteht, das Verhalten von RBS- und FREEDAM-Verbindungen an einem realen Gebäude zu beurteilen, wurde das Modell so konzipiert, dass sowohl die Verbindungen als auch die geschädigten Stützen- oder Trägerenden leicht ausgetauscht werden können, so dass zwei Versuchskampagnen durchgeführt werden können, eine für jede untersuchte Verbindungs-Typologie (Abbildung 6.1). Die experimentelle Untersuchung zielt darauf ab, die seismische Antwort der Struktur, die einer Reihe von Erdbebenereignissen ausgesetzt ist, mit Hilfe der pseudo-dynamischen Versuchsmethode zu ermitteln. Mit dieser Technik wird das seismische Verhalten der Struktur ermittelt, ohne dass Bodenbeschleunigungen aufgeprägt werden, sondern indem mit Hilfe von hydraulischen Aktuatoren Bodenverschiebungen aufgebracht werden, die durch schrittweises Lösen der dynamischen Bewegungsgleichungen bewertet werden [1-3].

a) Strukturaufbau mit RBS Anschlüssen

b) Strukturaufbau mit FREEDAM Anschlüssen



c) RBS Anschluss

d) FREEDAM Anschluss

Abbildung 6.1 – Der Strukturaufbau und seine Anschlüsse

Der Klarheit halber werden die wichtigsten Informationen zum Strukturaufbau (Struktur-Modell) kurz zusammengefasst. Die Decken bestehen aus HI-BOND A55 Stahlprofilblechen, die einschließlich der Stahlbetonplatte eine Gesamthöhe von 100 mm haben. Die Decke überträgt die Lasten auf fünf gleichmäßig verteilte IPE-140- oder HEB-140-Sekundärträger (Abbildung 6.2). Die erdbebenbeständige Konstruktion weist kein Verbundverhalten auf, da keine Kopfbolzen verwendet wurden und ein angemessener Abstand zwischen der Stahlbetonplatte und den Stützen gelassen wurde, wie es auch der Eurocode 8 vorschlägt. Starre

Stahlunterbauten, die mit hochfesten Dywidag-Stäben befestigt sind, stellen die Verbindung des Strukturaufbaus und des reaktionsausgesteiften Rahmens mit dem festen Boden des Labors sicher. Darüber hinaus verbindet eine starre Fundamentplatte die Stahlunterbauten des Strukturaufbaus mit der Basis des reaktionsausgesteiften Rahmens.

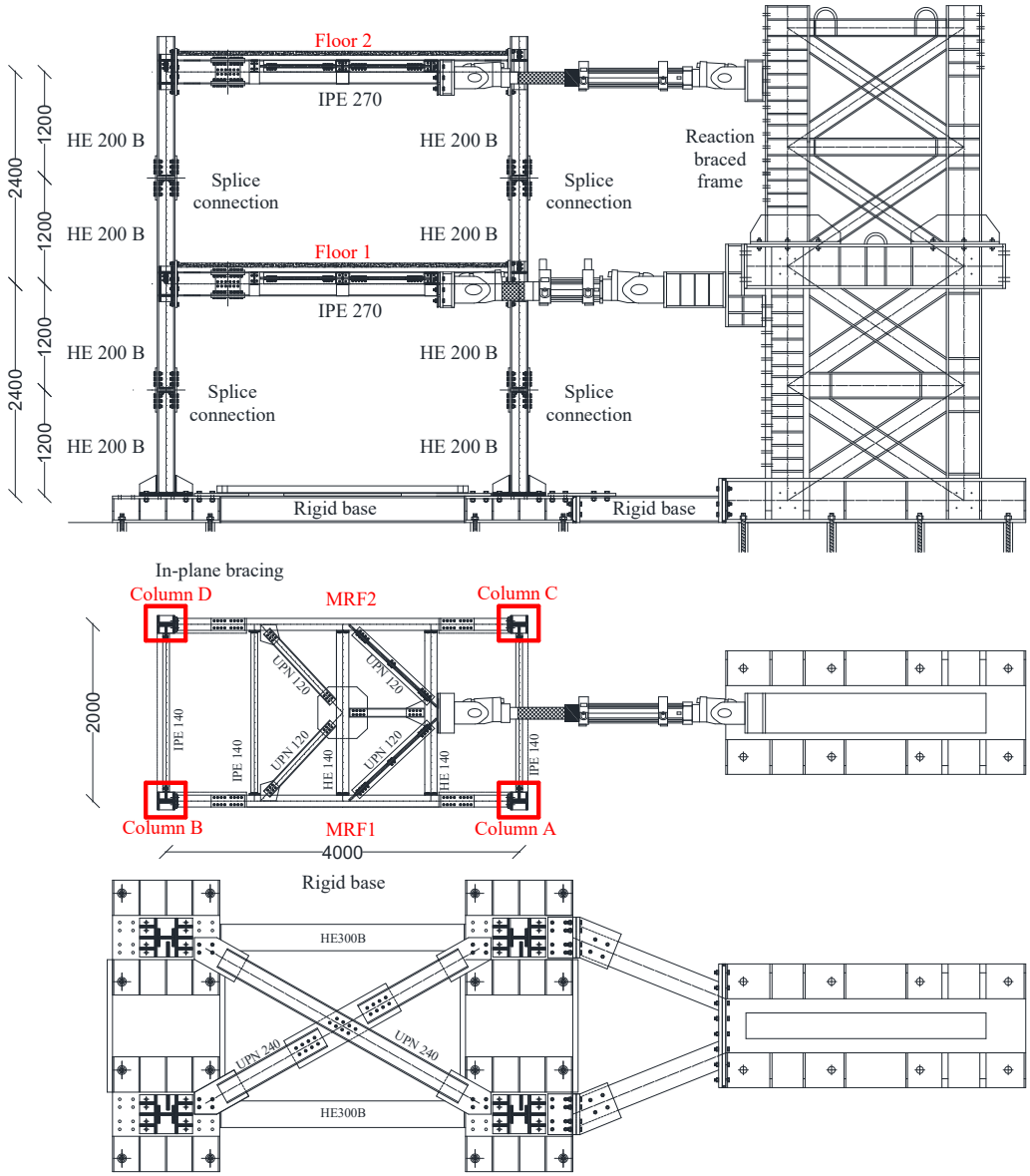
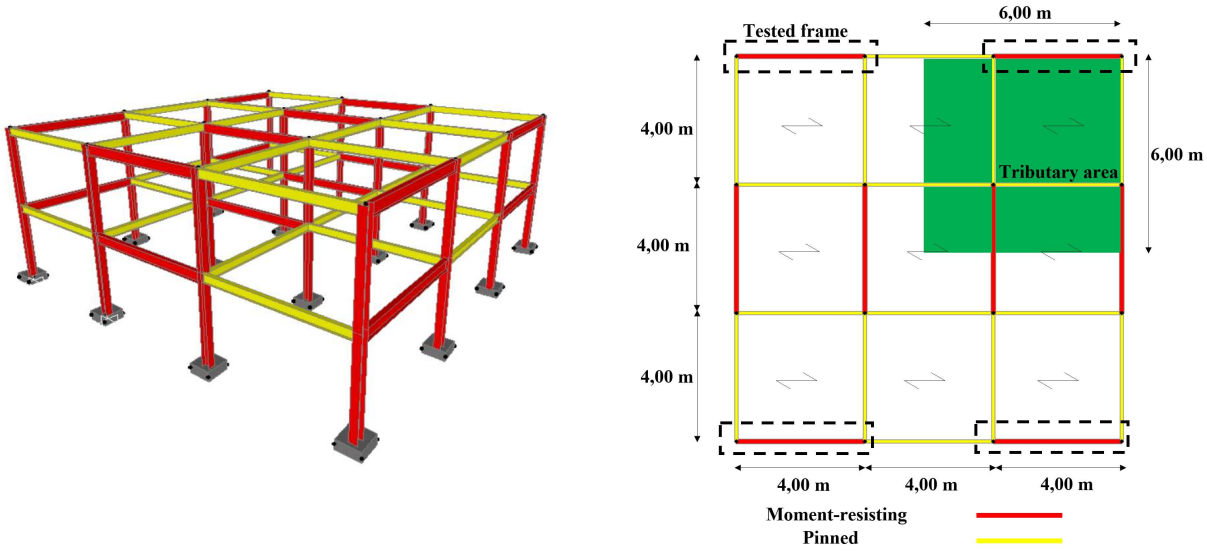


Abbildung 6.2 – Strukturaufbau mit RBS Anschlüssen

Als Strukturelemente wurden IPE-270 Träger aus der Stahlsorte S275JR und HEB-200 Stützen aus der Stahlsorte S355JR verwendet. Die Bemessung des Rahmens wurde nach den Vorschriften des Eurocode 8 [4], [5] durchgeführt. Insbesondere sind die MRFs in der Duktilitätsklasse Hoch (DCH) bemessen und die Tragwerksteile wurden unter Berücksichtigung sowohl der Gebrauchstauglichkeit als auch der Anforderungen an den Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen (Verhaltensbeiwert gleich 6, Typ-1 Spektrum, maximale Bodenbeschleunigung gleich 0.35g und Typ-B Boden, 1% Verschiebungen zwischen den Stockwerken unter Gebrauchsbedingungen unter der Annahme, dass die Trennwände die Verformung der Hauptstruktur nicht beeinträchtigen). Das getestete Modell wurde so gewählt, dass die MRFs repräsentativ für eine Referenzstruktur sind, die für jede Richtung durch drei

Felder mit einer Länge von 4 m gekennzeichnet ist (Abbildung 6.3). Das Archetypgebäude ist durch vier MRFs in jeder Richtung gekennzeichnet, während die übrigen Felder als nominell gelenkig betrachtet werden (Abbildung 6.3). Die Bemessungswerte der Lasten sind die folgenden: (i) die Eigengewichtslasten sind gleich 3.9 kN/m^2 und 3.6 kN/m^2 in der ersten Ebene bzw. in der Dachebene; (ii) die Nutzlasten sind gleich 3 kN/m^2 in der ersten Ebene und 0.5 kN/m^2 in der Dachebene. Die Nebenflussfläche an jedem MRF entspricht 1/4 der Gesamtbodenfläche. Das Gewicht der Bauteile und Verkleidungen wurden durch Erhöhung der Massen um ca. 10% berücksichtigt. Insbesondere betragen die auf jeden Rahmen aufgebrachten Massen 19 Tonnen und 14.2 Tonnen auf der ersten bzw. zweiten Ebene.



a) 3D-Ansicht des Referenz-Strukturschemas *b) Draufsicht und Einteilung des getesteten Rahmens*

Abbildung 6.3 – Referenzschema für die Bemessung der getesteten MRFs

Die im STRENGTH-Labor der Universität Salerno durchgeführte Versuchskampagne gehört zu einem umfassenderen Forschungsprogramm, das darauf abzielt, den Einfluss verschiedener Träger-Stützen-Verbindungen auf das gesamte seismische Verhalten von Strukturen zu untersuchen. Aus diesem Grund ist die angenommene Reihenfolge der Beschleunigungs-Aufzeichnungen für die beiden abgeschlossenen Versuchskampagnen mit RBS [5] und FREEDAM-Verbindungen gleich. Die ausgewählten Akzelerogramme und ihre vergrößerten Spitzenbodenbeschleunigungen sind in Tabelle 6.1 aufgeführt. Es ist hervorzuheben, dass während der ersten Versuchskampagne zwischen Versuch 1 und Versuch 2 ein weiterer Versuch durchgeführt wurde, aber es war ein Teilversuch und aus diesem Grund wird im Folgenden nicht darüber berichtet.

Tabelle 6.1: Akzelerogramme verwendet für die Versuche

Versuch nr.	Akzelerogramm	PGA
1	Imperial Valley	1.1g
2	Spitak	0.8g
3	Künstliches Akzelerogramm	0.5g
4	Santa Barbara	0.8g
5	Coalinga (partial)	0.8g

6.3 PSEUDO-DYNAMISCHER VERSUCH DES MODELLGEBÄUDES MIT RBS-ANSCHLÜSSEN

In diesem Abschnitt werden die experimentellen Daten im Zusammenhang mit der Kampagne bezüglich der mit RBS-Anschlüssen ausgestatteten Struktur berichtet und diskutiert.

Aus der Analyse der Versuchsergebnisse lässt sich schließen, dass bei allen Versuchen die maximalen Stockwerksverschiebungen und die maximalen Aktuatorkräfte zu den gleichen Zeitpunkten auftraten. Dieser Aspekt stimmt mit der erwarteten Antwort überein, da die Struktur regelmäßig ist und die erste Schwingungsmode im Vordergrund steht. In Tabelle 6.2 sind die wichtigsten Ergebnisse aufgeführt.

Tabelle 6.2: Wichtigste Versuchsergebnisse (Struktur-Konfiguration mit RBS-Anschlüssen)

Versuchsergebnisse			**Versuch 1**	**Versuch 2**	**Versuch 3**	**Versuch 4**	**Versuch 5**
Gesamtschubkraft (kN)	**Zug**		-751	-652	-444	-586	-630
	Druck		667	670	555	592	612
Maximale Verschiebung der ersten Etage (mm)	**Zug**		-78	-17	-29	-48	-47
	Druck		44	85	40	41	62
Maximale Verschiebung der zweiten Etage (mm)	**Zug**		-150	-34	-66	-99	-94
	Druck		88	171	83	85	129
Maximale Stockwerks-Verschiebung (%)	**Zug**	**Etage 1**	-3.3	-0.7	-1.2	-2.0	-2.0
		Etage 2	-3.0	-0.7	-1.5	-2.2	-2.0
	Druck	**Etage 1**	1.9	3.5	1.7	1.7	2.6
		Etage 2	1.9	3.6	1.8	1.8	2.8

6.3.1 *Imperial Valley (PGA = 1.1g)*

Der erste Versuch bestand aus der Anwendung der Bodenbeschleunigungen, die von der Station in Imperial Valley (USA) im Jahr 1979 aufgezeichnet wurden. Es ist wichtig hervorzuheben, dass die tatsächliche maximale Bodenbeschleunigung 0.37g betrug, aber in diesem Fall wurde eine vergrößerte PGA von 1.1g verwendet, etwa das Dreifache der tatsächlichen.

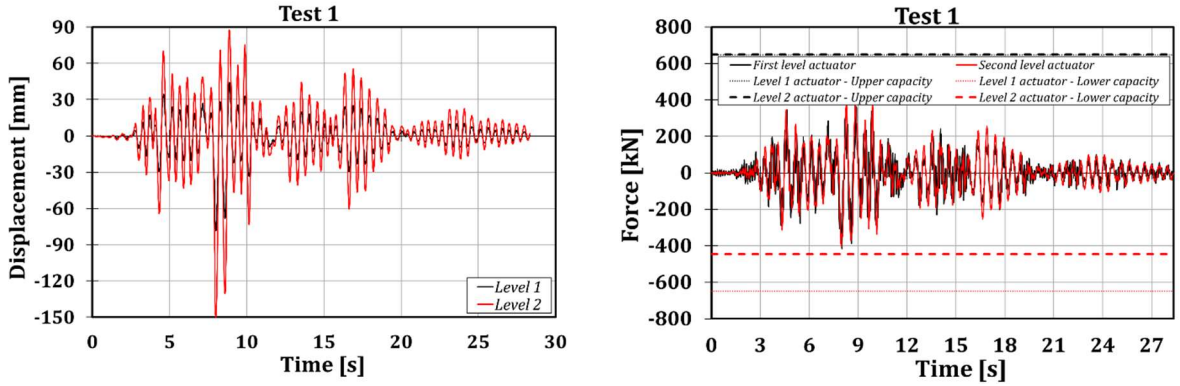


Abbildung 6.4 – Verschiebungen (links) und Reaktionskräfte (rechts) im Zeitverlauf für Versuch 1

Aus Abbildung 6.4 ist zu erkennen, dass die vom Aktuator der ersten Etage erhaltenen Kraftwerte stärker schwanken als die der zweiten Etage. Dies liegt vor allem an der Genauigkeit des im Aktuator MTS 243.60-02 eingebauten Kraftmessers, der sich durch eine geringere Präzision auszeichnet. Während der obere Aktuator (MTS 243.45-01) mit einer Dehnungsmessstreifen-Kraftmessdose ausgestattet ist, ist der untere Aktuator mit einer Differenzdruckmessdose ausgestattet. Die Maximalwerte der Gesamtschubkraft, Verschiebungen und gegenseitigen Stockwerksverschiebungen sind für die beiden Versuche in Tabelle 6.2 zusammengefasst.

Es ist zu beobachten, dass die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung etwa 3% beträgt, was zu einer erheblichen plastischen Einwirkung auf die Tragwerkselemente führt. Die lokalen Messgeräte zeigten, dass sowohl die RBS-Anschlüsse als auch die Stützenfußpunkte Schaden genommen haben. Die Schäden waren bei den RBS-Anschlüssen in der ersten Etage größer und bei den RBS-Anschlüssen der zweiten Etage geringer. Der beobachtete Wert des Fließbiegemoments der RBS stimmt im Wesentlichen mit den Bemessungswerten (127.5 kNm) überein.

Der in Versuch 1 aufgetretene Schädigungszustand der Struktur war auf die erhebliche Anzahl von Zyklen zurückzuführen, denen die RBS der ersten Ebene ausgesetzt waren. Dies wird durch die Hysteresekurven der RBS in Abbildung 6.5 links gezeigt. In Abbildung 6.5 ist rechts auch der Wert der von den RBS dissipierten Energie angegeben, der ausgehend von den Hysteresekurven berechnet wurde. Es ist erwähnenswert, dass die RBS-Verbindungen eine maximale lokale Rotation von etwas weniger als 30 mrad erreichten, was der EC8-Anforderung für Träger-Stützen-Verbindungen in DCH-MRFs (35 mrad) sehr nahekommt.

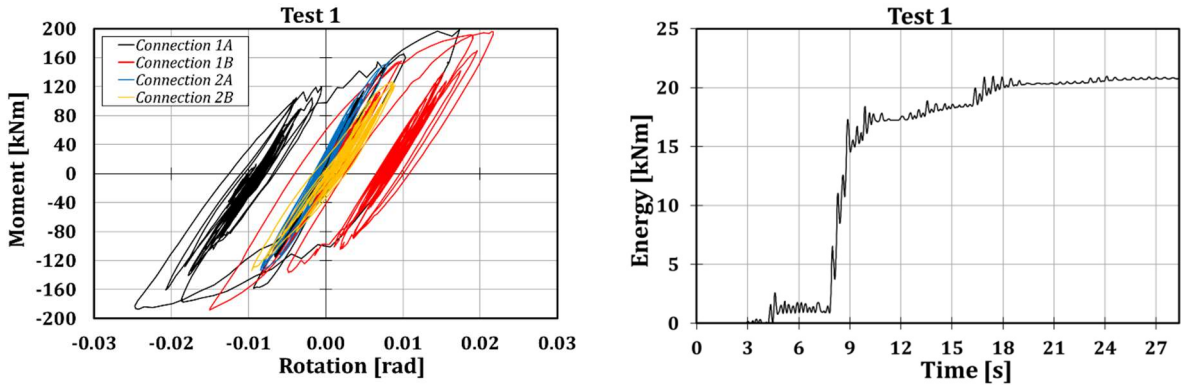


Abbildung 6.5 – RBS-Hysteresekurven (links) und globale dissipierte Energie (rechts) für Versuch 1 (MRF-1)

6.3.2 *Spitak (PGA = 0.8g)*

Die zweite Akzelerogramm war sehr unterschiedlich von der vorherigen, weil es hauptsächlich nur durch eine große Amplitudenspitze gekennzeichnet war, während die vorherige durch eine höhere Anzahl von Spitzen gekennzeichnet war. Diese Eigenschaft ist aus den Ergebnissen ersichtlich: für das Spitak-Erdbeben gibt es nur einen Hauptsprung im plastischen Bereich, der durch eine gegenseitige Stockwerks-Verschiebung von etwa 3.6% gekennzeichnet ist, während in allen anderen Zeitpunkten die Struktur praktisch elastisch bleibt. Dies lässt sich gut nachvollziehen, wenn man die lokalen Messungen analysiert und z.B. das Moment-Rotations-Verhalten der RBS-Anschlüsse betrachtet (Abbildung 6.6). Es kann festgestellt werden, dass das

Moment-Rotations-Verhalten der am stärksten beanspruchten RBS-Verbindung durch eine Maximalrotation von etwa 30 mrad gekennzeichnet ist, wobei das Biegemoment an der RBS-Mittellinie etwa 200 kNm beträgt.

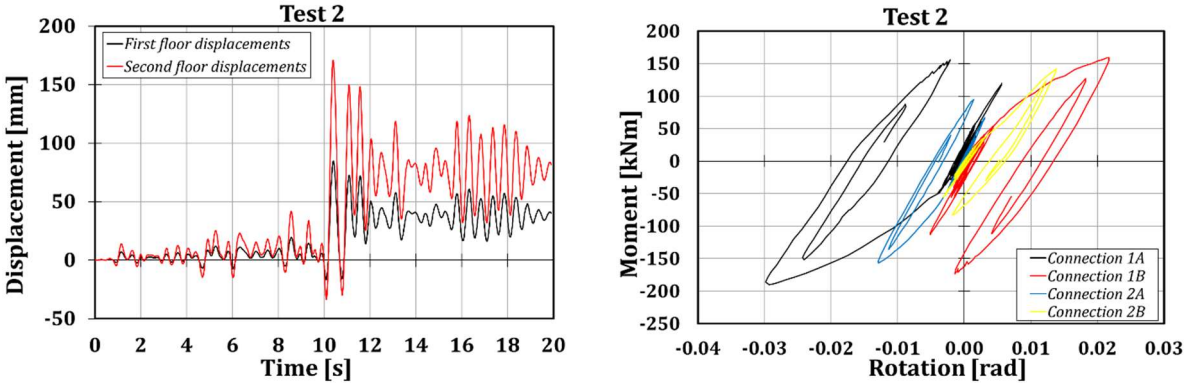


Abbildung 6.6 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts)

Es ist nützlich zu bemerken, dass dieser Wert des Spitzenbiegemoments weit über dem erwarteten Wert des Biegemoments liegt, der in der Bemessungsphase für den Nachweis der Verbindung angenommen wurde (140 kNm), der unter Berücksichtigung der vollständig fließenden und verfestigten plastischen Zone bestimmt wurde. Das bedeutet, dass der von EC8 vorgeschlagene Überfestigkeitsfaktor von 1.1 weit unterschätzt wird. Tatsächlich ist in diesem Fall das Verhältnis zwischen dem gemessenen Biegemoment und dem Nominalwert des plastischen Widerstandes des RBS gleich etwa 1.6. Dieser Wert der Überfestigkeit, der deutlich über dem von den Code-Bestimmungen angegebenen Wert liegt, ist wahrscheinlich auf die Verringerung des Verhältnisses von Breite zu Dicke der Trägerflansche in der RBS-Zone zurückzuführen, die ein lokales Knicken praktisch verhindert, was durch den Versagensmodus aufgrund des Bruchs entweder des Flansches oder der Schweißnaht bezeugt wird.

6.3.3 *Künstliches Akzelerogramm (PGA = 0.5g)*

Das dritte Akzelerogramm wurde vom Tool SIMQKE künstlich erstellt, um dem angenommenen Bemessungsspektrum zu entsprechen. Diese Wahl wurde mit dem Ziel getroffen, die Auswirkungen eines Erdbebens zu untersuchen, das durch eine hohe Anzahl von Spitzen in Bezug auf die Beschleunigung gekennzeichnet ist. In diesem Fall wurde eine maximale Bodenbeschleunigung (PGA) von 0.5g gewählt.

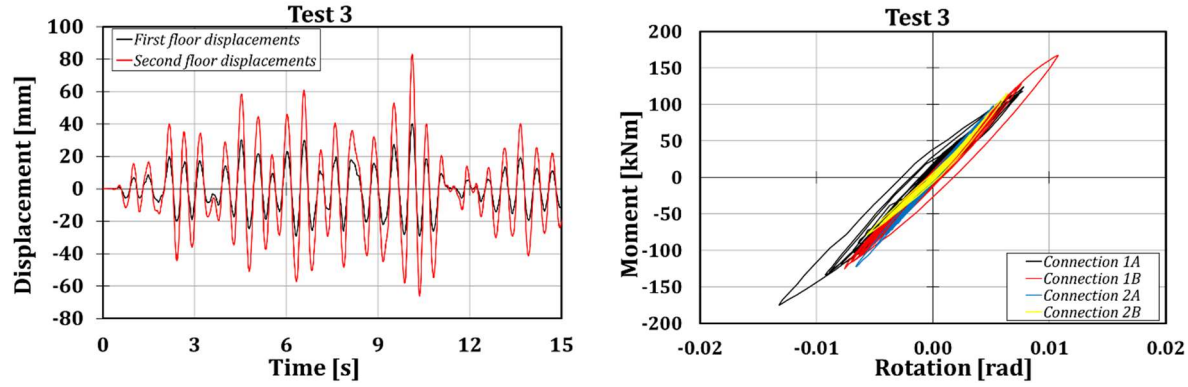


Abbildung 6.7 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts)

Beim dritten Versuch erreichten die RBS-Anschlüsse der ersten Etage Biegemomente von ca. 170 kNm, während die RBS-Anschlüsse in der zweiten Etage nur geringfügig geschädigt wurden und maximale Biegemomente von 120 kNm und Rotationen von weniger als 10 mrad aufwiesen (Abbildung 6.7). Die maximale Gesamtschubkraft betrug 555 kN und die maximale Dachverschiebung etwa 83 mm, was zu einer maximalen gegenseitigen Stockwerks-Verschiebung von etwa 1.8% führte. In Bezug auf die Moment-Rotations-Kurven blieben die RBS-Verbindungen praktisch im elastischen Bereich.

6.3.4 *Santa Barbara (PGA = 0.8g)*

Versuch 4 bestand aus der Anwendung des Santa Barbara Akzelerogramms. Dieser Versuch zeigte keine weitere signifikante Plastifizierung der RBS-Verbindungen und das Strukturverhalten blieb nahezu im elastischen Bereich, wie die Beobachtung der Etagenverschiebungen und der in Abbildung 6.8 dargestellten Moment-Rotations-Hysterese-Kurven deutlich macht. Alle wesentlichen Ergebnisse zu diesem Versuch sind in Tabelle 6.2 aufgeführt.

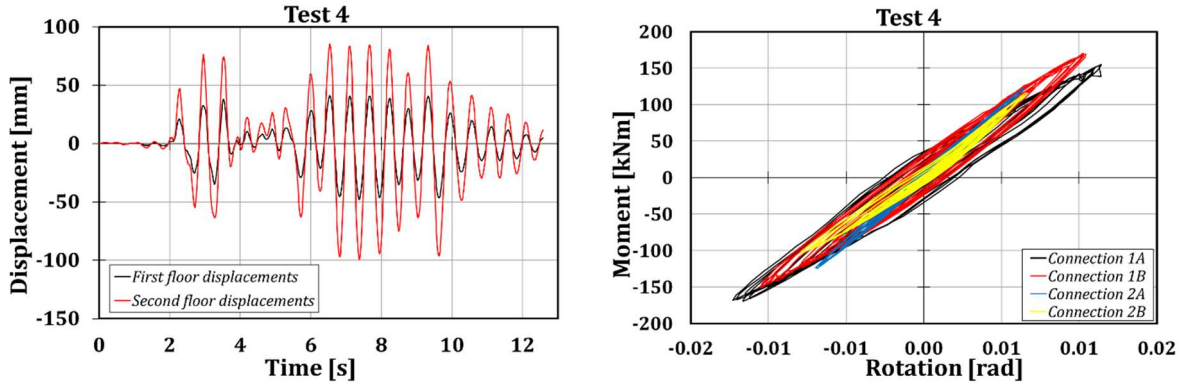
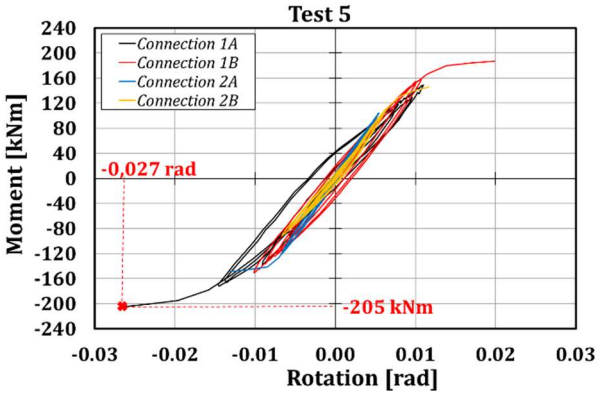


Abbildung 6.8 – Verschiebungsverläufe (links) und Moment-Rotations-Kurven (rechts)

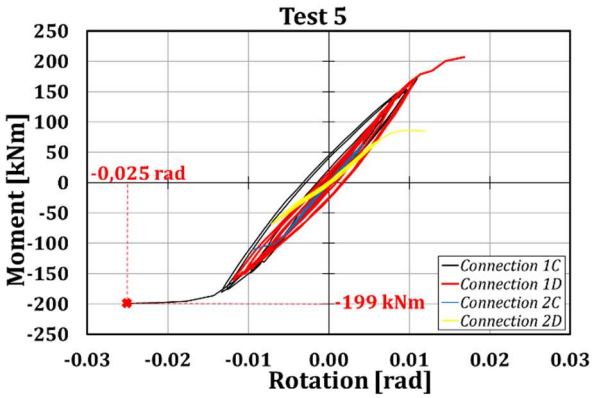
6.3.5 *Coalinga (PGA = 0.8g)*

Das Versagen der Struktur wurde während des Versuchs 5 erreicht. Insbesondere der letzte Versuch wurde nach dem Versagen von zwei RBS-Verbindungen unterbrochen, die sich im ersten Stockwerk des Gebäudes an den beiden gegenüberliegenden Rahmen auf der Seite der Aktuatoren befanden (Abbildung 6.9). Das Versagen wurde durch das lokale Versagen der Schweißnaht im RBS-1A eingeleitet und anschließend versagte auch der RBS-1C aufgrund der Umverteilung der Einwirkungen, die zu einem Torsionsmoment und einer Überlastung des gegenüberliegenden Rahmens führten. Das lokale Versagen von RBS-1A wurde auf das Erreichen der Ermüdungsfestigkeit der Schweißnaht und das unerwartet hohe Biegemoment, das in der Ebene des Stützenflansches wirkte, zurückgeführt. Es ist erwähnenswert, dass das Biegemoment beim Versagen in RBS-1A gleich 205 kNm war. Dieser Wert ist, wie bereits betont, größer als der Nominalwiderstand des RBS von ca. 60% (Abbildung 6.9). Obwohl der Bruch der Schweißnaht, die den Träger-Flansch mit dem Stützen-Flansch verbindet, ein Versagensmodus ist der bei RBS-Verbindungen nicht erwartet wird, muss berücksichtigt werden, dass das Belastungsprotokoll, das üblicherweise in den experimentellen Untersuchungen des zyklischen Verhaltens von RBS-Verbindungen verwendet wird, sich von den Belastungsbedingungen, die in den Träger-Stützen-Verbindungen des getesteten

zweigeschossigen Gebäudes auftreten, aufgrund der Anwendung einer Serie von fünf Erdbeben völlig unterscheidet. Es scheint, dass der Bruch der Schweißnähte eine Folge der Ermüdung sein kann, die aus wiederholten Erdbeben resultiert, deren Einwirkung insgesamt zu einer hohen Anzahl von Zyklen mit relativ kleinen Amplituden führt, die nicht in der Lage sind, zu lokalem Knicken zu führen, und nur wenige Zyklen mit einer großen Amplitude, die wegen der Verringerung des Verhältnisses von Breite zu Dicke der Trägerflansche in der Zone mit reduziertem Querschnitt nicht zu lokalem Knicken geführt haben.



a) Versuch 5 - Stützen A-B, 1. und 2. Etage



b) Versuch 5 - Stützen C-D, 1. und 2. Etage

c) Schweiß-Versagen beim RBS 1A

d) Versagen an der Mittellinie von RBS 1C

Abbildung 6.9 – Hysteresekurven der beschädigten RBS (oben) und entsprechende Schadenmuster (unten)

Um die Genauigkeit des Schweißdetails zu überprüfen, wurde nach Beendigung des Versuchs ein bereits im Labor vorhandener Ersatz-RBS, der dem gleichen Produkt entnommen wurde, zugeschnitten und untersucht. Die Untersuchung ergab, dass das Detail der durchgehenden Stumpfschweißnaht korrekt und ohne nennenswerte Fehler ausgeführt wurde (Abbildung 6.10).

Es ist erwähnenswert, dass die angenommene Typologie der Schweißnahtdetails den EC-3 [6] und EC-8 Vorschriften entspricht und zusätzlich die Angaben im AISC Stahlbemessungsleitfaden [7] berücksichtigt. Die im AISC-Stahlbemessungsleitfaden empfohlene Träger-Kopfplatten-Schweißung sieht keine Zugangslöcher im Trägersteg vor, um den vorzeitigen Bruch des Trägerflansches aufgrund von Spannungskonzentration zu vermeiden [8]. Daher wurde der Trägerflansch, wie in Abbildung 6.10 dargestellt, mit 45°-Vollstumpfnähten geschweißt, mit Ausnahme des Bereichs des Flansches direkt über dem Trägersteg, der mit einer Teilschweißung auf der Außenseite und Kehlnähten in den Wurzeln geschweißt wurde. Da das Detail den Hauptvorschlägen der Normen entspricht, bestätigt das erhaltene Ergebnis, dass das teilweise spröde Versagen einerseits auf die Unterschätzung der bei der Bemessung verwendeten Überfestigkeitsfaktoren und andererseits auf die für die Bemessung der Schweißdetails angenommenen Regeln zurückzuführen ist, die wahrscheinlich die

Phänomene der Ermüdungslebensdauer, die unter dem Einfluss wiederholter seismischer Ereignisse auftreten können, nicht richtig berücksichtigen. Dieses Ergebnis unterstreicht die Notwendigkeit weiterer Untersuchungen, die sich mit der Bewertung des seismischen Verhaltens typischer Schweißdetails unter seismischen Einwirkungen und ihrer niedrigzyklischen Ermüdungslebensdauer befassen.

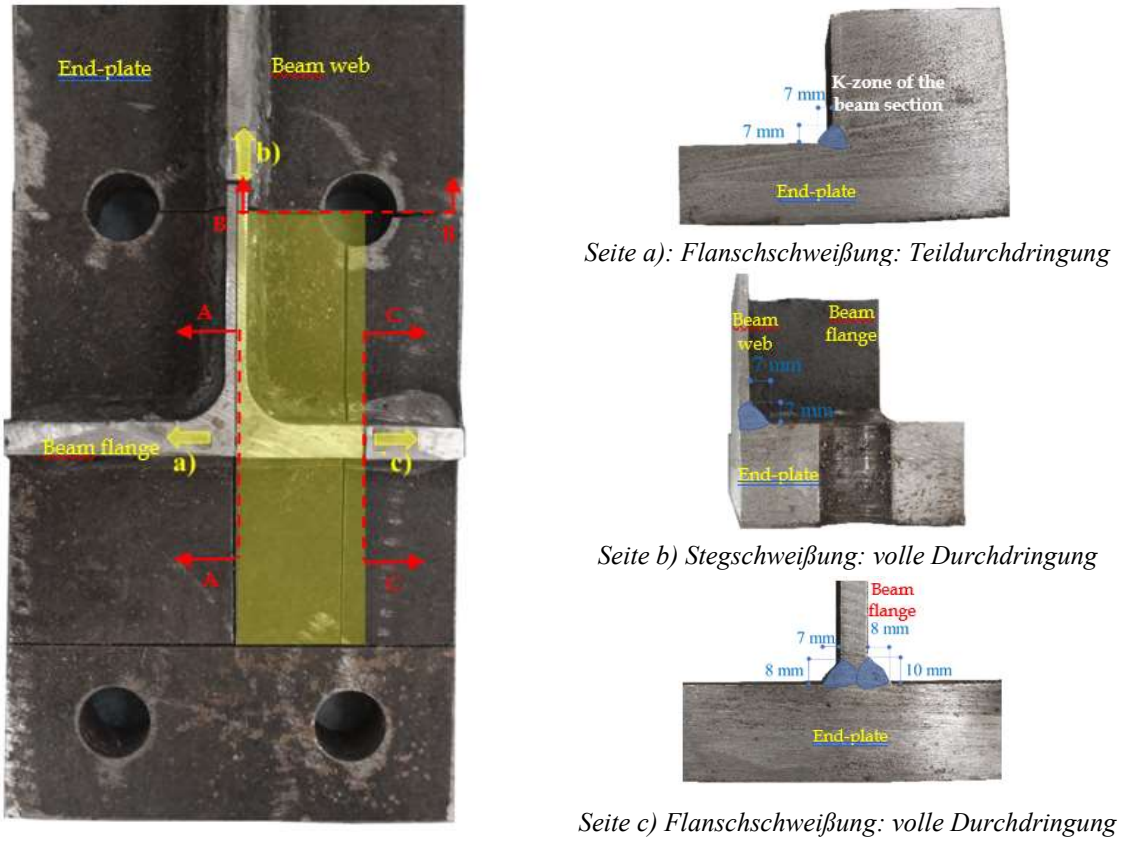


Abbildung 6.10 – Überprüfung der Schweißdetails an den Ersatz-RBS

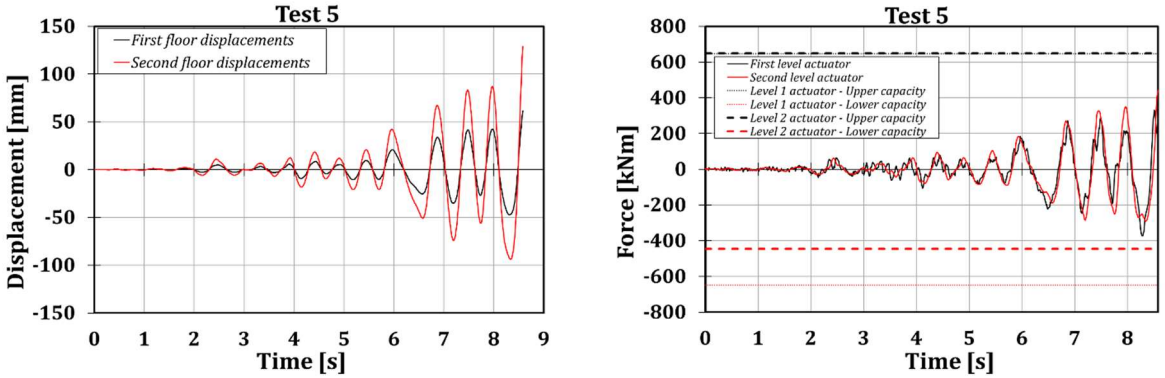


Abbildung 6.11 – Etagenverschiebungen (links) und Aktuatorkräfte (rechts) von Versuch 5

Trotz dieser Aspekte ist zu beachten, dass die getesteten RBS-Verbindungen einer Serie von fünf zerstörerischen seismischen Ereignissen ausgesetzt waren, was eine sehr schwere Bedingung darstellt, die normalerweise von der aktuellen Bemessungspraxis nicht gefordert wird. Obwohl der finale Versagensmodus nicht vollständig zufriedenstellend war, war das Verhalten der MRFs daher einigermaßen zuverlässig, was die große Energie-Dissipationskapazität der RBS-

Verbindungen bestätigt. In Abbildung 6.11 sind die Etagenverschiebungen und die von den Aktuatoren erfassten Kräfte dargestellt. Weitere Details sind in Tabelle 6.2 zu finden.

6.4 PSEUDO-DYNAMISCHER VERSUCH DES MODELLGEBÄUDES MIT FREEDAM-ANSCHLÜSSEN

In diesem Abschnitt werden die experimentellen Ergebnisse der Kampagne bezüglich der mit FREEDAM-Anschlüssen ausgestatteten Struktur berichtet und diskutiert. Es ist hervorzuheben, dass die verwendeten seismischen Eingaben die gleichen sind, die in der vorherigen Kampagne verwendet wurden. Eine solche Auswahl ermöglicht den Vergleich des seismischen Strukturverhaltens, wenn die beiden untersuchten Verbindungstypologien verwendet werden. In Tabelle 6.3 sind die wichtigsten Ergebnisse der Kampagne zusammengefasst.

Tabelle 6.3: Wichtigste Versuchsergebnisse (Struktur-Konfiguration mit FREEDAM-Anschlüssen)

Versuchsergebnisse			**Versuch 1**	**Versuch 2**	**Versuch 3**	**Versuch 4**	**Versuch 5**
Gesamtschubkraft (kN)	**Zug**		-537	-447	-272	-388	-439
	Druck		477	470	347	483	495
Maximale Verschiebung der ersten Etage (mm)	**Zug**		-73	-53	-41	-56	-72
	Druck		65	79	38	52	61
Maximale Verschiebung der zweiten Etage (mm)	**Zug**		-104	-84	-75	-89	-112
	Druck		103	112	52	70	85
Maximale Stockwerks-Verschiebung (%)	**Zug**	**Etage 1**	-3.0	-2.2	-1.7	-2.3	-3.0
		Etage 2	-1.3	-1.3	-1.4	-1.4	-1.7
	Druck	**Etage 1**	2.7	3.3	1.6	2.2	2.5
		Etage 2	1.6	1.4	0.6	0.7	1.0

6.4.1 *Imperial Valley (PGA = 1.1g)*

Der erste Test bestand in der Anwendung des Imperial Valley Akzelerogramms, wie bereits bei der ersten Versuchskampagne angewandt. Aufgrund von technischen Problemen, die bei diesem Versuch mit den externen Messwertaufnehmern auftraten, sind leider keine Daten über das lokale Verhalten der Anschlüsse verfügbar. Daher ist es nur möglich, die Stockwerks-Verschiebungen und die von den Aktuatoren erfassten Kräfte zu diskutieren, wie sie in Abbildung 6.12 dargestellt sind.

Die Verschiebungen im ersten und zweiten Stockwerk erreichten Spitzenwerte von 73 bzw. 104 mm, und die maximale Gesamtschubkraft betrug 537 kN (Tabelle 6.3). Es ist zu beobachten, dass die Spitzenwerte der Stockwerksverschiebungen und die Spitzenwerte der Reaktionskräfte, die von den Aktuatoren aufgezeichnet wurden, zu denselben Zeitpunkten auftraten. Dies war zu erwarten, da die Struktur regelmäßig ist und durch die Prominenz der ersten Schwingungsform gekennzeichnet ist. Ein weiterer relevanter Aspekt ist die Tatsache, dass die Reibeinrichtungen die Selbstzentrierung der Struktur nicht sicherstellten, da am Ende des Versuchs verbleibende Verschiebungen auftraten (ca. 16 mm und 29 mm im ersten bzw. zweiten Stockwerk).

Während dieses Versuchs kam es bei einigen Reibungsdämpfern zu einem Schlupf. Aus Tabelle 6.3 ist festzustellen, dass die maximalen Etagenverschiebungen im ersten und zweiten

Stockwerk 3% bzw. 1.6% erreichten und damit weit über der nominellen Elastizitätsgrenze der Struktur von etwa 1% lagen, wie sie in der Entwurfsphase angenommen wurde.

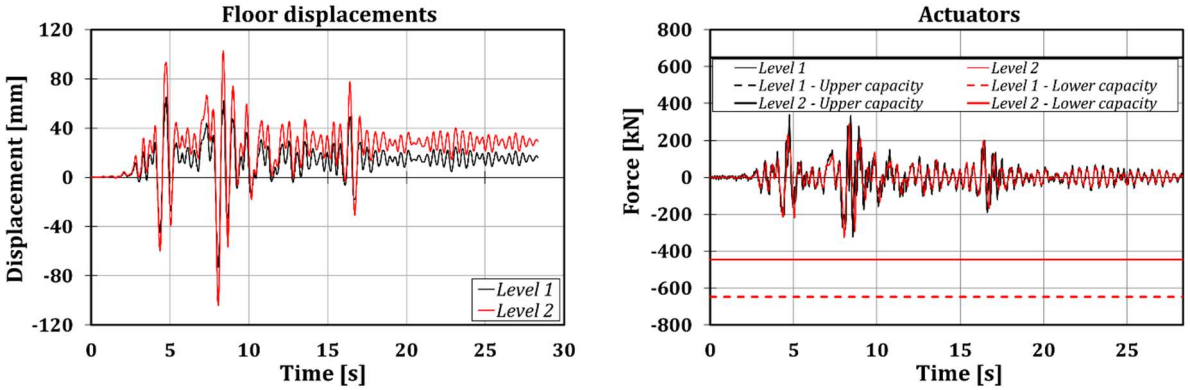


Abbildung 6.12 – Versuch 1: Stockwerks-Verschiebungen (links) und Reaktionskräfte (rechts)

6.4.2 *Spitak (PGA = 0.8g)*

Für den zweiten Versuch wurde das Testgebäude dem Spitak-Erdbeben ausgesetzt. In diesem Fall liegen auch die experimentellen Ergebnisse bezüglich des Verhaltens der Verbindungen vor. In Bezug auf dieses Akzelerogramm lohnt es sich, eine relevante Eigenschaft hervorzuheben: dessen Zeitverlauf ist durch nur einen Spitzenwert mit signifikanter Amplitude gekennzeichnet, wie bereits in der Diskussion der experimentellen Ergebnisse bezüglich der vorherigen Versuchskampagne hervorgehoben wurde. Dieser Aspekt spiegelt sich in den Ergebnissen wider: die Versuchsstruktur erfuhr nur einen Hauptsprung im plastischen Bereich, wie in Abbildung 6.13 deutlich wird, wo die Ergebnisse in Bezug auf die Stockwerksverschiebungen und die Reaktionskräfte der Aktuatoren angegeben sind.

Obwohl eine maximale Reduzierung von ca. 15% in Bezug auf die Gesamtschubkraft beobachtet wurde, ist im Vergleich zu Versuch 1 eine etwas größere Spitzenverschiebung des Daches (112 mm gegenüber 104 mm) und eine maximale gegenseitige Stockwerks-Verschiebung von 3.3% in der ersten Etage zu beobachten. Außerdem sind in diesem Fall die maximalen Stockwerksverschiebungen in der zweiten Etage sehr gering.

In Abbildung 6.14 ist die lokale Antwort in Form von hysteretischen Moment-Rotations-Kurven dargestellt. Aus dieser Abbildung ist ersichtlich, dass erwartungsgemäß breite und stabile hysteretische, rechteckige Moment-Rotations-Kurven erhalten wurden. Dennoch kann man das asymmetrische Verhalten der Verbindungen feststellen, da die absoluten Werte der maximalen und minimalen Biegemomente bei 80 kNm bzw. 120 kNm liegen. Dies stimmt mit der Asymmetrie des Verbindungsverhaltens überein, auf die bereits die experimentellen Versuche an einfachen Träger-Stützen-Verbindungen [9] hingewiesen haben, wie im vorherigen Kapitel besprochen.

In Anbetracht der Tatsache, dass das Spitak-Akzelerogramm erwartungsgemäß durch einen Hauptspitzenwert charakterisiert ist, wurde experimentell bestätigt, dass die Reibeinrichtungen nur einen Schlupfausschlag aufweisen, der dem Erreichen des PGA entspricht. Die maximale Rotation, die die Anschlüsse erfahren, wurde von Anschluss 1A erreicht und ihr Wert beträgt etwa 17 mrad. Die anderen Anschlüsse erreichten geringere Verdrehungen. Insbesondere in der zweiten Etage erreichten die Anschluss-Rotationen erwartungsgemäß die Werte von etwa 7 und 2 mrad.

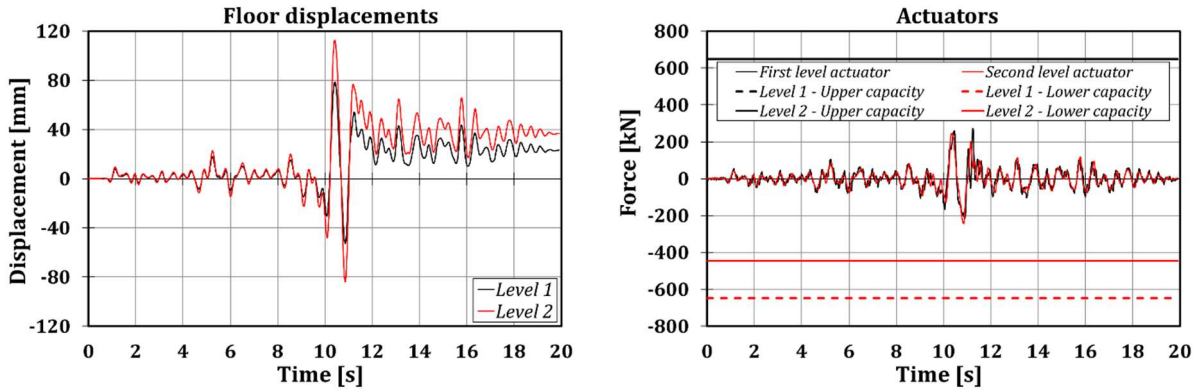


Abbildung 6.13 – Versuch 2: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts)

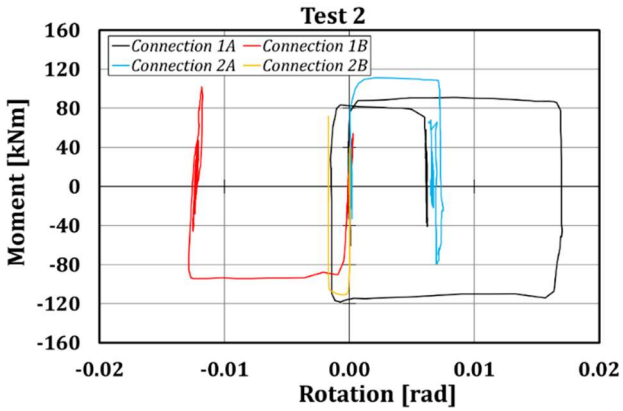


Abbildung 6.14 – Versuch 2: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören

6.4.3 *Künstliches Akzelerogramm (PGA = 0.5g)*

Mit diesem künstlich erzeugten Akzelerogramm, dass aus Gründen der Konsistenz, mit der in der vorangegangenen Versuchskampagne getesteten ähnlichen Struktur gewählt wurde, blieben die MRFs nahezu im elastischen Bereich, ohne zusätzliche bleibende Verschiebungen (Abbildung 6.15).

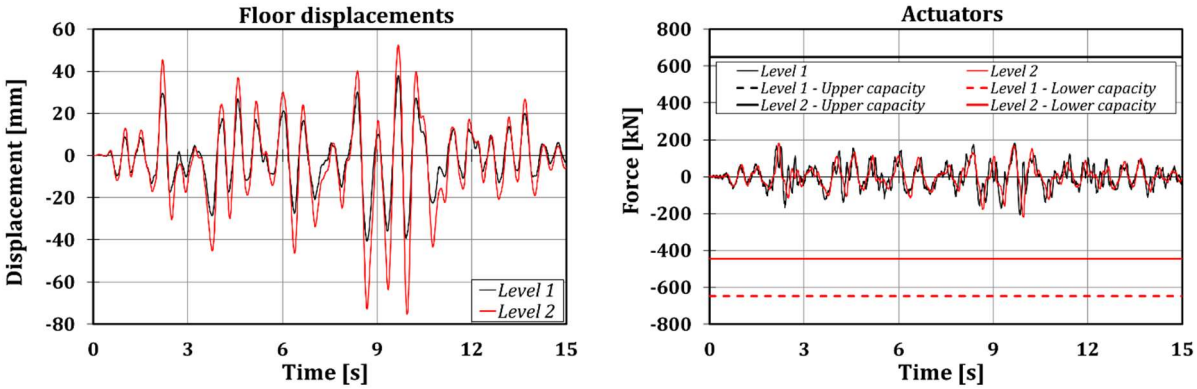


Abbildung 6.15 – Versuch 3: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts)

Die lokalen Aufzeichnungen zeigen auch in diesem Versuch ein geringes plastisches Verhalten der Struktur, da nur der Anschluss 1A mit einer Rotation von nur 4 mrad leicht im plastischen Bereich lag (Abbildung 6.16).

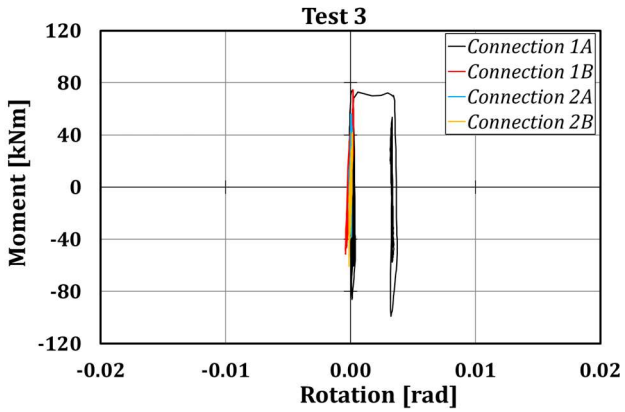


Abbildung 6.16 – Versuch 3: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören

6.4.4 *Santa Barbara (PGA = 0.8g)*

Der vierte Test bestand in der Anwendung des Akzelerogramms, das von der Station in Santa Barbara (USA) im Jahr 1978 aufgezeichnet wurde. Obwohl der Zeitverlauf durch Spitzen mit relevanter Amplitude gekennzeichnet ist, ermöglichte die angenommene maximale Bodenbeschleunigung (0.8g) dennoch nur ein moderates Gleiten der Reibeinrichtungen.

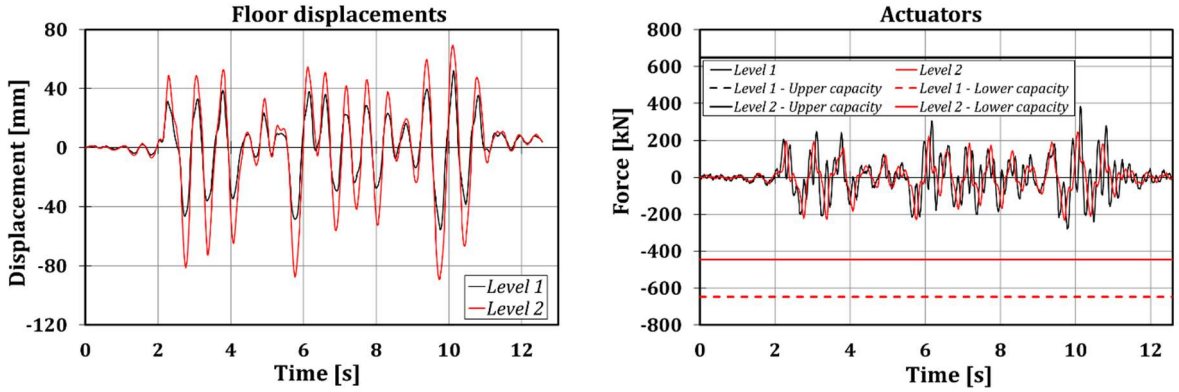


Abbildung 6.17 – Versuch 4: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts)

Das Gesamtverhalten ist nicht weit von den Merkmalen entfernt, die für Versuch 3 hervorgehoben wurden: die Stockwerksverschiebungen überstiegen 60 bzw. 90 mm in der ersten und zweiten Etage nicht, was eine maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung von 2.3% in der ersten Etage zur Folge hatte (Abbildung 6.17). Am Ende des Versuchs wurden keine verbleibenden gegenseitigen Stockwerksverschiebungen beobachtet. Auch in diesem Fall, ähnlich wie bei Versuch 3, wurde nur Anschluss 1A aktiviert. Seine maximale Rotation war gleich 4.6 mrad (Abbildung 6.18).

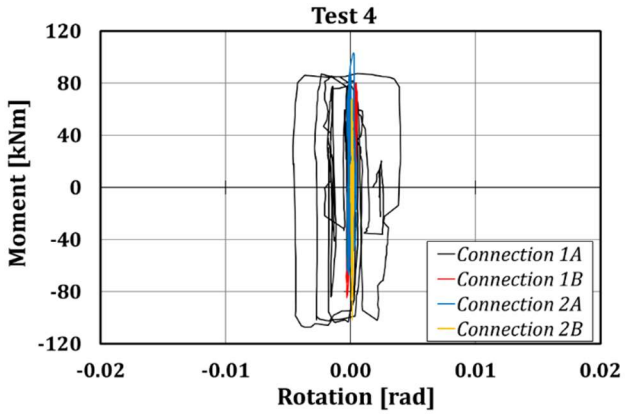


Abbildung 6.18 – Versuch 4: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören

6.4.5 *Coalinga (PGA = 0.8g)*

Beim letzten Versuch trat eine höhere Energiedissipation auf. Dieser Test wurde aufgrund eines technischen Problems (Steuerungsverlust), das zu erheblichen Schäden an einem Verbindungselement zwischen der Struktur und dem Aktuator in der ersten Etage führte, nicht abgeschlossen. Dieser Ausfall ereignete sich bei 8.58 Sekunden, dem gleichen Zeitpunkt, an dem der Sprödbruch der ersten RBS-Verbindung in der ersten Versuchskampagne auftrat. In Abbildung 6.19 sind die Verschiebungsverläufe und die Hysteresekurven von Versuch 5 dargestellt, um die oben dargestellten Hauptergebnisse zu bestätigen. Die maximale Stockwerksverschiebung auf der Dachebene beträgt 112 mm (derselbe Wert, den die Struktur in Versuch 2 erfahren hat).

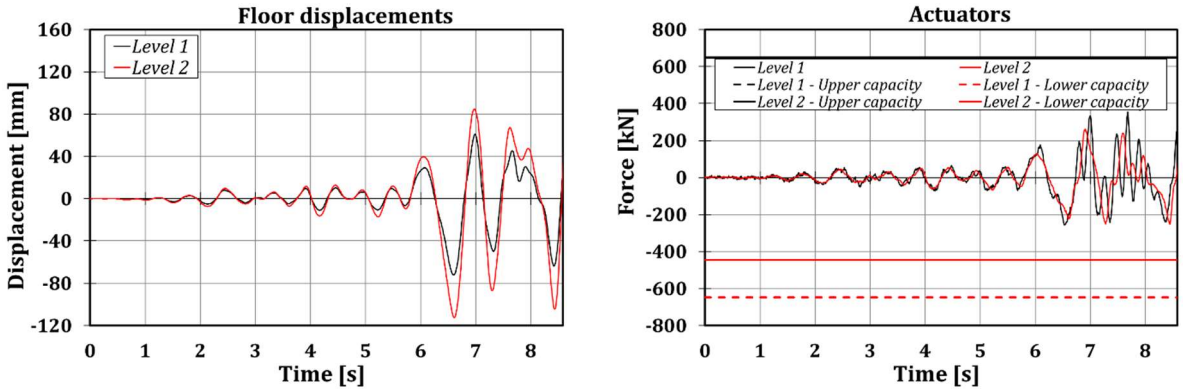


Abbildung 6.19 – Versuch 5: Stockwerks-Verschiebungen (links) und von Aktuatoren aufgezeichnete Reaktionskräfte (rechts)

Die hysteretischen Kurven sind durch Asymmetrie in Bezug auf positive und negative Biegemomente gekennzeichnet. Außerdem ist es möglich zu beobachten, dass die maximalen Biegemomente mit zunehmender Zyklenzahl abnehmen. Dies ist auf die Verringerung des Anzugsdrehmoments von vorspannbaren hochfesten Schrauben durch den Verbrauch der Reibbeläge zurückzuführen (Abbildung 6.20).

Am Ende dieser zweiten Versuchskampagne wurden keine strukturellen Schäden beobachtet, da die einzigen Elemente, die zur Dissipation der seismischen Eingangsenergie beigetragen haben, die zu den FREEDAM-Verbindungen gehörenden Reibbeläge waren.

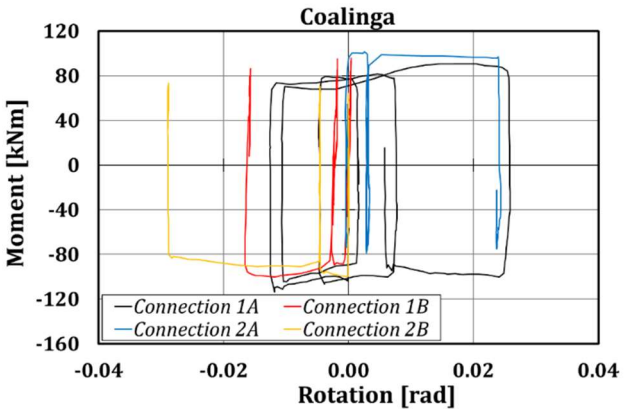


Abbildung 6.20 – Versuch 5: Moment-Rotations-Kurven bezogen auf FREEDAM-Verbindungen, die zu MRF-1 gehören

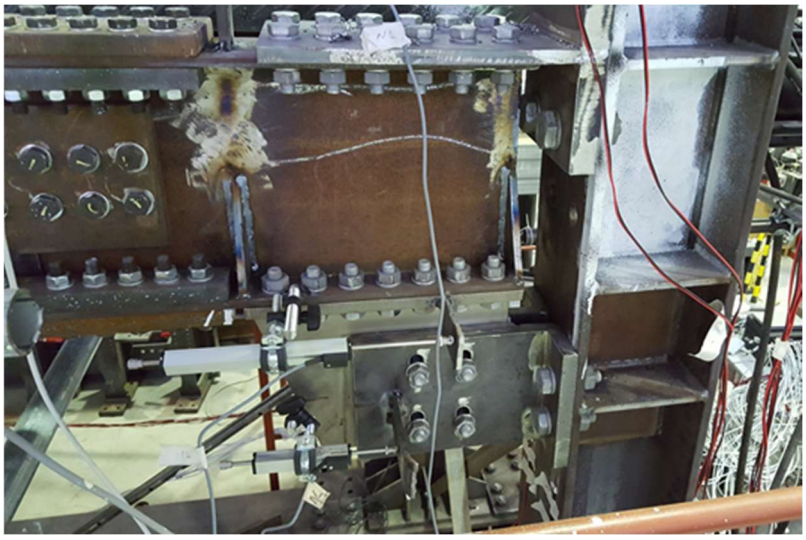


Abbildung 6.21 – FREEDAM-Anschluss 1A am Ende der zweiten Versuchskampagne

6.5 NUMERISCHE SIMULATION DER SEISMISCHEN ANTWORT

6.5.1 *Strukturkonfiguration mit RBS-Verbindungen*

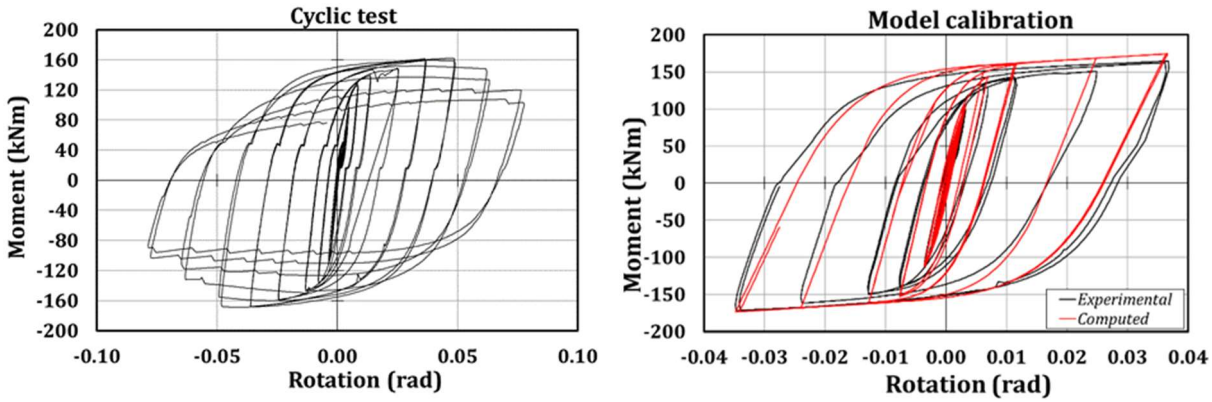
In der Vorentwurfsphase der Struktur wurde zur Ergänzung der Versuchsdaten und zur Durchführung von Blindprognosen der seismischen Antwort ein nichtlineares 3D-Finite-Elemente-Modell der mit RBS-Anschlüssen ausgestatteten Struktur mit der Software SeismoStruct [10] entwickelt (Abbildung 6.22). Die Nichtlinearität der seismischen Antwort der Struktur wurde mit einem gemischten Ansatz aus verklumpter und verteilter Plastizität ("*lumped and distributed plasticity*") modelliert. Insbesondere wurden die Strukturelemente mit inelastischen, kraftbasierten Elementen modelliert, die geometrische und materielle Nichtlinearitäten mit einem verbreiteten Plastizitätsansatz berücksichtigen.

Das verwendete finite Element ist durch fünf Integrationsabschnitte gekennzeichnet, die in mindestens 150 Fasern unterteilt wurden. Diese Unterteilung ist in der Regel ausreichend, um eine ausreichende Genauigkeit bei der Berechnung der Krümmungen ausgehend von den Spannungs-Dehnungs-Materialgesetzen zu gewährleisten. Für die Modellierung der Stockwerks-Diaphragmen wurden starre Verbinder verwendet, während in der Mitte der

Spannweiten geklumpte Massen angeordnet wurden. Das strukturelle Detail der Träger-Stützen-Verbindungen, das im Versuchsaufbau verwendet wurde, wurde bereits in einer früheren Studie von denselben Autoren getestet. Der Probekörper hatte ein Anschlussdetail mit der gleichen RBS-Geometrie und einer ähnlichen Stahlsorte. Die Ergebnisse dieser experimentellen Untersuchung [11] wurden in dieser Studie verwendet, um eine nichtlineare Feder zu kalibrieren, die das Verhalten der RBS-Anschlüsse modelliert. Das Moment-Rotations-Verhalten des in [11] geprüften RBS ist in Abbildung 6.23 unter Berücksichtigung der an der RBS-Mittellinie berechneten Biegemomente und Rotationen dargestellt. Insbesondere wurde das Moment-Rotations-Verhalten des RBS mit einem glatten Verbindungselement modelliert [12]. Diese Art von Element ist eines der vollständigeren und komplexeren hysteretischen Modelle, die in aktueller kommerzieller Software verfügbar sind. Dennoch ist sein Hauptnachteil, dass es auf einer großen Anzahl von Parametern basiert, was den Kalibrierungsprozess sehr komplex macht. Die Kalibrierung dieser Parameter wurde mit dem Softwaretool Multical [13] durchgeführt, dass die Streuung zwischen der experimentellen und der kalibrierten Kurve sowohl in Bezug auf die Energiedissipation als auch auf die zyklische Einhüllende minimiert. MultiCal ist ein Werkzeug zur Kalibrierung von hysteretischen Modellen auf der Basis genetischer Algorithmen.

Abbildung 6.22 – 3D-Modell der Strukturkonfiguration mit RBS-Verbindungen

Es ermöglicht die Suche nach der besten Kombination von Parametern, die der experimentellen Antwort entsprechen, basierend auf einer Reihe von Kriterien, die vom Benutzer definiert wurden. Soweit die Versuche an der Struktur zu Rotationsamplituden kleiner als 35 mrad geführt haben, wurde das Kalibrierungsverfahren unter Berücksichtigung der Prüfzyklen bis zur Amplitude von 35 mrad angewendet. Dieser Aspekt ist sehr wichtig, da die Kalibrierung der Modellkoeffizienten außerhalb des erwarteten Rotationsbereichs zur Definition eines Parametersatzes führen könnte, der von Phänomenen beeinflusst wird, die bei den Entwurfsrotationen nicht auftreten. Dies ist z.B. der Fall bei den im Versuch an der Unterbaugruppe beobachteten Knickphänomenen, die erst bei Drehungen von etwa 50 mrad auftraten. Der Verbindungsbereich wurde nach dem in Abbildung 6.24 beschriebenen Ansatz modelliert. Daher wurde der versteifte Teil des Stützenstegfeldes mit starren Versätzen modelliert, während die Nichtlinearität des RBS in der zuvor kalibrierten Feder berücksichtigt wurde. Diese nichtlineare Feder wurde an der RBS-Mittellinie platziert.



a) Zyklisches Verhalten des RBS *b) Modell-Kalibrierung*

Abbildung 6.23 – Experimentelles und numerisches Moment-Rotations-Verhalten des RBS

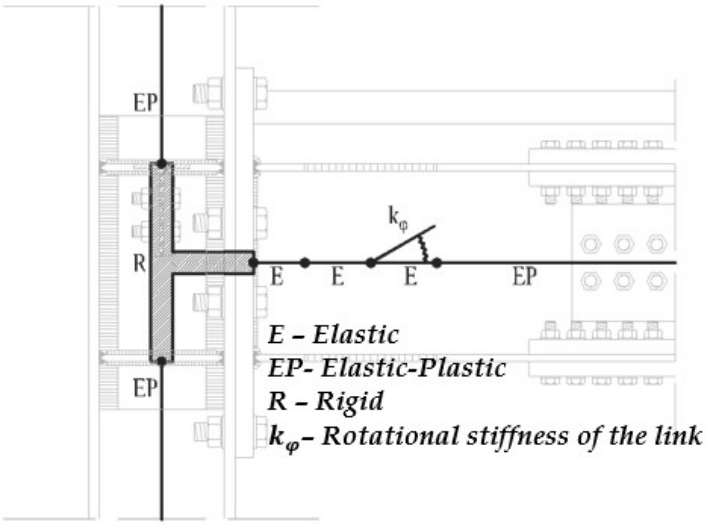


Abbildung 6.24 – FE-Modell des RBS-Träger-Anschluss-Systems

Die seismischen Lasten wurden in Form von Beschleunigungen an der Basis des Rahmens angesetzt. Die Zeitverlaufsanalysen wurden unter Berücksichtigung eines Zeitschritts von 0.01 s, unter Verwendung des Hilbert-Hughes-Taylor-Algorithmus und unter Einbeziehung eines Dämpfungswerts von 1% mit einem Rayleigh-Ansatz durchgeführt, wie dies bereits bei den pseudo-dynamischen Versuchen geschehen ist.

In diesem Abschnitt werden die wichtigsten Vergleiche zwischen den experimentellen Ergebnissen und dem numerischen Modell berichtet. Im Allgemeinen scheint das entwickelte FE-Modell im Vergleich zu den fünf berichteten Versuchen in der Lage zu sein, die globalen seismischen Antwortparameter mit ausreichender Genauigkeit zu erfassen (Tabelle 6.4). Die Streuungen zwischen den tatsächlichen und vorhergesagten Spitzenverschiebungen bzw. den tatsächlichen und vorhergesagten Spitzenkräften überschreiten nicht 25%, außer beim Spitak-Beschleunigungsdiagramm. Die geringere Genauigkeit ist in diesem speziellen Fall wahrscheinlich auf das Kalibrierungsverfahren zurückzuführen, das für die Charakterisierung der RBS angewendet wurde. Wie in [13] erläutert, kann eine Kalibrierung der Modellparameter, die nur auf den Ergebnissen eines zyklischen Versuchs basiert, zu Annäherungen führen, wenn die Akzelerogramme nur durch wenige Spitzen gekennzeichnet sind. Es wurde bereits in [13] erkannt, dass die Kalibrierung, die nur auf den Ergebnissen eines zyklischen Versuchs basiert,

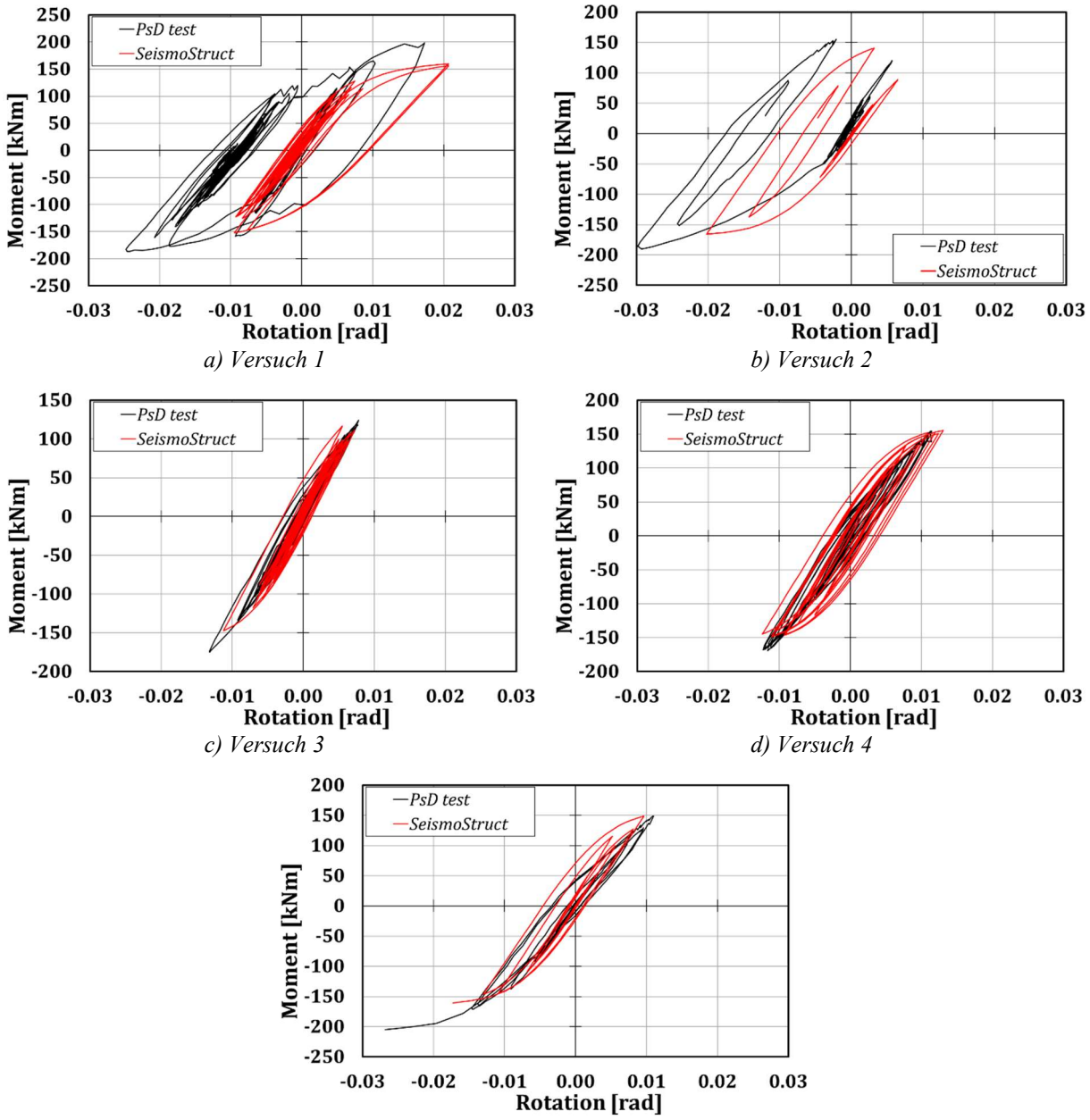
typischerweise nicht ausreicht, um eine zufriedenstellende Vorhersage der lokalen Antwort zu erhalten, insbesondere in Fällen, in denen die Verbindung nur wenige Zyklen mit großer Amplitude erfährt.

Tabelle 6.4: Experimenteller versus analytischen Vergleich von Gesamtschubkraft, Stockwerksverschiebungen und gegenseitigen Stockwerksverschiebungen

Versuch	Maximale Gesamtschub-Kraft (kN)		Maximale Verschiebung im 1. Etage (mm)		Maximale Verschiebung im 2. Etage (mm)		Maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung (%)				Energie (kNm)
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug (L-1)	Zug (L-2)	Druck (L-1)	Druck (L-2)	
1 - Real	-751	667	-79	44	-150	88	-3.27	-2.98	1.84	1.86	55.70
1 - Sim.	-656	601	-66	43	-130	84	-2.74	-3.02	1.77	1.97	50.80
1 - Err. (%)	15	11	20	4	15	5	20	-1	4	-5	10
2 - Real	-652	670	-17	85	-34	171	-0.70	-0.72	3.54	3.61	33.16
2 - Sim.	-645	648	-27	74	-52	133	-1.12	-1.24	3.08	2.55	30.21
2 - Err. (%)	1	3	-37	15	-36	28	-37	-42	15	42	10
3 - Real	-444	555	-29	40	-66	83	-1.22	-1.54	1.67	1.79	28.59
3 - Sim.	-477	563	-31	42	-60	88	-1.27	-1.52	1.74	1.97	15.78
3 - Err. (%)	-7	-1	-4	-4	10	-6	-4	2	-4	-9	81
4 - Real	-586	592	-48	41	-99	85	-2.00	-2.16	1.71	1.84	55.63
4 - Sim.	-588	575	-47	44	-98	92	-1.95	-2.12	1.83	2.07	54.42
4 - Err. (%)	0	3	2	-6	2	-8	2	2	-6	-11	2
5 - Real	-630	612	-47	62	-94	129	-1.97	-1.96	2.57	2.81	37.16
5 - Sim.	-665	555	-47	54	-81	117	-1.95	-1.62	2.26	2.63	31.12
5 - Err. (%)	-5	10	1	14	15	10	1	21	14	7	19

Für diese Fälle sollte die Kalibrierung mindestens unter Berücksichtigung der Ergebnisse eines zyklischen Versuchs und der Ergebnisse eines monotonen Versuchs durchgeführt werden. Für alle anderen Fälle scheinen die Vorhersagen der der Spitzenkräfte, der maximalen Stockwerksverschiebungen und maximalen gegenseitigen Stockwerksverschiebungen jedoch recht genau zu sein.

Die Tabelle zeigt, dass das FE-Modell in vielen Fällen eine recht zufriedenstellende Vorhersage der globalen Antwort liefert. Diese genaue Vorhersage der globalen Antwortparameter entspricht nicht dem gleichen Genauigkeitsgrad, wenn Versuchsdaten und analytische Ergebnisse in Bezug auf die lokalen Antwortparameter verglichen werden. Während die hysteretischen Zyklen insgesamt eine ähnliche Form wie die experimentellen Schleifen haben, sind die Vorhersagen hinsichtlich der maximalen/minimalen Rotationen, die die RBS-Verbindungen aufweisen, und der Spitzenbiegemomente an der RBS-Mittellinie relativ näherungsweise (Abbildung 6.25).



a) Versuch 1 b) Versuch 2

c) Versuch 3 d) Versuch 4

e) Versuch 5

Abbildung 6.25 – Vergleich der hysteretischen Schleifen für RBS-1A

Dieser Vergleich, für die fünf Versuche, ist in Abbildung 6.25 bezüglich der Antwort von Anschluss 1A von MRF-1 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Spitzenrotationen in vielen Fällen mit geringer Genauigkeit vorhergesagt werden, während die Spitzenbiegemomente genauer vorhergesagt werden. Das bedeutet, dass das Federmodell, das zur Modellierung des Moment-Rotations-Verhaltens der RBS-Verbindungen verwendet wurde, zwar ausgehend von den Ergebnissen eines experimentellen Versuchs und unter Verwendung eines genauen Kalibrierungsverfahrens kalibriert wurde, das Hauptproblem der phänomenologischen Modelle jedoch in der Modelltypologie begründet ist.

Während solche Modelle in der Theorie auf mehreren Parametern basieren, die in der Lage sind, das experimentelle Verhalten eines beliebigen Verbindungstyps sehr genau zu reproduzieren, sind diese Parameter nicht direkt mit dem mechanischen Verhalten des modellierten Elements verbunden. Dies kann zu einer Diskrepanz zwischen dem realen und dem simulierten Verhalten

führen, die in vielen Fällen auch erheblich sein kann. Die Vergleiche in Tabelle 6.5 zeigen, dass die Fehler bei den Spitzenrotationen von mindestens 1% bis höchstens 62% variieren, während die Fehler bei den Spitzenmomenten von mindestens 0% bis höchstens 22% variieren. Die Variationsbreite der Streuungen bei der Vorhersage der Spitzenrotationen, die zwischen 1% und 62% liegt, ist eindeutig auf die Tatsache zurückzuführen, dass die Parameter für die Modellierung des zyklischen Verhaltens der Verbindungen gegen die experimentellen Ergebnisse kalibriert werden, die aus der Prüfung von Träger-Stützen-Unterbaugruppen stammen, die konventionellen Belastungsprotokollen unterworfen wurden, die sich erheblich von denen unterscheiden können, die unter realen Erdbeben auftreten, und noch mehr unter dem Auftreten von wiederholten Erdbeben wie der in dieser Studie betrachteten Sequenz.

Tabelle 6.5: Vergleiche zum Anschluss 1A

Versuch	Rotation (rad)		Biegemoment (kNm)		Energie (kNm)
	Maximum	Minimum	Maximum	Minimum	
1 – Real	17	-25	199	-187	10
1 – Sim.	21	-10	160	-152	7
1 – Err. (%)	19	62	-20	18	-27
2 – Real	6	-30	156	-190	4
2 – Sim.	6	-20	141	-166	3
2 – Err. (%)	15	32	-10	13	-28
3 – Real	8	-13	124	-175	3
3 – Sim.	7	-11	117	-147	2
3 – Err. (%)	-7	15	-6	16	-18
4 – Real	11	-12	155	-169	7
4 – Sim.	13	-12	155	-149	9
4 – Err. (%)	14	-1	0	12	40
5 – Real	11	-27	149	-205	6
5 – Sim.	10	-17	148	-161	4
5 – Err. (%)	-13	36	0	22	-28

Die erzielten Ergebnisse bestätigen die entscheidende Rolle der Belastungsgeschichte, auf die bereits in früheren Studien hingewiesen wurde [13]. Es ist jedoch auch wichtig darauf hinzuweisen, dass sich die Streuungen deutlich verringern, wenn globale Antwortparameter, wie z.B. gegenseitige Stockwerksverschiebungen, berücksichtigt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass lokale Ungenauigkeiten gemittelt werden, sobald die Anzahl der dissipativen Zonen zunimmt. Es wird erwartet, dass bei Strukturen mit einer größeren Anzahl von Etagen und Feldern aufgrund der hohen Anzahl dissipativer Zonen eine weitere Verbesserung der Vorhersage der globalen Antwortparameter zu erwarten ist.

Unter dem Gesichtspunkt der Energiedissipation sind die Streuungen in vielen Fällen ebenfalls signifikant, wie es in Tabelle 6.5 dargestellt ist.

6.5.2 *Strukturkonfiguration mit FREEDAM-Verbindungen*

In Bezug auf die mit FREEDAM-Anschlüssen ausgestattete Struktur wurde ein nichtlineares 2D-Modell des Gebäudes mit der Software OpenSees [14] entwickelt (Abbildung 6.26), um einen

doppelten Zweck zu erreichen: 1) das FE-Modell wurde zunächst entwickelt, um blinde Vorhersagen der seismischen Antwort des Gebäudes durchzuführen; 2) die FE-Ergebnisse dienten dazu, die Auslegung des Versuchsaufbaus und der Ausrüstung zu überprüfen, indem die aufzubringenden Reaktionskräfte vorhergesagt und ihre Kompatibilität mit den Kapazitäten des Aktuatorsystems verifiziert wurden.

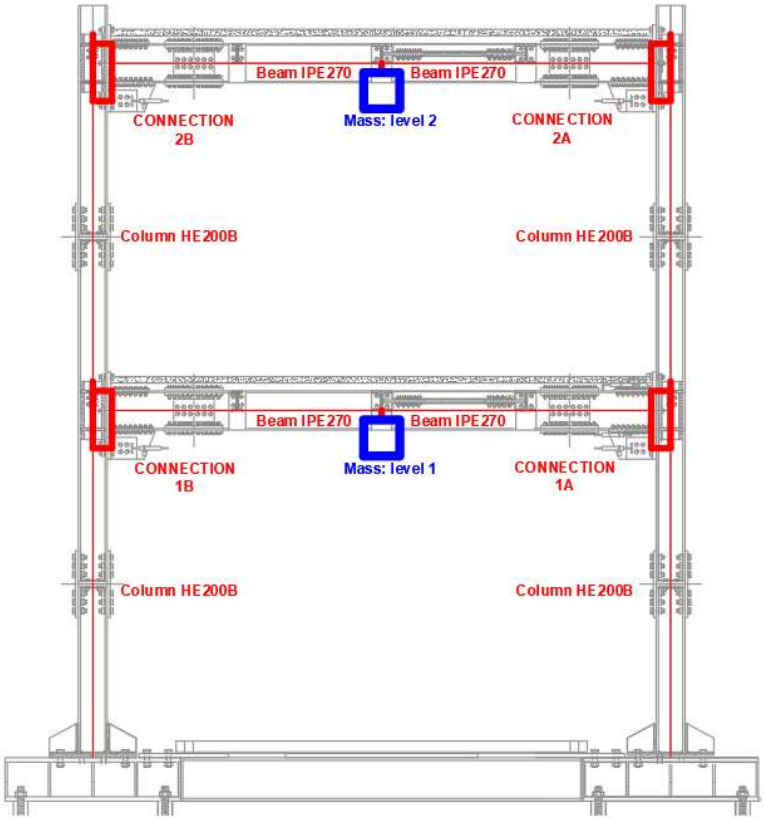


Abbildung 6.26 – FE-Modell der Struktur

Die Strategie, die für die FE-Modellierung gewählt wurde, basiert auf der Verwendung eines gemischten Ansatzes aus "*lumped*" und "*distributed plasticity*". Insbesondere wurden die Träger und die Stützen mit inelastischen kraftbasierten Elementen (*forceBeamColumn*-Element in OpenSees) modelliert, um die geometrischen und materiellen Nichtlinearitäten mit einem „*Spread-Plasticity*“ Ansatz zu berücksichtigen. Jedes Element wurde durch fünf Integrationsabschnitte charakterisiert, die in mindestens 120 Fasern unterteilt sind. Dies gewährleistet eine gute Genauigkeit für die Bewertung von Krümmungen und inneren Einwirkungen ausgehend von der Kenntnis der Materialeigenschaften. Um die Einsatzpunkte der Trägheitskräfte durch die Aktuatoren im Versuchsaufbau zu modellieren, wurden 65 mm unterhalb der Mitte der Spannweiten geklumpte Massen angeordnet.

Für die Anschlüsse wurde eine sehr verfeinerte Verbindungsmodellierung verwendet. Das Modell enthält ein Gelenk, das sich auf der Ebene des oberen Trägerflansches befindet, wo sich der T-Stummel befindet, der den Drehpunkt fixiert. Daher ist das Modell konsistent mit der physikalischen Lage des Rotationszentrums. Außerdem wird an der Mittellinie des Reibungsdämpfers ein Nulllängenelement mit einem translatorisch inelastischen Kraft-Verschiebungs-Gesetz platziert (Abbildung 6.27).

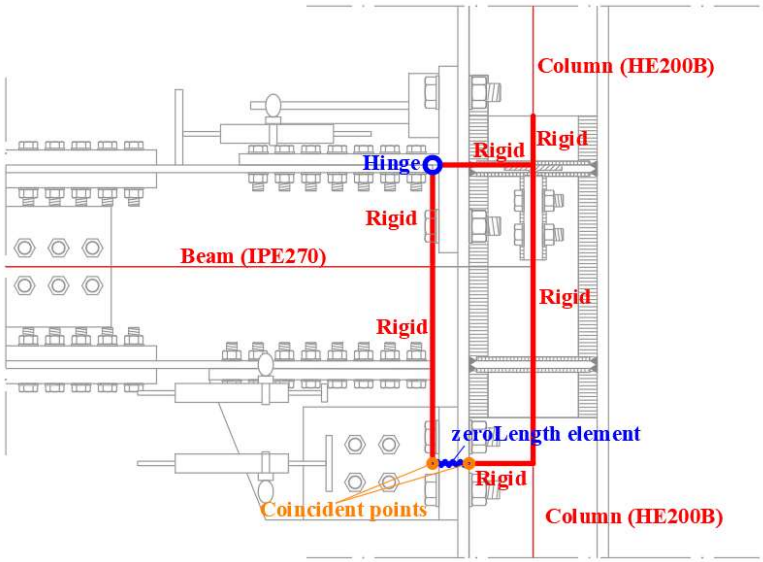


Abbildung 6.27 – FE-Modell der Träger-Stützen-Verbindung (verfeinertes Modell)

Insbesondere das Kraft-Weg-Gesetz der Translationsfeder wurde mit dem uniaxial-materiellen Hysterese-Element erstellt, dessen Eingabeparameter in Abbildung 6.28 dargestellt sind; diese Parameter beinhalten die Koordinaten von sechs Punkten zur Modellierung des nichtlinearen Verhaltens der Verbindung. Darüber hinaus ist es möglich, auch eine Entladungssteifigkeit mit einer duktilitätsabhängigen Degradierung nach einem durch $\mu^{-\beta}$ gegebenen Faktor zu modellieren.

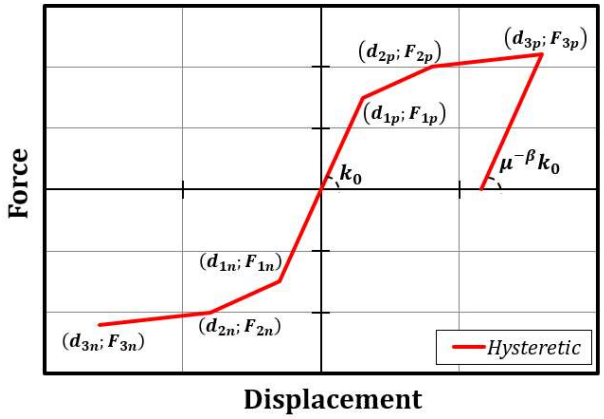


Abbildung 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parameters

Bezogen auf den untersuchten Fall wurde ein symmetrisches trilineares Kraft-Weg-Gesetz angenommen, wobei die Fließkraft gleich der Gleitkraft der Reibeinrichtungen ($F_{cf,Sd} = 234\ kN$) und eine vernachlässigbare postelastische Verfestigung angenommen wurde. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden die Koordinaten der Punkte in Tabelle 6.6 angegeben, während der β-Faktor gleich 0 gesetzt wurde.

Zur Verbindung der verschiedenen Teile des Modells wurden starre Elemente verwendet, wie in Abbildung 6.27 dargestellt.

Tabelle 6.6: Uniaxiales hysteretisches Material: Parameter

Punkt	d (mm)	F (kN)
3n	-170.0	-236.0
2n	-10.0	-235.0
1n	-0.02	-234.0
	0.0	0.0
1p	0.02	234.0
2p	10.0	235.0
3p	170.0	236.0

Beschleunigungen an der Strukturbasis wurden angewendet, um die eingegebene Erdbebenbewegung zuzuordnen. Die angenommenen Zeitverläufe sind durch einen Zeitschritt von 0.01 s gekennzeichnet. Die Bewegungsgleichung wurde mit dem Newmark-Algorithmus gelöst, wobei in allen Versuchen ein Dämpfungswert von 1% eingestellt wurde, mit einem Rayleigh-Ansatz, wie bereits bei den pseudo-dynamischen Versuchen geschehen.

Der vorgeschlagene Modellierungsansatz der Verbindung hat sich als zuverlässiger erwiesen als der einfache Ansatz, der darin besteht, das Biegeverhalten der Verbindung in einer Drehfeder zu konzentrieren, da diese Lösung nicht in der Lage ist, die Aktivierung der Reibungsdämpfer vorherzusagen, wie es in den pseudo-dynamischen Versuchen geschieht. Der verfeinerte Ansatz kann stattdessen das reale mechanische Verhalten der Anschlüsse berücksichtigen. Die Ergebnisse bezüglich der seismischen Antwort des gesamten Gebäudes sind in Tabelle 6.7 aufgeführt. Die Streuungen in Bezug auf die maximalen Stockwerksverschiebungen sind kleiner als 25%. Wie in Abbildung 6.29 zu sehen ist, ist der Verschiebungs-Zeitverlauf außerdem phasengleich, was eine genauere Modellierung bestätigt.

Taeblle 6.7: Experimenteller und numerischer Vergleich der Aktuatorkräfte und der Stockwerksverschiebungen

Versuch	Aktuatorkräfte (kN)		Spitzenwert der Stockwerkverschiebung (mm)	
	(L-1)	(L-2)	(L-1)	(L-2)
1 – PsD	339	326	73	104
1 - Sim. 2	250	232	58	119
1 - Err. (%)	-26	-29	-21	14
2 - PsD	282	257	79	112
2 - Sim. 2	237	223	59	133
2 - Err. (%)	-16	-13	-25	18
3 - PsD	220	222	41	75
3 - Sim. 2	228	215	36	92
3 - Err. (%)	4	-3	-12	22
4 - PsD	390	255	56	89
4 - Sim. 2	240	214	43	103
4 - Err. (%)	-38	-16	-23	15
5 - PsD	340	270	72	112
5 - Sim. 2	266	242	58	126
5 - Err. (%)	-22	-10	-20	12

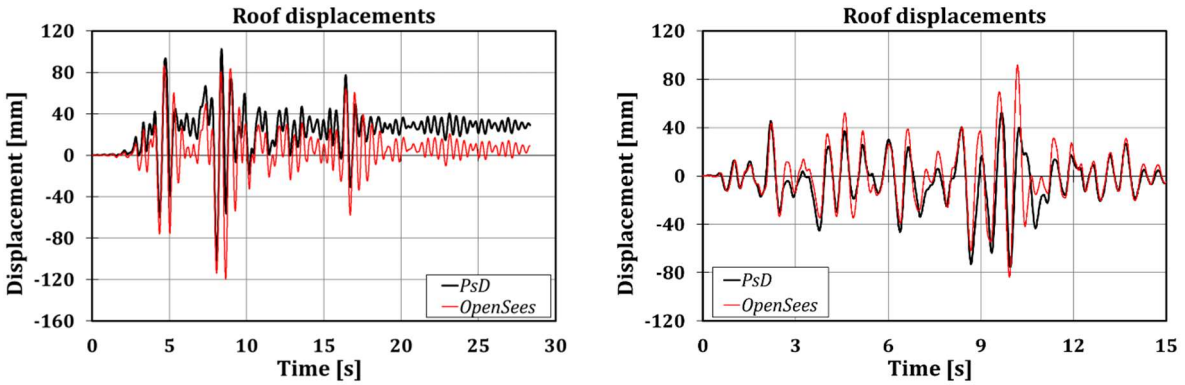


Abbildung 6.29 – Dach-Verschiebungen: Versuch 1 (links) und Versuch 3 (rechts)

Darüber hinaus ist die genaue Vorhersage der Gesamtschubkraft in Abbildung 6.30 dargestellt.

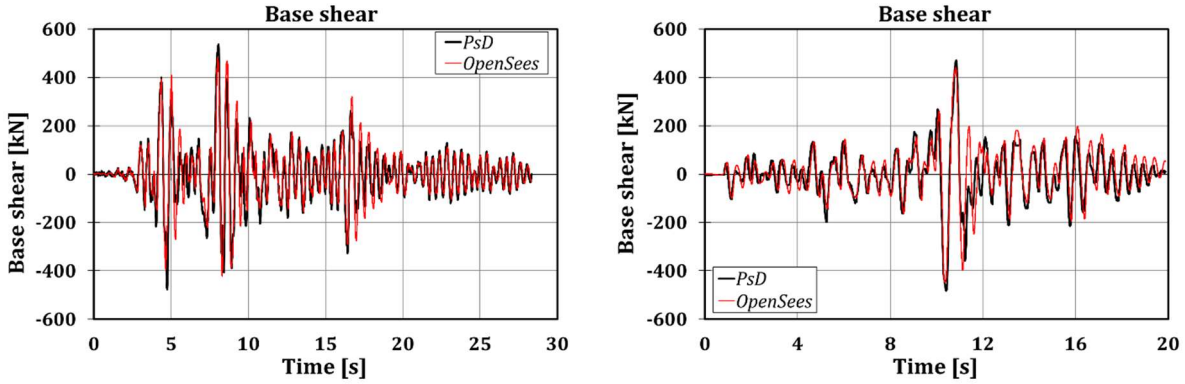


Abbildung 6.30 – Gesamtschubkraft: Versuch 1 (links) und Versuch 2 (rechts)

In Tabelle 6.8 ist der Vergleich zwischen den experimentellen Ergebnissen und den numerischen Untersuchungen in Bezug auf die Biegemomente und die Rotationen von Anschluss 1A dargestellt. Die maximalen Streuungen in Bezug auf die Biegemomente variieren zwischen -14 und +28%. Der Hauptvorteil bei der Verwendung dieses gemeinsamen Modellierungsansatzes ist, dass das Modell die tatsächliche Aktivierung der Reibungsdämpfer erfasst (Abbildung 6.31).

Unabhängig vom gewählten gemeinsamen Modellierungsansatz sind die Streuungen zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen jedoch nicht zu vernachlässigen, was die Schwierigkeiten bei der Vorhersage der seismischen nichtlinearen Antwort von Strukturen aufgrund vieler Quellen von Unsicherheiten beweist. Insbesondere ist im untersuchten Fall sicherlich ein wichtiger Einfluss durch die zufällige Variabilität des Reibungskoeffizienten der Dämpfer und die Kontrolle der tatsächlichen Vorspannung der Schrauben gegeben, die beide den Schlupfwiderstand der Reibungsdämpfer und die Zeit, die ihrem Schlupf unter der seismischen Einwirkung entspricht, beeinflussen.

Schließlich ist es wichtig zu betonen, dass die Träger-Stützen-Verbindungen nach der gesamten Erdbebensequenz praktisch keine Schäden aufwiesen, was das Verhalten bestätigt, das bereits von Träger-Stützen-Verbindungsuntergruppen bei experimentellen Versuchen unter zyklischen Belastungsbedingungen gezeigt wurde [9]. Sie können als schadensarme Verbindungen bezeichnet werden, da im Schaft des verschraubten T-Stummels in der Nähe des Rotationszentrums nur geringe Fließbeanspruchungen auftraten. Ähnlich, geringes Fließen trat

in den Winkeln auf, die den Reibungsdämpfer mit dem Stützenflansch verbinden [9]. Umgekehrt zeigte das gleiche Gebäude, das mit einem überstehendem Kopfplattenanschluss mit RBS ausgestattet war und der gleichen Erdbebensequenz ausgesetzt war [5], am Ende der seismischen Sequenz das Versagen der Verbindung aufgrund des Bruchs der Trägerflansche im Bereich des reduzierten Trägerquerschnitts und, bei einigen Verbindungen, aufgrund des Bruchs der Schweißnähte, die den Träger mit der Kopfplatte verbinden.

Tabelle 6.8: Experimenteller vs. numerischer Vergleich der Verbindung 1A (PsD-Versuch vs. Sim.2)

Versuch	Rotation (rad)	Biegemoment (kNm)		Energie (kNm)
		Negativ	Positiv	
2 - PsD	17.03	118.36	90.98	4.14
2 - Sim. 2	10.52	103.50	103.93	2.15
2 - Err. (%)	-38	-13	14	-48
3 - PsD	3.74	99.24	74.11	0.34
3 - Sim. 2	0.65	85.63	103.53	0.07
3 - Err. (%)	-83	-14	40	-81
4 - PsD	4.61	107.55	87.42	2.64
4 - Sim. 2	2.53	103.60	98.49	0.26
4 - Err. (%)	-45	-4	13	-90
5 - PsD	12.58	113.82	81.36	5.69
5 - Sim. 2	7.42	103.80	103.74	1.98
5 - Err. (%)	-41	-9	28	-65

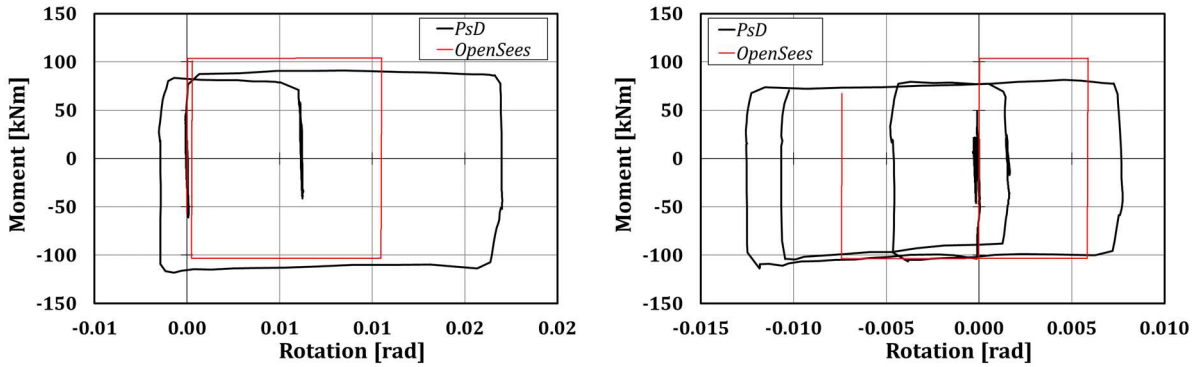


Abbildung 6.31 – Hysteresekurven (Anschluss 1A): Versuch 2 (links) und Versuch 5 (rechts)

6.6 VERGLEICH DER SEISMISCHEN LEISTUNGEN

In diesem Abschnitt wird ein Vergleich der wichtigsten Ergebnisse der beiden Versuchskampagnen berichtet.

In Tabelle 6.9 sind die Stockwerksverschiebungen und die in jeder Kampagne gemessene Gesamtschubkraft aufgeführt. Es ist zu beobachten, dass die mit FREEDAM-Anschlüssen ausgestattete Struktur immer geringere Gesamtschubkräfte aufweist. Dies ist auf die begrenzten Biegemomente zurückzuführen, die die mit Reibungseinrichtungen ausgestattete Struktur auf die

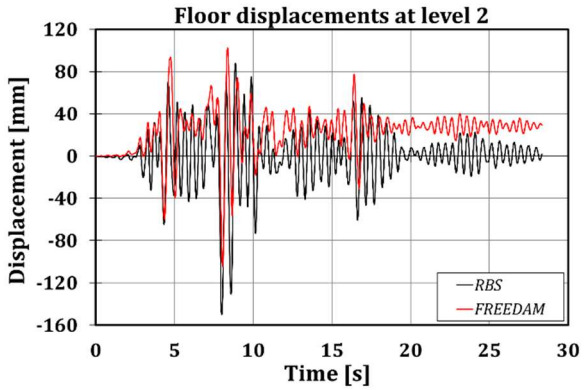
Stützen übertragen kann. Stattdessen kann dieser Trend nicht in Bezug auf die Stockwerksverschiebungen beobachtet werden.

Tabelle 6.9: Vergleich zwischen den Versuchskampagnen in Bezug auf Stockwerksverschiebungen und Gesamtschubkraft

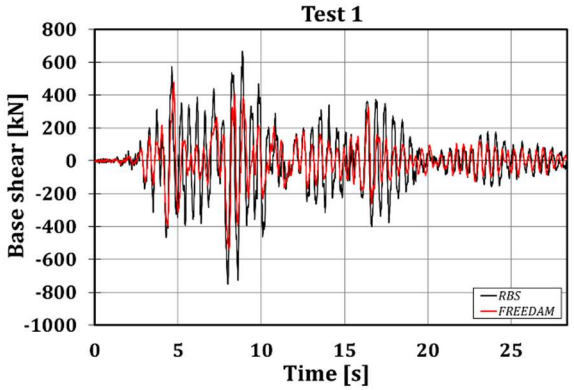
		Verschiebungen (mm)				Gesamtschubkraft (kN)	
		Zug		Druck		Zug	Druck
		Etage 1	Etage 2	Etage 1	Etage 2		
Imperial Valley	**RBS**	-79	-150	44	88	-751.33	667.09
	FREEDAM	-73	-104	65	103	-536.88	477.20
Spitak	**RBS**	-17	-34	85	171	-652.47	670.44
	FREEDAM	-53	-84	79	112	-446.98	469.73
Künstliches Akzelerogramm	**RBS**	-29	-66	40	83	-444.42	555.15
	FREEDAM	-41	-75	38	52	-271.62	346.79
Santa Barbara	**RBS**	-48	-99	41	85	-585.66	592.36
	FREEDAM	-56	-89	52	70	-388.06	483.42
Coalinga	**RBS**	-47	-94	62	129	-629.71	612.24
	FREEDAM	-72	-112	61	85	-439.24	459.37

Außerdem machen die FREEDAM-Anschlüsse das Strukturverhalten zwischen zwei aufeinanderfolgenden Spitzen der Eingangsbewegung elastisch. Dies ist der Grund für den reduzierten Verschiebungsbereich, der während der gesamten Versuche in der zweiten Kampagne beobachtet wurde. Das letzte Phänomen hat eine allgemeine Gültigkeit für alle Versuche, wird aber für die Versuche 1, 2 und 5 in Abbildung 6.32 dargestellt. Außerdem verdeutlichen die Abbildungen, dass Reibungseinrichtungen die Selbstzentrierung der Struktur nicht garantieren.

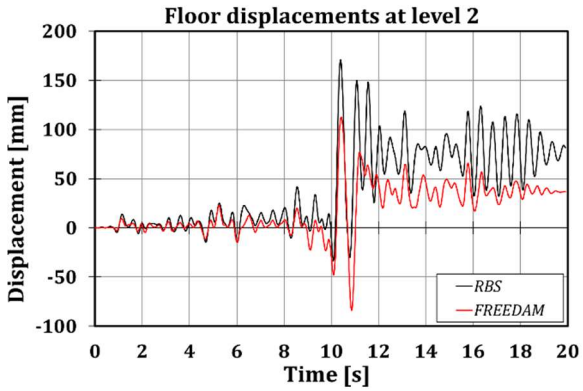
Der Einfachheit halber wird das lokale Tragverhalten der untersuchten Verbindungen mit Bezug auf die am meisten ausgenutzte Verbindung, bei der keine technischen Probleme aufgetreten sind, berichtet. Die Verbindung 1A ist die gewählte Verbindung, und der Vergleich wird mit Bezug auf die Erdbeben von Spitak und Coalinga mit PGA gleich 0.8g durchgeführt. Die Diskussionen für diesen Anschluss und die Eingangsbewegung sind analog für alle anderen.



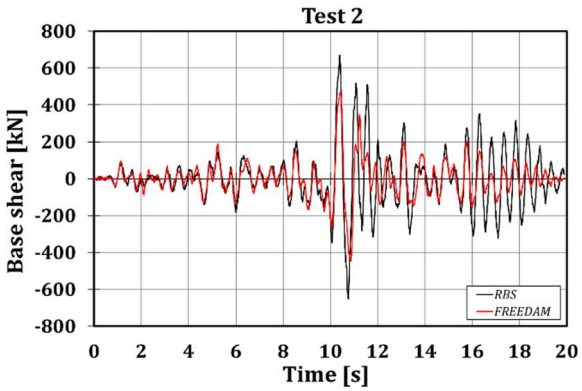
a) Versuch 1: Verschiebungen der zweiten Etage



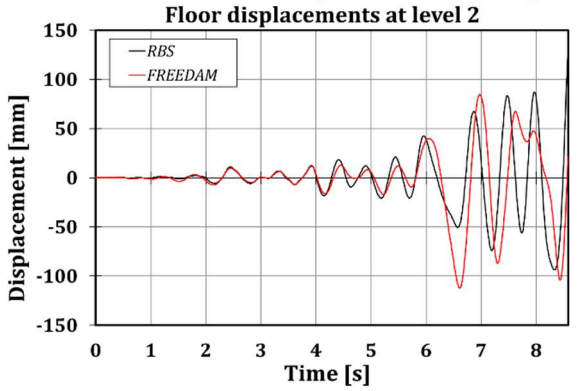
b) Versuch 1: Gesamtschubkraft



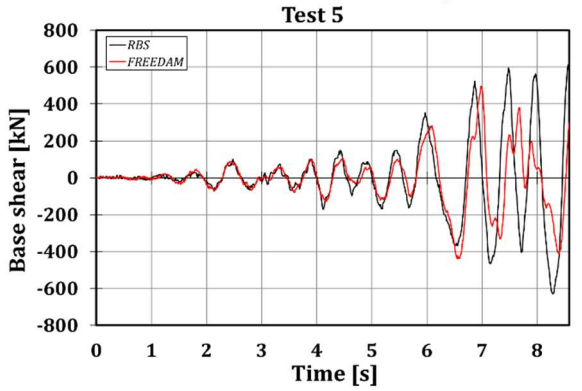
c) Versuch 2: Verschiebungen der zweiten Etage



d) Versuch 2: Gesamtschubkraft



e) Versuch 5: Verschiebungen der zweiten Etage

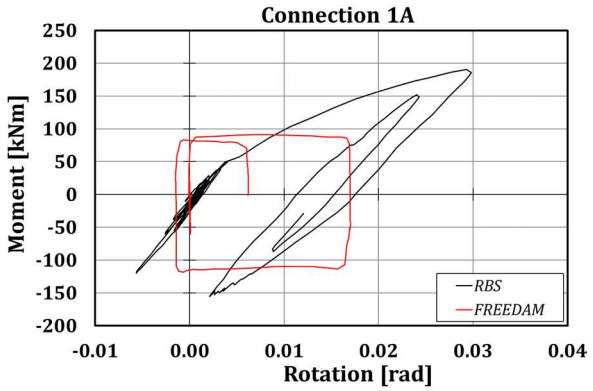


f) Versuch 5: Gesamtschubkraft

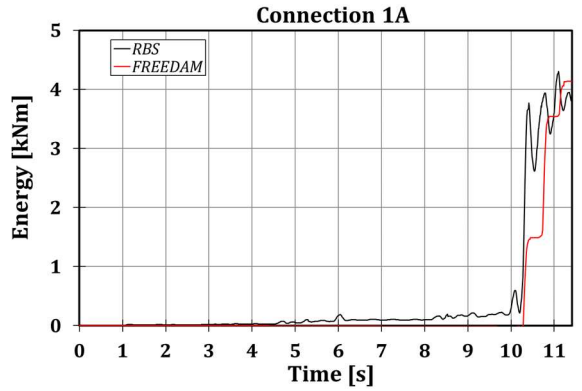
Abbildung 6.32 – Vergleich zwischen den Stockwerksverschiebungen in der zweiten Etage und der Gesamtschubkraft

In Abbildung 6.33 ist zu erkennen, dass der RBS-Anschluss ein höheres Biegemoment aufnimmt und eine höhere Rotationsbeanspruchung aushält: ca. 240 kNm im Vergleich zu 120 kNm, bzw. ca. 0.027 rad im Vergleich zu 0.013 rad. Dennoch kann nachgewiesen werden, dass die beiden verglichenen Anschlüsse die gleiche Energie dissipieren. Dies ist auf das optimale Verhalten der FREEDAM-Verbindung zurückzuführen, die es gleichzeitig ermöglicht, die Struktur auf niedrigem Niveau zu belasten und sie steifer zu machen, ohne die Möglichkeit zu verhindern, eine hohe Energiemenge zu dissipieren.

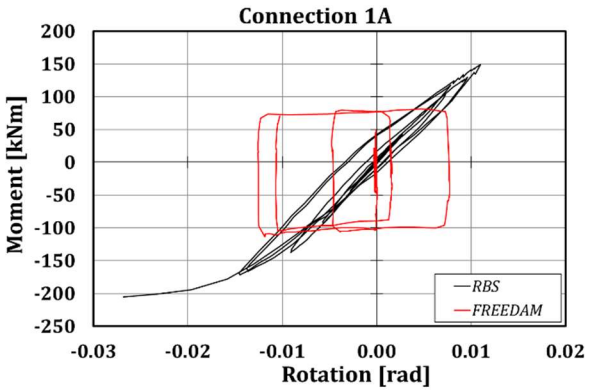
Die vorherigen Festlegungen gelten für Verbindungen, die zur ersten Etage gehören, während die Verbindungen, die sich in der zweiten Etage befinden, hauptsächlich elastisches Verhalten zeigen und aus diesem Grund hier nicht berichtet werden.



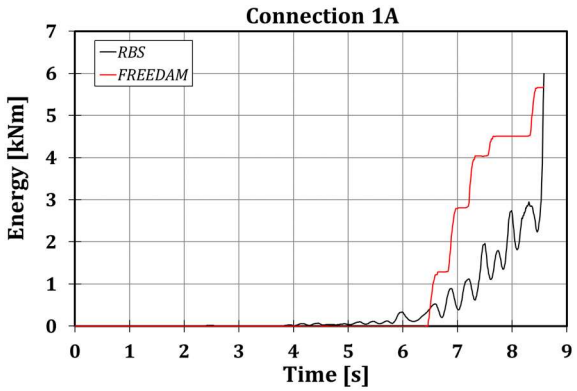
a) Versuch 2 – Hysteresekurven



b) Versuch 2 – dissipierte Energie



c) Versuch 5 – Hysteresekurven



d) Versuch 5 – dissipierte Energie

Abbildung 6.33 – Verbindung 1A: Hysteresekurven und dissipierte Energie

6.7 LITERATUR

[1] Magonette, G., Pegon, P., Buchet, P., Advanced Testing Techniques at the ELSA-JRC Reaction Wall (1998).

[2] Molina, F. J., Buchet, Ph., Magonette, G. E., Negro, P., Bidirectional pseudodynamic techinique for testing a three-storey reinforced concrete building (2004) Proc. Of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper N., 75.

[3] Tsai, K., Weng, Y., Lin S. L., Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame (2004) 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 750.

[4] CEN (2005) EN 1998-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[5] CEN (2005) EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[6] Di Benedetto, S., Francavilla, A.B., Latour, M., Ferrante Cavallaro, G., Piluso, V., Rizzano, G. Pseudo-dynamic testing of a full-scale two-storey steel building with RBS connections (2020) Engineering Structures, 212.

[7] CEN [2005]: EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of Joints, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[8] AISC Steel Design Guide, Murray, T. M., Summer, E. A., Extended End-Plate Moment Connections. Seismic and Wind Applications, 2003.

[9] Meng, R. L., Design of moment end-plate connections for seismic loading (1996) Ph. D. Thesis, College of Architecture and Urban Studies, The Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.

[10] Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano, G., Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices, Journal of Constructional Steel Research, 172 (2020) 106240.

[11] SeismoSoft (2016). SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic analysis of framed structures.

[12] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G., Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification (2011) J. Earthq. Eng., vol. 15, no. 2, pp. 214–244.

[13] Sivaselvan, M. V., Reinhorn, HYSTERETIC MODELS FOR DETERIORATING INELASTIC STRUCTURES (2000) J. Eng. Mech., vol. 126, no. June, pp. 633–640.

[14] Chisari, C., Francavilla, A. B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano G., Amadio, C., Critical issues in parameter calibration of cyclic models for steel members (2017) Engineering Structures, vol. 132, pp. 123-138

[15] McKenna, F., OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation, Computing in Science and Engineering (2011) 13, 58-66.

KAPITEL 7

PRÄ-NORMATIVE BEMESSUNGSEMPFEHLUNGEN

1. ANWENDUNGSBEREICH

(1) Dieses Dokument dient dazu, im Rahmen von prEN 1998-1-1 und prEN 1998-1-2, ergänzende Regeln und Anforderungen für biegesteife Stahlrahmen mit FREEDAM-Verbindungen bereitzustellen.

(2) Dieses Dokument dient außerdem dazu, spezifische Bemessungsregeln für Träger-Stützen Verbindungen mit FREEDAM-Dämpfern zu formulieren, die mit der prEN 1993-1-8 harmonisiert werden sollen.

2. NORMATIVE VERWEISE

(1) Auf die folgenden Dokumente wird im Text so verwiesen, dass ihr gesamter Inhalt oder Teile davon die Voraussetzungen dieses Dokumentes darstellen:

- EN 1990, Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung
- EN 1991 (alle Teile), Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke
- EN 1993 (alle Teile), Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- EN 1998 (alle Teile), Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben

3. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN: GRENZZUSTÄNDE UND DUKTILITÄTS-KLASSEN

(1) Das Erdbebenverhalten einer Struktur wird anhand ihres Schadenszustandes bei einer bestimmten seismischen Einwirkung gemessen. Der Schadenszustand bezieht sich in allen Teilen der EN 1998 auf die vier in a) bis d) definierten Grenzzustände (*engl. "limit states" – LS*):

a) Der Grenzzustand *Near Collapse (NC)* wird als Zustand definiert, in dem die Struktur stark beschädigt ist, mit großen permanenten Verformungen, die Standsicherheit aber bleibt erhalten; die meisten Nebenkomponenten, sofern vorhanden, haben versagt.

b) Der Grenzzustand *Significant Damage (SD)* wird als Zustand definiert, in dem die Struktur signifikant beschädigt ist, möglicherweise mit moderaten permanenten Verformungen, die Standsicherheit bleibt aber erhalten; Nebenkomponenten sind, sofern vorhanden, beschädigt (z.B. haben Trennwände und Ausfachungen noch nicht aus der Ebene heraus versagt). Es wird davon ausgegangen, dass die Struktur repariert werden kann, aber in einigen Fällen kann die Reparatur unwirtschaftlich sein.

c) Der Grenzzustand *Damage Limitation (DL)* wird als Zustand definiert, in dem die Struktur nur leicht beschädigt ist und eine Reparatur wirtschaftlich ist, mit vernachlässigbaren permanenten Verformungen und uneingeschränkter Fähigkeit, künftigen Erdbeben standzuhalten. Die Bauteile der Struktur behalten ihre volle Festigkeit

mit einer begrenzten Abnahme der Steifigkeit; Nichttragende Bauteile weisen, sofern vorhanden, nur geringfügige Schäden auf, die wirtschaftlich repariert werden können (z.B. können Trennwände und Ausfachungen verteilte Risse aufweisen).

d) Der Grenzzustand *Fully Operational (OP)* ist der Zustand, in dem die Struktur kaum beschädigt und wirtschaftlich zu reparieren ist und der einen kontinuierlichen Betrieb der in der Struktur untergebrachten Systeme ermöglicht.

(2) Die Grenzzustände Significant Damage (SD) und Near Collapse (NC) sollten als Grenzzustände der Tragfähigkeit (*engl.: "Ultimate Limit States" - ULS*) betrachtet werden. Die Grenzzustände Damage Limitation (DL) und Fully Operational (OP) sollten als Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (*engl.: "Serviceability Limit States" - SLS*) betrachtet werden.

(3) Unter Berücksichtigung ihrer Verformungskapazität und ihrer kumulativen Energiedissipationsfähigkeit lassen sich Strukturen in drei Duktilitätsklassen kategorisieren: DC1 (Duktilitätsklasse 1), DC2 (Duktilitätsklasse 2) und DC3 (Duktilitätsklasse 3).

4. GRUNDLEGENDE DARSTELLUNG DER SEISMISCHEN EINWIRKUNG

(1) Die Erdbebeneinwirkung an einer bestimmten Stelle auf der Erdoberfläche wird durch horizontale und vertikale elastische pseudo-absolute Beschleunigungsspektren dargestellt, die im Folgenden als „elastische Antwortspektren" bezeichnet werden.

(2) Die elastischen Antwortspektren sind nach prEN 1998-1-1 zu definieren.

5. ANALYSE UND NACHWEISE

(1) Die Auswirkungen der Erdbebeneinwirkung auf Tragwerke mit FREEDAM-Verbindungen sollten unter der vorgeschriebenen Erdbebeneinwirkung nach einem der folgenden Ansätze aus EN 1998-1-1 bewertet werden.

(2) Der kraftbasierte Ansatz, der eine lineare Analyse verwendet, die implizit und näherungsweise die Überfestigkeit und die Duktilität, die sich aus der nichtlinearen Antwort ergeben, durch einen Verhaltensbeiwert q berücksichtigt, darf entweder mit a) oder b) umgesetzt werden:

a) Das Verfahren mit horizontalen Ersatzlasten (Abschnitt 6.4.1 in EN 1998-1-1);
b) Die Antwortspektrum Methode (Abschnitt 6.4.2 in EN 1998-1-1).

(3) Der kraftbasierte Ansatz darf für den Nachweis des Grenzzustandes SD verwendet werden.

(4) Wenn nicht anders angegeben, sollte der kraftbasierte Ansatz nicht für den Nachweis des Grenzzustandes NC verwendet werden.

(5) Der kraftbasierte Ansatz lässt sich unter Verwendung von $q=1$ für die Nachweise im Grenzzustand DL und OP anwenden.

(6) Der verschiebungsbasierte Ansatz, der explizit die nichtlineare strukturelle Antwort berücksichtigt, darf durch eine nichtlineare statische Analyse basierend auf einer Pushover-Analyse umgesetzt werden (Abschnitt 6.5 in EN 1998-1-1).

(7) Beim kraftbasierten Ansatz sollten die Bemessungsverschiebungen aus den berechneten Verschiebungen wie in EN 1998-1-1 Abschnitt 6.4.2(2) gefordert, ermittelt werden. Beim verschiebungsbasierten Ansatz sollten die Bemessungsverschiebungen die aus der Analyse ohne weitere Änderung sein, außer wie in Abschnitt 6.5.4(6) in EN 1998-1-1.

(8) Als Alternative zu (2) und (6) dürfen auch nichtlineare Zeitschrittberechnungen verwendet werden (Abschnitt 6.6 in EN 1998-1-1).

(9) Es sollte überprüft werden, dass die Einwirkungen die entsprechenden Widerstände für den mit der vorgeschriebenen Erdbebeneinwirkung verbundenen Grenzzustand nicht überschreiten (Abschnitt 6.7 in EN 1988-1-1).

(10) Die Erdbebeneinwirkungen sollten unter Berücksichtigung von a) und b) ermittelt werden:

a) Unsicherheiten in der Position der Massen und der Steifigkeitsverteilung;
b) die räumliche Variation der seismischen Anregung, falls erforderlich.

6. VERHALTENSBEIWERT FÜR DAS REDUZIERTE SPEKTRUM BEIM KRAFTBASIERTEN ANSATZ

(1) Beim kraftbasierten Ansatz, in DC1, DC2 oder DC3, sollte die Erdbebeneinwirkung die Form eines reduzierten Spektrums haben, abgeleitet vom elastischen Antwortspektrum, durch Einführung des Verhaltensbeiwertes q, der Überfestigkeit, Verformungskapazität und Energiedissipationskapazität berücksichtigt. Er ist durch Gleichung (6.1) gegeben.

$$q = q_s q_R q_D \tag{6.1}$$

wobei:

q_R die Komponente des Verhaltensbeiwertes ist, welche die Überfestigkeit aufgrund der Umverteilung der Erdbebeneinwirkungen in redundanten Strukturen berücksichtigt;

q_s die Komponente des Verhaltensbeiwertes ist, welche die Überfestigkeiten aus allen anderen Bereichen (Quellen) berücksichtigt;

q_D die Komponente des Verhaltensbeiwertes ist, welche die Verformungskapazität und die Energiedissipationskapazität berücksichtigt.

(2) Biegesteife Stahlrahmen mit FREEDAM-Verbindungen sind unter der Annahme zu bemessen, dass:

$$q_s = 1.50$$
$$q_R = 1.20$$

und:

$$q_D = 2.0$$

vorausgesetzt, dass die Bemessungsregeln für DC2 angewandt werden und der Reibungsdämpfer, mit dem die Träger-Stützen-Verbindungen ausgestattet sind, so ausgelegt ist, dass er aufgrund des Gleitens (Schlupfes) eine „pseudo-plastische“ Rotation von mindestens 0.02 rad aufnehmen kann:

$$q_D = 3.60$$

vorausgesetzt, dass die Bemessungsregeln für DC3 angewandt werden und der Reibungsdämpfer, mit dem die Träger-Stützen-Verbindungen ausgestattet sind, so

ausgelegt ist, dass er aufgrund des Gleitens (Schlupfes) eine „pseudo-plastische“ Rotation von mindestens 0.03 rad aufnehmen kann.

Angemessenere Werte für q_R lassen sich durch Anwendung einer Pushover-Analyse berechnen, bei der die nichtlineare Antwort der Träger-Stützen-Verbindungen angemessen modelliert wird. Der q_R-Wert wird durch das Verhältnis $q_R = \alpha_u/\alpha_1$ gegeben, wobei:

- α_u der Wert ist, mit dem die horizontale seismische Bemessungseinwirkung multipliziert werden muss, um die maximale horizontale Widerstandskapazität zu erhalten.
- α_1 der Wert ist, mit dem die horizontale seismische Bemessungseinwirkung multipliziert werden muss, um den ersten plastischen Widerstand in einem Element der Struktur oder den Gleitwiderstand der Verbindungen zu erreichen, während alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant bleiben.

(3) Bei Gebäuden mit unregelmäßigem Aufriss (s. Abschnitt 4.4.4.2(1) in prEN 1998-1-2) sollte der Verhaltensbeiwert q gemäß Abschnitt 5.3.2(2) in prEN 1998-1-2 reduziert werden.

(4) Bei mit FREEDAM-Verbindungen ausgestatteten Strukturen ist die Komponente q_s des Verhaltensbeiwerts, welche die Überfestigkeit berücksichtigt, auf die zufällige Streuung des Reibungskoeffizienten der Dämpfer-Kontaktflächen und die zufällige Streuung der Schraubenvorspannung aufgrund des Anziehens zurückzuführen. Bei Reibungsdämpfern, die für die Beschichtung der Reibbeläge andere Werkstoffe als M4 verwenden, sind spezielle experimentelle Untersuchungen durchzuführen.

(5) Gleichung (6.1) mit den Werten der Komponenten des Verhaltensbeiwerts in 6(2) liefert den Maximalwert des q-Werts, der für die Bemessung der Struktur im Grenzzustand SD (*Significant Damage*) verwendet werden darf.

(6) Tragwerke mit FREEDAM-Verbindungen dürfen so bemessen werden, dass die Anforderungen im Grenzzustand OP (*Fully Operational*) garantiert werden. Dies stellt sicher, dass die Struktur unter Erdbebeneinwirkungen, die sich aus der spektralen Beschleunigung ergeben, die für die Wiederkehrperiode berechnet wird, dem Grenzzustand OP entsprechend, im elastischen Bereich bleibt. Der kontinuierliche Betrieb ist also sichergestellt. Dieses Leistungsziel sollte mit dem Kunden vereinbart werden.

(7) Absatz 6.(6) fordert, dass bei seismischen Ereignissen, deren Wiederkehrperiode sich auf den Grenzzustand OP (Fully Operational) bezieht, kein Durchrutschen der Reibungsdämpfer, mit denen die Verbindung ausgestattet ist, zulässig ist.

(8) Absatz 6.(6) und 6.(7) werden in Abhängigkeit von den örtlichen Erdbebenbedingungen erfüllt, vorausgesetzt, dass der bei der Auslegung verwendete Verhaltensbeiwert das Verhältnis zwischen der spektralen Beschleunigung, die der Wiederkehrperiode entspricht, die für den Grenzzustand SD (Significant Damage) berücksichtigt wird, und den spektralen Beschleunigungen, die der Wiederkehrperiode entsprechen, die für den Grenzzustand OP (Fully Operational) berücksichtigt werden, nicht überschreitet.

7. ALLGEMEINE BESTIMMUNGEN FÜR REIBUNGSDÄMPFER

(1) Ein Installations-, Inspektions-, Wartungs- und Austauschplan für die Reibungsdämpfer sollte gemäß EN 15129 erstellt werden.

(2) Es sollte ausreichend viel Platz für die Inspektion, die Wartung und den Austausch der Reibungsdämpfer während der Lebensdauer der Struktur zur Verfügung gestellt werden.

(3) Falls relevant, sollten die Reibungsdämpfer vor potenziell schädlichen Einwirkungen, wie z.B. Feuer, und chemischem und biologischem Angriff geschützt werden. Der vorgesehene Schutz sollte die Funktionalität der Reibungsdämpfer während eines Erdbebens nicht behindern.

(4) Der Feuerschutz der Reibungsdämpfer sollte konsistent mit den Feueranforderungen der gesamten Struktur sein. Der vorgesehene Schutz sollte die Funktionalität der Reibungsdämpfer während eines Erdbebens nicht behindern.

(5) Die Reibungsdämpfer sollten unter Berücksichtigung der Umwelteinflüsse einschließlich Wind, Alterungseffekten, Umgebungstemperatur, Betriebstemperatur und Einwirkung von Feuchtigkeit oder schädlichen Substanzen bemessen werden.

(6) Die Reibungsdämpfer sollten unter Verwendung der Schraubenklasse 10.9 realisiert werden.

8. VERFORMUNGSKRITERIEN UND FESTIGKEITSMODELLE FÜR MATERIALIEN

8.1. Allgemeines

(1) Die Kriterien in Abschnitt 8 dienen der Ergänzung von Abschnitt 7 in EN 1998-1-1 und sollten in kraftbasierten und verschiebungsbasierten Analysen zur Modellierung und zur Überprüfung der Bruchfestigkeiten und Verformungen verwendet werden. Daher liefert dieser Abschnitt Bestimmungen für die in der Analyse verwendeten physikalischen Modelle für Verformung und Festigkeit. Prüfvorschriften sind in den entsprechenden Teilen von EN 1998-1-2 und in bestimmten Abschnitten dieses Dokuments gegeben.

(2) Die Verformungskapazität bei Rotation von Trägern mit FREEDAM-Verbindungen sollte hinsichtlich der Sehnenrotation, θ, bestimmt werden, wie in Abschnitt 7 in EN 1998-1-1 festgelegt. Die Sehnenrotation entspricht auch dem maximalen Elementverschiebungs-Verhältnis, z.B. der Auslenkung am Ende der Schubspannweite (LV = M/V = Biegemoment/Scherkraft am Endabschnitt, z.B. der Punkt der Gegenbiegung) in Bezug auf die Tangente an die Achse beim Gleiten des Reibungsdämpfers, geteilt durch die Schubspannweite.

(3) Für die Darstellung des duktilen Verhaltens darf ein bilineares Modell des Kraft-Verformungs-Verhältnisses verwendet werden. In diesem Fall sollten zwei Schädigungs-Niveaus in Form von Verformungsgrenzwerten auf Elementebene definiert werden, welche strukturell relevante Punkte im Kraft-Verformungs-Verhältnis sind, wie in a) & b) angegeben:

a) Fließverformung (Beginn des Gleitens), θ_{slip}, die dem Erreichen einer effektiven Gleitbiegefestigkeit der Verbindung M_{slip} entspricht.

b) Verformung im Endzustand, θ_u, ist die maximale Verformung, die mit dem maximalen Hub der Vorrichtung kompatibel ist.

(4) Die Verformung im Endzustand, θ_u, sollte basierend auf der Fließverformung, θ_{slip}, zuzüglich des pseudo-plastischen Teils der Verformung, θ_p, berechnet werden, bedingt

durch den Bemessungsweg des Reibungsdämpfers, mit dem die Verbindungen ausgestattet sind.

(5) Der pseudo-plastische Teil der Verformung im Endzustand ergibt sich aus dem Verhältnis aus dem Bemessungsweg des Reibungsdämpfers, mit dem die Verbindung ausgestattet ist, und dem Hebelarm, ermittelt unter Berücksichtigung der Drehpunktposition.

(6) Widerstandwerte in 8.1(3) sind Mittelwerte unter dynamischen Bedingungen, die für nichtlineare Strukturanalysen berücksichtigt werden sollten.

(7) Niedrigere charakteristische Widerstandswerte werden für die Nachweise gemäß dem entsprechenden Teil dieses Dokuments verwendet.

(8) Höhere charakteristische Widerstandswerte werden für Kapazitätsbemessungskriterien verwendet, gemäß dem entsprechenden Teil dieses Dokuments, um die nicht fließenden Elemente des Tragwerks und die Verbindungen zu bemessen.

(9) Alternativ dürfen Modellierungsparameter verwendet werden, die auf experimentell ermittelten zyklischen Antwort einer Träger-Stützen-Unterkonstruktion basieren.

8.2. Verformung beim Gleiten der Verbindung

(1) Wenn der Punkt der Gegenbiegung in der Mitte der Spannweite eines Stahlträgers in Träger-Stützen-Verbindungen mit FREEDAM-Anschlüssen zu erwarten ist, wird die Drehung θ_{slip}, die beim Gleiten der Verbindung erreicht wird, durch Formel (8.1) angegeben:

$$\theta_{slip} = \frac{L}{6EI}(1+n)\, M_{slip} \tag{8.1}$$

wobei:

- M_{slip} der Biegewiderstand beim Gleiten aus Absatz 8.3(1) ist;
- EI die Querschnittssteifigkeit des Stahlträgers ist;
- L die angenommene lichte Elementlänge gemäß Abb. 7.3 in EN 1998-1-1 ist;
- n der Beitragsfaktor der Scherverformung ist und sich berechnet zu: $n = 12\, EI/L^2 GA_{eff}$;
- G das Schubmodul von Stahl ist;
- A_{eff} die effektive Schubfläche des Querschnitts ist.

8.3. Gleitbiegefestigkeit

(1) Der effektive Gleitwiderstand von FREEDAM-Verbindungen ist gegeben durch:

$$M_{slip} = \Omega_{dyn}\, M_{slip.Rd} \tag{8.2}$$

wobei:

- Ω_{dyn} der Materialfaktor ist, der den Unterschied zwischen statischen und dynamischen Reibkoeffizienten berücksichtigt. Er entspricht dem Verhältnis aus dem Durchschnittswert des dynamischen Reibkoeffizienten und dem Bemessungswert des statischen Reibkoeffizienten und wird verwendet, um den Bemessungswiderstand der Verbindung zu definieren. Der Wert $\Omega_{dyn} = 1.0$ ist gültig für das M4 Material, das für die Beschichtung der Reibbeläge der FREEDAM-Vorrichtungen verwendet wird. Für verschiedene Beschichtungen sind spezifische experimentelle Versuche durchzuführen.

- $M_{slip.Rd}$ der Bemessungswert der Gleitbiegefestigkeit der Verbindung ist, angegeben in Abschnitt 16, Gleichung (16.2).

8.4. Rotation der Verbindungen im Endzustand

(1) Die Rotation im Endzustand, θ_u, soll ermittelt werden als die Summe aus der Verformung beim Gleiten, θ_{slip}, die nach Absatz 8.2.(1) ermittelt wird, und dem pseudoplastischen Anteil der Verformung, θ_p, aus dem Gleiten der Verbindung.

(2) Der pseudo-plastische Anteil der Verformung, θ_p, aufgrund des Rutschens der Verbindung ist gegeben durch das Verhältnis aus Bemessungsweg des Reibungsdämpfers und dem Hebelarm:

$$\theta_p = \frac{\delta_d}{h_t} \tag{8.3}$$

wobei:

- δ_d der Bemessungswert des horizontalen Weges des Reibungsdämpfers ist, der von der Länge der Langlöcher abhängt, die die Bewegung der durchrutschenden Schrauben zulassen;
- h_t der Hebelarm ist, der sich aus dem vertikalen Abstand zwischen dem Rotationsmittelpunkt und dem Schwerpunkt der Schraubenanordnung, die den Reibungsdämpfer bilden, ergibt.

9. ÜBERPRÜFUNG VON EFFEKTEN ZWEITER ORDNUNG

(1) Einflüsse zweiter Ordnung dürfen vernachlässigt werden, wenn die Bedingung $\theta \leq 0.10$ in allen Geschossen erfüllt ist. θ ist durch Gleichung (6.2) [EN 1998-1-2] in DC3 definiert:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R \Omega_d V_{tot} h_s} \tag{9.1}$$

und in DC2 durch:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R V_{tot} h_s} \tag{9.2}$$

wobei:

- $d_{r,SD}$ das gleiche ist wie $d_{r,DL}$ (gemäß EN 1998-1-2), aber spezifisch für den Grenzzustand SD;
- P_{tot} die gesamte Gravitationslast im und über dem Geschoss ist, aus den Massen, die in der Erdbebenanalyse der Struktur berücksichtigt werden;
- Ω_d die Bemessungsüberfestigkeit ist, definiert als das Verhältnis:

$$\Omega_d = \min(\Omega_{d.i}) = \min\left(\frac{M_{slip.Rd} - M_{G.Ed}}{M_{Ed.i}}\right) \tag{9.3}$$

wobei $M_{slip.Rd}$ ist der Bemessungswiderstand der FREEDAM-Verbindung; $M_{Ed.i}$ ist das Biegemoment, das aus der Erdbebenlastkombination resultiert; und $M_{G.Ed}$ ist das Biegemoment infolge der Gravitationsbelastung in der seismischen Lastkombination. Es wird empfohlen, dass der Verbindungswiderstand angepasst werden soll, damit Ω_d einen Wert von 1.10 nicht übersteigt.

- V_{tot} ist die gesamte Geschossschubkraft in der seismischen Bemessungssituation.

(2) Im Fall von biegesteifen Rahmen mit FREEDAM-Verbindungen ist Gl. (9.1) mit den Werten für q_S und q_R aus Absatz 6(2) anzuwenden.

(3) Wenn $0.1 < \theta \leq 0.2$ lassen sich die Effekte zweiter Ordnung annähernd berücksichtigen, indem die relevanten Erdbebeneinwirkungen mit dem Faktor $1/(1-\theta)$ multipliziert werden.

(4) Wenn an einem Geschoss $0.2 < \theta \leq 0.3$, sollten die Effekte zweiter Ordnung direkt berücksichtigt werden, indem die etablierten Methoden der Analyse zweiter Ordnung verwendet werden, die die geometrischen Nichtlinearitäten, wie z.B. die Gleichgewichts-Bedingungen an der verformten Struktur, berücksichtigen.

(5) Der Wert von θ sollte 0.3 nicht übersteigen.

(6) Die Paragraphen (1) bis (5) müssen nicht angewendet werden, vorausgesetzt, dass die Bemessung des Stützenquerschnitts durch die Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC) abgedeckt ist.

10. BEGRENZUNG DER GEGENSEITIGEN STOCKWERKSVERSCHIEBUNG

(1) Gemäß EN 1998-1-1 und EN 1998-1-2, ist die maximale gegenseitige Stockwerksverschiebung sowohl im Grenzzustand DL als auch im Grenzzustand SD angemessen zu begrenzen.

(2) Die maximale gegenseitige Etagenverschiebung $d_{r,DL}$, die unter Erdbebeneinwirkung auftritt und dem Grenzzustand DL entspricht, ist gemäß der folgenden Beziehung zu begrenzen:

$$d_{r,DL} \leq \lambda_{ns} h_s \tag{10.1}$$

wobei h_s die Geschosshöhe und λ_{ns} ein Koeffizient ist, der die Empfindlichkeit der nichttragenden Bauteile gegenüber der gegenseitige Etagenverschiebung berücksichtigt und wie folgt lautet:

- 0.0025 für Gebäude mit angebauten nichttragenden Bauteilen (Nebenbauteilen) aus unbewehrten Mauerwerksteinen der Gruppe 4;
- 0.0045 für Gebäude mit nichttragenden Bauteilen (Nebenbauteilen) aus sprödem Material, insbesondere aus unbewehrtem Mauerwerk mit Tonsteinen der Gruppen 1, 2 oder 3, mit einer Dicke von mehr als 200 mm und einer normierten mittleren Druckfestigkeit $f_b \geq 3$ MPa;
- 0.0075 für Gebäude mit duktilen Nebenbauteilen;
- 0.010 für Gebäude mit Nebenbauteilen, die so befestigt sind, dass sie die strukturellen Verformungen nicht beeinträchtigen.

(3) Für alle Duktilitätsklassen sollte die gegenseitige Etagenverschiebung im Grenzzustand SD begrenzt werden zu $d_{r,SD} \leq 0.020\, h_s$ wobei $d_{r,SD}$ die Bemessungsverschiebung eines Geschosses ist, definiert als die Differenz der mittleren lateralen Verschiebung d_s an der Ober- und Unterseite des betrachteten Geschosses und berechnet nach EN 1998-1-1:2019, Gleichung (6.8).

(4) $d_{r,SD}$ sollte nicht größer sein, als der aus dem elastischen Spektrum abgeleitete Wert.

11. SICHERHEITSNACHWEISE

(1) Bei den Kapazitätsnachweisen gemäß Abschnitt 15 sollte die Möglichkeit, dass der tatsächliche Reibungskoeffizient der Beschichteten Oberflächen des Reibbelags höher als der Nennwert ist, durch den Faktor Ω_{rm} berücksichtigt werden, welcher der Materialfaktor ist, der sich aus dem Verhältnis aus dem erwarteten (d.h. mittleren) Wert des statischen Reibungskoeffizienten und dem Bemessungswert des Reibungskoeffizienten ergibt.

(2) Im Fall von FREEDAM Dämpfern wird der Materialüberfestigkeitsfaktor Ω_{rm} zu 1.5 angenommen.

(3) Im Fall von Reibungsdämpfern, die auf anderen Beschichtungsmaterialien oder Verschleißflächen basieren als die FREEDAM-Dämpfer, sind spezielle experimentelle Untersuchungen gemäß Anhang A erforderlich.

12. MATERIALIEN

(1) Die Werte des in der Bemessung berücksichtigten Reibungskoeffizienten sollten angegeben und in den Zeichnungen notiert werden.

(2) Die folgenden relevanten Werte sollten angegeben werden:
- Der Durchschnittswert des dynamischen Reibungskoeffizienten ($\bar{\mu}_d$);
- Der Nennwert (5% Fraktil) des dynamischen Reibungskoeffizienten (μ_d);
- Die obere Grenze des Nennwerts (95% Fraktil) des statischen Reibungskoeffizienten ($\mu_{s.upper}$);
- Die untere Grenze des Nennwerts (5% Fraktil) des statischen Reibungskoeffizienten ($\mu_{s.lower}$).

(3) Der untere Grenzwert des effektiven statischen Reibungskoeffizienten $\mu_{s.lower}$, ermittelt gemäß A.6, sollte in Kombination mit dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert verwendet werden, um den Bemessungswiderstand für die Gravitations-Lastkombination und die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit festzulegen (s. Abschnitt 16).

(4) Der obere Grenzwert des effektiven statischen Reibungskoeffizienten $\mu_{s.upper}$, ermittelt gemäß A.6, sollte für die Anwendung von Klassifizierungskriterien verwendet werden, die für die Kontrolle der nicht-dissipativen Elemente sowohl der Reibungsvorrichtung als auch der Verbindung zwischen Träger und Stütze erforderlich ist.

(5) Der effektive dynamische Reibungskoeffizient μ_d, der für seismische Lastkombinationen verwendet wird, sollte gemäß A.6 ermittelt werden (wobei $\mu_d = \bar{\mu}_{d.k.lower}$).

(6) Der effektive dynamische Reibungskoeffizient $\bar{\mu}_d$, der für die Ermittlung des seismischen Verhaltens verwendet wird, sollte gemäß A.6 ermittelt werden (wobei $\bar{\mu}_d = \bar{\mu}_{d.m}$).

13. BEMESSUNGSKRITERIEN

(1) Biegesteife Rahmen mit FREEDAM-Verbindungen der Duktilitätsklasse DC3 sollten so bemessen werden, dass es zum Gleiten in den Träger-Stützen-Verbindungen kommt. Das Fließen der Stützen sollte verhindert werden, mit Ausnahme der Basis des Rahmens (d.h.

am Stützenfußpunkt), in dem $N_{Ed,G}$ in den primären Stützen die Ungleichung erfüllt: $N_{Ed,G}/N_{pl,Rd} < 0.30$;

(2) Die Schrauben und Schweißnähte der Verbindungen und die angeschlossenen Elemente sollten ausreichende Überfestigkeiten aufweisen, um die Entwicklung von zyklischem Gleiten in den Reibungsdämpfern der Verbindungen zuzulassen.

(3) Der angestrebte Energiedissipationsmechanismus (d.h. die Lage der dissipativen Zonen) sollte in Übereinstimmung mit den Abschnitten 14 bis 16 erreicht werden.

(4) Träger-Stützen-Verbindungen mit FREEDAM-Reibungsdämpfern sollten so ausgelegt sein, dass sie folgendes sicherstellen:

a) einen angemessenen Reibungswiderstand, um Rutschen unter Gravitationslasten sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GzG oder SLS) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT oder ULS) für nicht-seismische Lastkombinationen zu verhindern;

b) einen angemessenen Reibungswiderstand, um Gleiten unter Windeinwirkungen zu vermeiden, außer wenn Energiedissipation für bestimmte Intensitätsstufen der Windeinwirkung erwünscht ist. In diesem Fall sollte die Mindestwindgeschwindigkeit, bei der ein Gleiten verhindert werden muss, und folglich ein Mindestreibungswiderstand festgelegt werden;

c) ein ausreichender Reibungswiderstand zur Vermeidung von Gleiten bei seismischen Einwirkungen entsprechend dem Grenzzustand OP (*Fully Operational*) darf mit dem Auftraggeber vereinbart werden;

d) Verhinderung des Fließens der Plattenelemente, die den Reibungsdämpfer und die Elemente der Verbindung bilden;

e) ausreichende Energiedissipationsfähigkeit unter zyklischen Belastungsbedingungen.

14. TRÄGER

(1) Es gibt keine Beschränkung für die Querschnittsklasse der Träger.

(2) Die Träger sollten so nachgewiesen werden, dass sie einen ausreichenden Widerstand gegen Querkraft- und Biegedrillknicken gemäß EN 1993-1-1:20045 §6, aufweisen, wobei das Gleiten des Reibungsdämpfers, mit dem die Träger-Stützen-Verbindung an einem Ende des Trägers ausgestattet ist, angenommen wird (d.h. das Gleitbiegemoment an einem Ende und das Bemessungsmoment am anderen Ende). Das am stärksten beanspruchte Trägerende in der seismischen Bemessungssituation sollte für den Nachweis herangezogen werden. Dieser Nachweis ist erfüllt, wenn die seitlichen Torsionsbegrenzungen gemäß (3) in DC2 und (4) in DC3 eingehalten sind.

(3) Die Gleichungen (14.1) bis (14.3) sollten erfüllt werden.

$$M_{Ed} \leq M_{b.Rd} \tag{14.1}$$

$$N_{Ed} \leq 0.15\, N_{b.Rd} \tag{14.2}$$

$$V_{Ed} \leq V_{b.Rd} \tag{14.3}$$

wobei:

- M_{Ed}, N_{Ed} und V_{Ed} das Biegemoment, die Normalkraft und die Scherkraft in der Erdbeben Bemessungssituation sind;

- $M_{b.Rd}$, $N_{b.Rd}$, $V_{b.Rd}$ die Bemessungswiderstände der Trägerquerschnitte sind.

(4) Für Träger in Duktilitätsklasse DC3 sollte Gleichung (14.3) mit der Bemessungsschubkraft V_{Ed} nach Gleichung (14.4) erfüllt werden:

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,G} \text{ " + " } V_{Ed,M} \tag{14.4}$$

wobei:

- $V_{Ed,G}$ der Bemessungswert der Querkraft ist, der basierend auf der Grundlage des Gleichgewichts am Träger unter den nicht erdbebenbedingten Einwirkungen zu bestimmen ist;
- $V_{Ed,M} = \left(M_{slip,A} + M_{slip,B}\right)/L$, wobei L die Nettospannweite des Trägers zwischen den Stützenflanschen an den beiden Enden des Trägers ist; $V_{Ed,M}$ ist der Bemessungswert der Querkraft infolge der Einleitung der Gleitmomente $M_{slip,Rd,A}$ und $M_{slip,Rd,B}$ mit entgegengesetzten Vorzeichen an den Endabschnitten „A“ und „B“ des Trägers, ermittelt mit Bezug auf den Mittelwert des Haftreibungskoeffizienten:

$$M_{slip,A} = \Omega_{rm}\, M_{slip.Rd.A} \tag{14.5}$$

$$M_{slip,B} = \Omega_{rm}\, M_{slip.Rd.B} \tag{14.6}$$

wobei $M_{slip.Rd.A}$ und $M_{slip.Rd.B}$ Abschnitt 16 entsprechend ermittelt werden;

(5) Die Gleichungen (14.1) bis (14.3) sind auch für die Träger-Stützen-Verbindungen zu erfüllen, indem für $M_{b.Rd}$, $N_{b.Rd}$, $V_{b.Rd}$ die Bemessungswiderstände der Verbindungen berücksichtigt werden. In einem solchen Fall sollten $M_{b.Rd}$ und $N_{b.Rd}$ unter Berücksichtigung des Durchrutschens des Reibungsdämpfers, mit dem die Verbindung ausgestattet ist, ermittelt werden.

15. STÜTZEN

(1) In Duktilitätsklasse DC2 sollten die Widerstandsfähigkeit und Stabilität der Stützen für Druck, Biegung und Scherkraft unter Berücksichtigung der ungünstigsten Kombination von M_{Ed}, N_{Ed} und V_{Ed} aus den Gleichungen (15.1) bis (15.3) nachgewiesen werden:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega\, N_{Ed,E} \tag{15.1}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega\, M_{Ed,E} \tag{15.2}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega\, V_{Ed,E} \tag{15.3}$$

wobei:

- $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ und $V_{Ed,G}$ sind die Auswirkungen der nicht erdbebenbedingten Einwirkungen in der erdbebenbedingten Bemessungssituation sind;
- $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ und $V_{Ed,E}$ die Einwirkungen der Erdbeben Bemessungssituation sind;
- Ω der Vergrößerungsfaktor der Erdbebeneinwirkung ist;
- "+" kombiniert mit + oder – Vorzeichen meint.

(2) Der Vergrößerungsfaktor bei Erdbebeneinwirkung sollte angenommen werden zu:

- $\Omega = 1.7$ im Fall von Portalrahmen und eingeschossigen biegesteifen Rahmen mit den Querschnittsklassen 1 und 2;
- $\Omega = 2.0$ im Fall von mehrgeschossigen biegesteifen Rahmen.

(3) Die Widerstandsfähigkeit und die Stabilität der Stützen sollte durch die Gleichung (15.4) nachgewiesen werden:

$$\sum M_{c.pl.Rd}(N_{Ed}) \geq \sum \left(\Omega_{rm}\, M_{slip.Rd} + s_h V_{Ed,M}\right) \tag{15.4}$$

wobei:

- $\sum M_{c.pl.Rd}(N_{Ed})$ die Summe des Bemessungswiderstandsmomentes der Stütze gemäß EN 1993-1-1:2004 §6.2.9.1 ist, unter Berücksichtigung der Normalkraft N_{Ed};
- Ω_{rm} der Materialüberfestigkeitsfaktor der dissipativen Zone aufgrund der zufälligen Variabilität des Reibungskoeffizienten der Dämpfer ist, mit denen die Träger-Stützen-Verbindungen ausgestattet ist;
- s_h der Abstand zwischen der Position des Reibungsdämpfers und der Stützenachse ist.

(4) Stützen in Duktilitätsklasse DC3 sollten entweder nach §15.(5) oder nach die Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC) gemäß Anhang C bemessen werden.

(5) Stützen in Duktilitätsklasse DC3 sollten unter Druck, Biegung und Querkraft bemessen werden, unter der ungünstigsten Kombination von N_{Ed}, M_{Ed} und V_{Ed} der Gleichungen (15.5) bis (15.7). Dabei ist Ω_d der Mindestwert von $\left(M_{slip,Rd} - M_{Ed,G}\right)/M_{Ed,E}$ aller Verbindungen, in denen dissipative Zonen erwartet werden und $M_{Ed,G}$ ist das Moment aus den nicht erdbebenbedingten Einwirkungen.

$$N_{Ed} \leq N_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega_{rm}\Omega_d\, N_{Ed,E} \tag{15.5}$$

$$M_{Ed} \leq M_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega_{rm}\Omega_d\, M_{Ed,E} \tag{15.6}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,G} \text{ " + " } \Omega_{rm}\Omega_d\, V_{Ed,E} \tag{15.7}$$

(6) Wenn ein plastisches Gelenk in der Stütze erwartet wird, sollte seine Scherkraft V_{Ed} aus der Analyse die Gleichung (15.8) erfüllen.

$$V_{Ed} \leq 0.5\, V_{c.Rd} \tag{15.8}$$

$V_{c.Rd}$ ist der Bemessungswiderstand des Stützenquerschnitts gemäß EN 1993-1-1.

16. TRÄGER-STÜTZEN-VERBINDUNGEN

(1) In Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollte die Verbundwirkung zwischen dem Träger und der Betonplatte durch die in Abschnitt 12.8.6.2.3 in EN 1998-1-2 genannten Maßnahmen verhindert werden.

(2) Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollten als dissipative starr-teiltragfähige Verbindungen bemessen werden, die für Rahmen der Duktilitätsklassen DC2 und DC3 verwendet werden dürfen, wenn a) und b) eingehalten werden:

a) die Rotationskapazität der Verbindungen ist konsistent mit den globalen Verformungen;
b) die Widerstandsfähigkeit und Stabilität der in die Verbindungen eingefassten Bauteile werden im Grenzzustand SD nachgewiesen;

(3) Die Vorgabe in a) sollte erfüllt sein, wenn die Langlöcher der vorgespannten Schrauben des Reibungsdämpfers, mit denen die Verbindungen versehen sind, so ausgelegt sind, dass ein maximaler Reibungsweg gewährleistet ist, der mit den globalen Verformungen übereinstimmt, die entsprechend der Duktilitätsklasse der Struktur erwartet werden.

(4) Die Kraftübertragung von den Trägern in die Stützen sollte mit EN 1993-1-8:2004 übereinstimmen.

(5) Stützenschubfelder, die von Flanschen und Aussteifungen eingerahmt werden, sollten Gleichung (16.1) erfüllen:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \tag{16.1}$$

wobei:

- $V_{wp,Ed}$ die Bemessungsquerkraft in dem Schubfeld aufgrund von Einwirkungen ist, unter Berücksichtigung des Biegegleitwiderstands der angrenzenden dissipativen Zonen in Verbindungen;
- $V_{wp,Rd}$ der Schubwiderstand des Stützenschubfelds ist.

(6) Stützenschubfelder sollten Gleichung (16.2) erfüllen:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd} \tag{16.2}$$

wobei $V_{wb,Rd}$ die Schubknickfestigkeit des Schubfelds ist.

(7) In DC3 Rahmen sollte die Gesamtdicke t Gleichung (16.3) erfüllen:

$$t = t_w + t_{swp} \geq \frac{\left[\left(d_b - 2t_{bf}\right)\left(d_c - 2t_{cf}\right)\right]}{90} \tag{16.3}$$

wobei:

- d_b die Tiefe des tieferliegenden verbundenen Trägers ist;
- t_{bf} die Dicke des Flansches des tieferen verbundenen Trägers ist;
- d_c die Tiefe des Stützenquerschnitts ist;
- t_{cf} die Dicke des Stützenflansches ist;
- t_w die Dicke des Steges eines Stahlprofils ist;
- t_{swp} die Dicke einer zusätzlichen Stegplatte ist.

Wenn Gleichung (16.3) erfüllt ist, darf die Bedingung in Gleichung (16.2) als erfüllt betrachtet werden.

(8) Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollten so ausgelegt sein, dass bei den Lastkombinationen, die den Gebrauchstauglichkeitsanforderungen entsprechen, kein Gleiten auftritt.

(9) Die Leistungsanforderung 16.(8) gilt als erfüllt, wenn die folgende Beziehung erfüllt ist:

$$M_{Ed} \leq M_{slip.Rd} \tag{16.4}$$

wobei:

- M_{Ed} das maximale Biegemoment ist, das in der Verbindung unter der ungünstigsten Lastkombination auftritt, die sich ergibt aus:
  a) der Gravitations-Belastungskombination (Kombination aus ständigen Lasten und Verkehrslasten im Grenzzustand ULS);
  b) den Windlastkombinationen (Kombination von permanenten Lasten, Windlasten und anderen variablen Lasten);
  c) den seismischen Lastkombinationen für Gebrauchstauglichkeitsanforderungen, d.h. Kombinationen der Gravitationslasten mit der Erdbebeneinwirkung, die dem mit dem Kunden zu vereinbarenden Grenzzustand "Damage Limitation" (DL) oder "Fully Operational" (OP) entsprechen.
- $M_{slip.Rd}$ ist das Bemessungswiderstandsmoment, das dem Gleiten des Reibungsdämpfers der Verbindung entspricht, gegeben durch:

$$M_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \quad (16.5)$$

wobei n_b die Anzahl der Schrauben, n_s die Anzahl der Kontaktflächen, $F_{p,lt}$ der Langzeitwert der Schraubenvorspannung infolge des Anziehens, h_t der Hebelarm, $\mu_{s.lower}$ das 5%-Fraktil des statischen Reibungskoeffizienten der Kontaktflächen unter dem Einfluss des Beschichtungsprozesses und γ_{Mf} der Teilsicherheitsfaktor ist.

Im Fall der FREEDAM Dämpfer, deren Reibbeläge mit M4 Material beschichtet sind, können die Werte $\mu_{s.lower} = 0.69$ und $\gamma_{Mf} = 1.162$ verwendet werden. Für verschiedene Beschichtungen sind spezifische experimentelle Untersuchungen durchzuführen, um den Bemessungswert des Reibungskoeffizienten zu bestimmen.

(10) Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollten so ausgelegt sein, dass eine ausreichende Biegefestigkeit und Energiedissipationskapazität gegen seltene und sehr seltene seismische Ereignisse gewährleistet ist.

(11) Die in 16.(10) definierte Leistungsanforderung gilt als erfüllt, wenn die Bedingungen in 16.(12) bis 16.(14) erfüllt sind.

(12) Eine ausreichende Biegefestigkeit der Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollte durch die Einhaltung der folgenden Beziehung gewährleistet werden:

$$M_{Ed} \leq \Omega_{dyn} M_{slip.Rd} \quad (16.6)$$

wobei:

- M_{Ed} das maximale Biegemoment ist, das in der Verbindung unter Erdbebenlastkombinationen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit auftritt, d.h. Kombinationen der Gravitationslasten mit den Erdbebeneinwirkungen entsprechend dem Grenzzustand SD.
- $\Omega_{\mathrm{dyn}} \mathrm{M}_{\mathrm{slip.Rd}}$ ist das Bemessungswiderstandmoment für den Grenzzustand SD, das dem Durchrutschen des Reibungsdämpfers entspricht, mit dem die Verbindung ausgestattet ist. Der Wert $\Omega_{\mathrm{dyn}} = 1.0$ gilt für den Werkstoff M4, der für die Beschichtung der Reibbeläge von FREEDAM-Vorrichtungen verwendet wird. Für andere Beschichtungen sind spezifische experimentelle Untersuchungen durchzuführen.

(13) Der Reibweg der Reibungsdämpfer, welche die Träger-Stützen-Verbindungen ausstatten, sollte so ausgelegt sein, dass sich eine pseudo-plastische Rotation θ_p ergibt, die nicht kleiner ist als:

- 0.03 rad in DC3;
- 0.02 rad in DC2.

Bemerkung: Um Fertigungs- und Konstruktionstoleranzen zu berücksichtigen, sollte der tatsächliche Weg der Reibungsdämpfer durch Erhöhung der obigen Werte um 0.01 rad dimensioniert werden.

(14) Abschnitt A4.1.(6) in Anhang A enthält das Lastprotokoll.

(15) Die Akzeptanzkriterien für die experimentellen Prüfungen des Reibungsdämpfers sind in Anhang A aufgeführt.

(16) Experimentelle Untersuchungen sind nicht erforderlich, wenn präqualifizierte Verbindungen verwendet werden, da diese Verbindungen die geforderte Rotationskapazität θ_p und den Bemessungsgleitwiderstand garantieren.

(17) Auf Komponentenebene sind Hierarchiekriterien anzuwenden, um sicherzustellen, dass die Gleitfähigkeit des Reibungsdämpfers die schwächste Komponente der Verbindung ist, die als dissipative Komponente wirkt.

(18) Die nicht-dissipativen Komponenten der Verbindung sind so auszulegen, dass sie im elastischen Bereich bleiben und daher den maximalen Kräften widerstehen, die die dissipative Komponente übertragen kann.

(19) Die Leistungsanforderungen an die nicht-dissipativen Verbindungskomponenten, wie in Abschnitt 16.(20) definiert, gelten als erfüllt, wenn die maximale Kraft, die vom Reibungsdämpfer $F_{slip.max.Cd}$ auf die nicht-dissipativen Verbindungskomponenten übertragen wird, wie folgt ermittelt wird:

$$F_{slip.max.Cd} = \Omega_{Cd} \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \tag{16.7}$$

wobei Ω_{Cd} ein Überhöhungsfaktor ist, der die zufällige Variabilität des Reibungskoeffizienten, die durch den Beschichtungsprozess der Reibbeläge beeinflusst wird, und das gewählte Zuverlässigkeitsniveau bei der Erreichung des Entwurfsziels berücksichtigt.

(20) Im Fall der FREEDAM Dämpfer kann der Überhöhungsfaktor $\Omega_{Cd} = 1.56$ für lokale Hierarchiekriterien übernommen werden. Bei Reibbelägen mit einer anderen Beschichtung sind spezifische experimentelle Versuche durchzuführen.

17. STÜTZENFUßANSCHLÜSSE

(1) Stützenfußanschlüsse sind nach den Bestimmungen aus EN 1998-1-2 zu bemessen.

18. ANFORDERUNGEN AN DIE REIBUNGSDÄMPFER

18.1. Vorbereitung der Kontaktflächen der Reibbeläge

(1) Die Fläche der Kontaktflächen sollte gleich der Fläche der Plattenelemente sein, welche die Reibflächen bilden. Die Kontaktflächen sollten so beschaffen sein, dass der erforderliche Gleitfaktor in einem bestimmten Verhaltensbereich erreicht wird, der im Allgemeinen durch die Prüfung nach Anhang A bestimmt wird.

(2) Vor dem Zusammenbau sind folgende Vorsichtsmaßnahmen zu beachten:
   a) Die Kontaktflächen sollten frei von allen Verunreinigungen wie Öl, Schmutz oder Farbe sein. Grate, die einen festen Sitz der Verbindungsteile verhindern würden, sind zu entfernen;
   b) Unbeschichtete Oberflächen sollten frei von Rostfilmen und anderem losen Material sein. Es ist darauf zu achten, dass die aufgeraute Oberfläche nicht beschädigt oder geglättet wird. Unbehandelte Bereiche um den Rand der angezogenen Verbindung sind unbehandelt zu lassen, bis eine Überprüfung der Verbindung abgeschlossen ist.

(3) Der Reibungsdämpfer sollte so konstruiert sein, dass er Folgendes gewährleistet:
   a) einen angemessenen Reibwiderstand, um Gleiten unter Gravitations-Lastkombinationen in den Grenzzuständen SLS und ULS zu vermeiden;
   b) einen angemessenen Reibwiderstand, um Gleiten unter Windeinwirkungen zu vermeiden es sei denn, Energiedissipation ist für spezielle Intensitäten der

Windeinwirkung gewünscht. In diesem Fall sollte die minimale Windgeschwindigkeit, für die Gleiten vermieden werden muss und folglich der entsprechende erforderliche Mindestreibungswiderstand festgelegt werden;

c) einen angemessenen Reibwiderstand, um Gleiten unter Erdbebeneinwirkungen entsprechend dem Grenzzustand OP zu vermeiden;
d) Vermeidung von Fließen der Plattenelemente, die den Reibungsdämpfer bilden, und den Komponenten der Verbindung;
e) angemessene Energiedissipationskapazität unter zyklischen Belastungsbedingungen.

(4) Der Hersteller sollte ausreichende Angaben sowohl zum Haftreibungskoeffizienten als auch zum Gleitreibungskoeffizienten machen.

(5) Die vorherige Anforderung ist erfüllt, wenn die folgenden Parameter angegeben und garantiert werden:

- Die obere Grenze (95% Fraktil) des statischen Reibungskoeffizienten (Haftreibungs-Koeffizienten);
- Die untere Grenze (5% Fraktil) des statischen Reibungskoeffizienten;
- Der Durchschnittswert des dynamischen Reibungskoeffizienten (Gleitreibungs-Koeffizienten);
- Die untere Grenze (5% Fraktil) des dynamischen Reibungskoeffizienten.

18.2. Anziehen der vorgespannten Schrauben des Reibungsdämpfers

(1) Die Drehmomentmethode ist die bevorzugte Methode für das Anziehen der Schrauben der FREEDAM-Dämpfer. Die Schrauben sollten mit einem Drehmomentenschlüssel angezogen werden, der einen geeigneten Arbeitsbereich bietet.

(2) Die Vorspannkraft sollte angenommen werden zu:

$$F_{ap.C} = \gamma_{lt}\psi\ 0.70\ f_{ub}A_s \tag{18.1}$$

wobei γ_{lt} ein Faktor ist, der den erwarteten Verlust der Vorspannung der Schraube während des Lebenszyklus der Struktur berücksichtigt; $\psi \leq 1.0$ ist der Reduktionsfaktor der Schraubenvorspannung, der anzuwenden ist, um den Verschleiß der Kontaktflächen zu verringern und/oder Haft- und Gleitphänomene zu vermeiden. Gl. (18.1) ist mit der Begrenzung $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$ anzuwenden.

- Im Fall von FREEDAM Dämpfern ist der Wert des Faktors γ_{lt}, der die zu erwartenden Verluste der Schraubenvorspannung während der Lebensdauer des Bauwerks berücksichtigt, gleich 1.15 bei mit M4-Material beschichteten Reibbelägen;
- Wenn $\gamma_{lt}\psi$ den Wert 1.0 übersteigt, sollte das langfristige Vorspannungsniveau, das ausgenutzt werden kann (siehe Gleichung. (18.2)), angemessen reduziert werden (d.h. ψ sollte verringert werden).

(3) Reduzierte Werte des Faktors γ_{lt} im Vergleich zu 18.2.(5) zur Berücksichtigung der Vorspannungsverluste der Schrauben dürfen verwendet werden, sofern ein Nachziehen der Schrauben nach 24 Stunden vorgesehen ist. Die reduzierten Werte sind durch experimentelle Langzeitversuche zu ermitteln.

(4) Bei FREEDAM Dämpfern sollte der Reduktionsfaktor ψ der Schraubenvorspannung zur Verringerung des Verschleißes der Kontaktflächen und/oder zur Vermeidung von Haft- und Rutsch-Phänomenen im folgenden Bereich liegen:

- $\psi \leq 1.00$ bei mit M4 Material beschichteten Reibbelägen;

Die Verwendung einer Vorspannung $\psi \geq 0.40$ wird unabhängig vom Beschichtungsmaterial empfohlen.

(5) Der Bemessungswert der langfristigen Vorspannkraft, der für die Bewertung der Rutschfestigkeit des Reibungsdämpfers erforderlich ist, soll wie folgt berechnet werden:

$$F_{p.lt} = \psi\ 0.70\ f_{ub} A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \tag{18.2}$$

wobei $F_{p.0}$ der Ausgangswert ist.

(6) Der Bemessungswert der Anfangsvorspannkraft, der zur Ermittlung des für das Anziehen der Schrauben aufzubringende Drehmoment erforderlich ist, wird gegeben durch:

$$F_{p.0} = F_{ap.C} = \gamma_{lt}\psi\ 0.70\ f_{ub} A_s \tag{18.3}$$

Gleichung (18.3) ist mit der Begrenzung $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$ anzuwenden.

(7) Die Drehmomente $M_{r.i}$, die zur Ermittlung der Vorspannkraft $F_{p.0}$ zu verwenden sind, sollten für jede verwendete Schrauben-Mutter-Kombination nach einer der folgenden Optionen bestimmt werden:

a) Werte, basierend auf der vom Verbindungsmittelhersteller angegebenen k-Klasse gemäß den relevanten Abschnitten von EN 14399:

$$M_{r.2} = \gamma_{lt}\psi\ k_m d\ F_{p.C.max} \qquad \text{with } k_m \text{ for k-class K2} \tag{18.4}$$

b) Werte, ermittelt gemäß Anhang H von EN 1090-2:

$$M_{r.test} = M_m \tag{18.5}$$

wobei M_m nach dem relevanten Verfahren für das anzuwendende Anzugsverfahren bestimmt wird.

Gleichung (18.4) ist mit der Begrenzung $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$ anzuwenden.

ANHANG A

UNTERSUCHUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER TRIBOLOGISCHEN EIGENSCHAFTEN DES REIBUNGSDÄMPFERS

A.1 ANWENDUNGSBEREICH

(1) Die Absicht dieser Untersuchungen ist die Ermittlung des Gleitfaktors für spezielle Oberflächenbehandlungen der Reibbeläge, die häufig eine Beschichtung beinhalten.

Anmerkung: Die Bestimmungen dieses Anhangs sollten nicht auf Reibungsdämpfer angewandt werden, deren tribologische Eigenschaften bereits aus spezifischen experimentellen Untersuchungen bekannt sind, vorausgesetzt, dass die Verschleißflächen und das Beschichtungsverfahren in Übereinstimmung mit den geprüften Probekörpern realisiert werden.

(2) Die Prüfverfahren sollen sicherstellen, dass die Möglichkeit einer Kriechverformung der Verbindung berücksichtigt wird.

(3) Die Gültigkeit der Prüfergebnisse für beschichtete Oberflächen sollte sich auf Fälle beschränken, bei denen alle signifikanten Variablen mit denen der geprüften Proben vergleichbar sind.

A.2 SIGNIFIKANTE VARIABLEN

(1) Die folgenden Variablen sollten bei den Prüfergebnissen als signifikant angenommen werden:

a) die Zusammensetzung der Beschichtung;
b) die Oberflächenbehandlung und die Behandlung der Primärschichten bei mehrschichtigen Systemen, siehe A.3;
c) die Maximaldicke der Beschichtung, siehe A.3;
d) das Aushärtungsverfahren;
e) die Mindestdauer zwischen Aufbringen der Beschichtung und Aufbringen der Last auf die Verbindung;
f) die Eigenschaftsklasse der Schraube, siehe A.6.

A.3 PROBEKÖRPER

(1) Die Probekörper sollten den in Abbildung A.1 gezeigten Maßangaben entsprechen.

(2) Der Stahl sollte EN 10025-2 bis -6 entsprechen.

(3) Die beiden inneren Platten müssen dieselbe Dicke haben.

(4) Die Platten sollten exakt geschnittene Kanten haben, die den Kontakt zwischen den Plattenoberflächen nicht beeinträchtigen. Sie sollten so flach sein, dass sich die vorbereiteten Flächen berühren können, wenn die Schrauben nach Abschnitt 6.4 dieses Prä-Normdokuments vorgespannt wurden.

(5) Die spezielle Oberflächenbehandlung und Beschichtung sollte so auf die Kontaktflächen des Prüfkörpers aufgebracht werden, wie es der beabsichtigten Anwendung in der Struktur entspricht. Die mittlere Schichtdicke auf der Kontaktfläche der Probekörper sollte mindestens 25% dicker sein als die für die Verwendung in der Struktur angegebene Nenndicke.

(6) Das Aushärtungsverfahren sollte dokumentiert werden, entweder durch Verweis auf veröffentlichte Empfehlungen oder durch die Beschreibung des tatsächlichen Verfahrens.

(7) Das Zeitintervall (in Stunden) zwischen Beschichtung und Prüfung sollte erfasst werden.

(8) Die Schrauben sollten mit einer Toleranz von ±5% der in Abschnitt 18.2 dieses Dokuments für die Größe und Festigkeitsklasse der verwendeten Schraube angegebenen Konstruktions-Vorspannung $F_{p,C}$ angezogen werden.

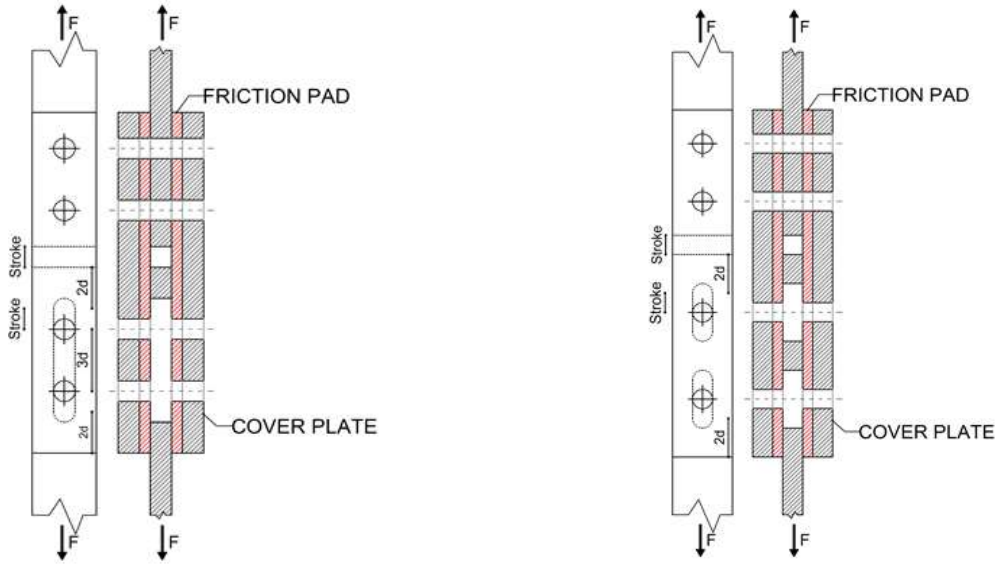


Abbildung A.1 – *Probekörper für die Ermittlung des Reibungskoeffizienten: Schrauben in einem Langloch (links) – Schrauben in Langlöchern (rechts)*

(9) Die Vorspannung in den Schrauben sollte direkt mit einem Gerät mit einer Genauigkeit von ±4% gemessen werden.

(10) Es ist außerdem erforderlich, die Vorspannverluste der Schrauben im Laufe der Zeit abzuschätzen.

(11) Die Schraubenvorspannungen in jedem Probekörper sind unmittelbar vor der Prüfung zu messen, und falls nötig, sollten die Schrauben mit der erforderlichen Genauigkeit von ±5% nachgezogen werden.

A.4 SCHLUPFVERSUCHVERFAHREN UND BEWERTUNG DER ERGEBNISSE

A.4.1 Schlupfversuchverfahren

(1) Die experimentellen Untersuchungen sollten unter Kontrolle der Verschiebungen durchgeführt werden. Das Last-Schlupf-Verhältnis ist aufzuzeichnen. Der Schlupf ist als relative Verformung zwischen benachbarten Punkten auf einer Innenplatte und einer

Deckplatte in Richtung der aufgebrachten Last zu verstehen. Er sollte an jedem Ende des Prüfkörpers separat gemessen werden. Für jedes Ende sollte die Verschiebung als Mittelwert der Verschiebungen auf beiden Seiten des Probekörpers genommen werden.

(2) Eine Gesamtanzahl von sechszehn Probekörpern sollte als Minimum geprüft werden.

(3) Zehn Versuche sind bei niedriger Geschwindigkeit durchzuführen (maximale Geschwindigkeit $\leq 5\,mm/s$). Wenn die resultierende Standardabweichung $\sigma_{\mu.s}$ aus den zehn Werten für den Haftreibungskoeffizienten 8% des Mittelwertes übersteigt, sind zusätzliche Probekörper zu testen. Die Gesamtanzahl an Probekörpern (einschließlich der zehn) ist anhand von zu bestimmen:

$$n \geq 2(s/3.5)^2 \qquad \text{(A.1)}$$

wobei n die Anzahl der Probekörper ist; s ist die Standardabweichung der ersten zehn Probekörper, ausgedrückt als Prozentsatz des Mittelwertes ($s = 8$ liefert $n = 10$).

Anmerkung: Vorhandene experimentelle Prüfergebnisse dürfen verwendet werden, um die Bemessungseigenschaften der Reibbeläge gemäß diesem Anhang festzulegen, sofern mindestens drei Niedriggeschwindigkeitsversuche für die spezifische Herstellung von Reibverbindungen durchgeführt werden. Die Prüfergebnisse müssen mit den bereits vorliegenden experimentellen Daten übereinstimmen.

(4) Drei zusätzliche Probekörper sind für Hochgeschwindigkeitsversuche ($50\,mm/s$; $100\,mm/s$; $150\,mm/s$) zu verwenden. Abschließend sind zwei zusätzliche Probekörper für Kriechversuche zu verwenden.
Anmerkung: Dieser Abschnitt findet keine Anwendung bei Reibungsdämpfern, deren tribologische Eigenschaften bereits aus spezifischen experimentellen Versuchen verfügbar sind, vorausgesetzt, dass die Verschleißflächen und das Beschichtungsverfahren konsequent mit den geprüften Probekörpern realisiert werden.

(5) Das Belastungsprotokoll sollte mit der strukturellen Anwendung der Reibungsdämpfer übereinstimmen.

(6) Absatz (5) sollte erfüllt sein, vorausgesetzt, dass das Belastungsprotokoll ausgehend vom Belastungsprotokoll der Verbindung in Bezug auf die erwarteten Rotationsanforderungen abgeleitet wird. Qualifizierende zyklische Versuche von Träger-Stützen-Verbindungen sollten unter Kontrolle der Rotationsanforderungen θ durchgeführt werden, die auf den Probekörper einwirken, wie unten beschrieben:

a) 6 Zyklen bei θ = 0.00375 rad
b) 6 Zyklen bei θ = 0.005 rad
c) 6 Zyklen bei θ =0.0075 rad
d) 4 Zyklen bei θ = 0.01 rad
e) 2 Zyklen bei θ = 0.015 rad
f) 2 Zyklen bei θ = 0.02 rad
g) 2 Zyklen bei θ = 0.03 rad
h) 2 Zyklen bei θ = 0.04 rad

Fortsetzung der Belastung in Schritten von θ = 0.01 rad, mit zwei Belastungszyklen bei jedem Schritt.

(7) Das Belastungsprotokoll in Form von Axialverschiebungen des Reibungsdämpfers entsprechend (6), ist durch Multiplikation der Rotationsbeanspruchungen nach a) bis h) mit dem maximalen Hebelarm der mit dem zu prüfenden Reibungsdämpfer mit FREEDAM-Verbindungen zu ermitteln.

(8) Das Belastungsprotokoll sollte vor dem Auftreten des maximalen Reibweges, bezogen auf die Schlitzlänge der Bohrungen der Reibungsdämpferschrauben, gestoppt werden.

A.4.2 Ermittlung der Ergebnisse der zyklischen Versuche

(1) Das Kraft-Verformungs-Verhalten unter zyklischer Beanspruchung unter Berücksichtigung des Belastungsprotokolls in A.4.1 sollte kontinuierlich erfasst werden.

(2) Die Reaktion der Vorrichtung während des ersten Halbzyklus sollte zur Bestimmung der Werte des Haftreibungskoeffizienten verwendet werden. Zu diesem Zweck wird der erste Halbzyklus mit einer Geschwindigkeit von höchstens $0.00125\ mm/s$ durchgeführt.

(3) Die Haftreibungskraft $F_{slip.s}$ für einen einzelnen Probekörper sollte definiert werden als die Last, bei der ein Rutschen von $0.15\ mm$ auftritt. Daher werden zehn Werte für die Haftreibungskraft aus den Niedriggeschwindigkeitsversuchen ermittelt.

(4) Die einzelnen Werte des Haftreibungskoeffizienten werden gemäß A.6 ermittelt.

(5) Der untere Grenzwert des effektiven Haftreibungskoeffizienten $\mu_{s.k.lower}$, ermittelt gemäß A.6, sollte verwendet werden, um den Bemessungswiderstand für Gravitations-Lastkombinationen und Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu ermitteln.

(6) Der obere Grenzwert des effektiven Haftreibungskoeffizienten $\mu_{s.k.upper}$, ermittelt gemäß A.6, sollte für die Anwendung des Hierarchie-Kriteriums verwendet werden, das benötigt wird, um nicht-dissipative Komponenten sowohl des Reibungsdämpfers als auch der Träger-Stützen-Verbindung zu steuern.

(7) Der effektive Gleitreibungskoeffizient $\bar{\mu}_{d.k.lower}$, zu verwenden für Erdbebenlast-Kombinationen, ist gemäß A.6 zu ermitteln.

(8) Der Wert $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ des charakteristischen effektiven Reibungskoeffizienten, der beim Erreichen der kumulierten Bemessungsverschiebung δ_{cd} auftritt, ist zu bestimmen.

(9) Der Reibungsdämpfer kann akzeptiert werden, wenn die Differenz zwischen $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ und $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ weniger als 20% beträgt.

(10) Der effektive Gleitreibungskoeffizient $\bar{\mu}_{d.m}$, zu verwenden für die Bewertung der seismischen Leistung, ist gemäß A.6 zu ermitteln.

(11) Die mit Hilfe von Hochgeschwindigkeitsversuchen ermittelten Gleitfaktoren sollten unabhängig von der Geschwindigkeit innerhalb des Bereichs liegen, der durch das 5%-Fraktil und das 95%-Fraktil des Haftreibungskoeffizienten bestimmt wird.

A.4.3 Kriechversuch und Auswertung der Ergebnisse

(1) Die dem Kriechversuch unterzogene Probe sollte mit einer bestimmten Last belastet werden, die dem Reibungswiderstand entspricht, der für ein Vorspannungsniveau von $F_{p.\mathrm{lt}}$ gemäß Gleichung (18.2) mit einem Haftreibungskoeffizienten des 5%-Fraktils, der aus den ersten zehn Proben ermittelt wurde, berechnet wurde (siehe A.6).

(2) Das Anzugsniveau der Schrauben, das bei den Kriechversuchen anzuwenden ist, sollte gemäß 7.4.1 bewertet werden. Wenn bei einer solchen Probe das verzögerte Rutschen, d.h. die Differenz zwischen dem aufgezeichneten Rutschen fünf Minuten und drei Stunden nach

Aufbringen der vollen Last, 0.002 mm nicht überschreitet, sollte die Rutschlast als $F_{slip.s.lower}$ bestimmt werden. Übersteigt das verzögerte Rutschen 0.002 mm, so wird auf den erweiterten Kriechversuch nach A.5 verwiesen.

A.5 ERWEITERTER KRIECHVERSUCH UND AUSWERTUNG

(1) Mindestens drei Probekörper sollten einem erweiterten Kriechversuch unterzogen werden.
(2) Auf den Probekörper sollte eine spezifische Last aufgebracht werden, deren Wert so zu bestimmen ist, dass sowohl das Ergebnis der unter A.4 durchgeführten Kriechversuche als auch der für die strukturelle Anwendung vorgeschlagenen Bemessungswert des Rutschfaktors berücksichtigt wird.
(3) Wenn die Oberflächenbehandlung zu einer speziellen Klasse gehört, darf ein zugehöriger Schlupffaktor für die Klasse nach der Tabelle in A.6 angenommen werden.
(4) Es sollte eine "*Verschiebung-log.Zeit*" Kurve aufgezeichnet werden, um zu zeigen, dass die mit dem vorgeschlagenen Schlupffaktor ermittelte Belastung während der Bemessungs-Lebensdauer des Bauwerks, die, sofern nicht anders angegeben, mit 50 Jahren angenommen wird, keine Verschiebungen von mehr als 0.3 mm verursacht.
(5) Die "*Verschiebung-log.Zeit*" Kurve darf linear extrapoliert werden, sobald die Tangente mit ausreichender Genauigkeit bestimmt werden kann.

A.6 AUSWERTUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE

(1) Der Haftreibungskoeffizient $F_{slip.s.i}$ für einen einzelnen Probekörper ist definiert als die Last, bei der eine Verschiebung von 0.15 mm auftritt. Die einzelnen Werte des effektiven Haftreibungskoeffizienten werden folgendermaßen ermittelt:

$$\mu_i = \frac{F_{slip.s.i}}{n_b n_s F_{p.C}} \tag{A.2}$$

wobei $F_{slip.s.i}$ der einzelne Wert der Haftreibungskraft für den i-ten Probekörper ist; n_b ist die Anzahl der Schrauben ($n_b = 2$), n_s ist die Anzahl der Kontaktflächen ($n_s = 2$) und $F_{p.C}$ ist die spezifische Bemessungsvorspannung.

(2) Der Mittelwert $m_{F.slip.s}$ und seine Standardabweichung $\sigma_{F.slip.s}$ werden folgendermaßen ermittelt:

$$m_{F.slip.s} = \frac{\sum F_{slip.s.i}}{n} \tag{A.3}$$

$$\sigma_{F.slip.s} = \sqrt{\frac{\sum\left(F_{slip.s.i} - m_{F.slip.s}\right)^2}{n-1}} \tag{A.4}$$

(3) Der Mittelwert des Haftreibungskoeffizienten $\mu_{s.m}$ und seine Standardabweichung $\sigma_{\mu.s}$ werden folgendermaßen ermittelt:

$$m_{\mu.s} = \frac{\sum \mu_{s.i}}{n} \tag{A.5}$$

$$\sigma_{\mu.s} = \sqrt{\frac{\sum\left(\mu_{s.i} - m_{\mu.s}\right)^2}{n-1}} \tag{A.6}$$

(4) Der untere Grenzwert des Haftreibungskoeffizienten $\mu_{s.k.lower}$ sollte als der 5%-Fraktilwert mit einem Konfidenzniveau von 75% angenommen werden. Bei zehn Werten, $n = 10$, darf der charakteristische Wert als Mittelwert minus das 2.05-fache der Standardabweichung angenommen werden.

(5) Der obere Grenzwert des Haftreibungskoeffizienten $\mu_{s.k.upper}$ sollte als der 95%-Fraktilwert mit einem Konfidenzniveau von 75% angenommen werden. Bei zehn Werten, $n = 10$, darf der charakteristische Wert als Mittelwert plus das 2.05-fache der Standardabweichung angenommen werden.

(6) Aufgrund der Verschlechterung durch die Abnutzung der Kontaktfläche und des fortschreitenden Verlustes der Schraubenvorspannung bei zyklischer Belastung ist die dynamische Gleitlast $F_{slip.d}$ eine Funktion der kumulierten Verschiebung (d.h. der zurückgelegten Strecke). Für die i-te Probe ist der entsprechende Wert des effektiven Gleitreibungskoeffizienten:

$$\mu_{d.i} = \mu_{d.i}(\delta_c) = \frac{F_{slip.d.i}}{n_b n_s F_{p.C}} \tag{A.7}$$

(A.7) ist auch eine Funktion der kumulierten Verschiebung δ_c (d.h. der zurückgelegten Strecke).

(7) Gleichung (A.7) ist durchgängig für $\delta_c \geq 0.15\,mm$ anzuwenden. Der zugehörige Mittelwert und die Standardabweichung sind gegeben durch:

$$m_{\mu.d} = m_{\mu.d}(\delta_c) = \frac{\sum \mu_{d.i}}{n} \tag{A.8}$$

$$\sigma_{\mu.d} = \sigma_{\mu.d}(\delta_c) = \sqrt{\frac{\sum\left(\mu_{d.i} - m_{\mu.d}\right)^2}{n-1}} \tag{A.9}$$

Gleichungen (A.8) und (A.9) sollten kontinuierlich in Abhängigkeit der kumulierten Verschiebung δ_c ($\delta_c \geq 0.15\,mm$) angewendet werden. Der untere Grenzwert des dynamischen Reibungskoeffizienten $\mu_{d.k.lower}$ wird ebenfalls in Abhängigkeit von der kumulierten Verschiebung ermittelt (Mittelwert minus 2.05-fache Standardabweichung). Auch $\mu_{d.k.lower}$ ist eine Funktion der kumulierten Verschiebung δ_c.

(8) Die Bemessungsleistung des Reibungsdämpfers sollte unter Berücksichtigung der kumulierten Verschiebung entsprechend der erforderlichen Duktilitätsklasse des Bauwerks ermittelt werden.

(9) Für die mittlere Duktilitätsklasse ist der Bemessungswert der kumulierten Verschiebung $\delta_{c.d}$ gleich dem Wert aus der Anwendung des Belastungsprotokolls in A.4.1 bis zum Ende des zweiten Zyklus, was θ = 0.02 rad entspricht.

(10) Für die hohe Duktilitätsklasse ist der Bemessungswert der kumulierten Verschiebung $\delta_{c.d}$ gleich dem Wert aus der Anwendung des Belastungsprotokolls in A.4.1 bis zum Ende des zweiten Zyklus, was θ = 0.04 rad entspricht.

(11) Der Mittelwert des effektiven Gleitreibungskoeffizienten $\bar{\mu}_{d.k.lower}$, der für Erdbebenlast-Kombinationen verwendet wird, ist der Durchschnittswert von $\mu_{d.k.lower}$, im gesamten kumulierten Verschiebungsbereich in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse der Struktur, wie folgt ermittelt:

$$\bar{\mu}_{d.k.lower} = \frac{\int_0^{\delta_{c.d}} \mu_{d.k.lower}\,(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c.d}} \tag{A.10}$$

(12) Der Mittelwert des effektiven Gleitreibungskoeffizienten $\bar{\mu}_{d.m}$, der für die Bewertung der Erdbebenleistung verwendet wird, ist der Durchschnittswert von $m_{\mu.d}$, im gesamten kumulierten Verschiebungsbereich in Abhängigkeit von der Duktilitätsklasse der Struktur, wie folgt ermittelt:

$$\bar{\mu}_{d.m} = \frac{\int_0^{\delta_{c.d}} m_{\mu.d}(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c.d}} \tag{A.11}$$

(13) Der Wert $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ des charakteristischen effektiven Reibungskoeffizienten, der bei Erreichen der kumulierten Bemessungsverschiebung δ_{cd} auftritt, ist der Parameter, der für das Akzeptanzkriterium zu verwenden ist.

(14) Die Differenz zwischen $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ und $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ sollte niedriger als 20% sein.

(15) Wenn erweiterte Kriechversuche erforderlich sind, darf der nominelle Gleitfaktor als der Wert angenommen werden, der nachweislich die spezifizierte Kriechgrenze erfüllt (siehe A.5).

(16) Falls erforderlich, sollte die Oberflächenbehandlung der entsprechenden Reibflächenklasse (Tabelle A.1) wie folgt, entsprechend dem charakteristischen unteren Grenzwert des in A.4 bzw. A.5 ermittelten Gleitfaktors $\mu_{s.ki}$, zugeordnet werden.

Tabelle A.1: *Reibflächenklassen*

Klasse A	$\mu_{s.ki} \geq 0.50$
Klasse B	$0.40 \leq \mu_{s.ki} < 0.50$
Klasse C	$0.30 \leq \mu_{s.ki} < 0.40$
Klasse D	$0.20 \leq \mu_{s.ki} < 0.30$

ANHANG B
KALIBRIERUNGSPRÜFUNG FÜR DAS ANZIEHEN DER SCHRAUBEN BEI GERINGERER VORSPANNUNG

B.1 ANWENDUNGSBEREICH

(1) Dieser Anhang spezifiziert eine Anziehprüfung zur Kalibrierung hochfester Verschraubungen für eine Vorspannung kleiner als der Höchstwert $F_{p.C.max}$.

(2) Das Ziel dieser Prüfung ist es, die notwendigen Parameter zu ermitteln, um sicherzustellen, dass die erforderliche Vorspannung durch das Drehmomentverfahren verlässlich erreicht wird.

B.2 FORMELZEICHEN UND EINHEITEN

(1) In diesem Anhang werden die folgenden Bezeichnungen und Einheiten verwendet.

- $F_{ap.C}$ erforderliche Vorspannung, (kN)
- M_i individueller Wert des Drehmoments bezogen auf $F_{ap.C}$, (Nm)
- M_m Mittelwert der M_i Werte, (Nm)
- S_M geschätzte Standardabweichung der M_i Werte, (Nm)
- V_M Variationskoeffizient der M_i Werte

B.3 PRINZIP DER PRÜFUNG

(1) Beim Versuch sollten folgende Parameter während des Festziehens gemessen werden:

- die Schraubenkraft;
- das Drehmoment.

B.4 PRÜFAUFBAU

(1) Die Messvorrichtung für die Schraubenkraft darf der Norm EN 14399-2 entsprechen oder eine mechanische oder hydraulische Einrichtung, wie z.B. eine Kraftmessdose, sein, sofern die Genauigkeit der Schraubenkraftmesseinrichtung den in Tabelle B.1 genannten Anforderungen entspricht.

(2) Die Messvorrichtung für die Schraubenkraft sollte mindestens einmal im Jahr von einer anerkannten Prüfstelle kalibriert werden (oder häufiger, falls vom Hersteller empfohlen).

(3) Für die Prüfung sind Drehmomentschlüssel zu verwenden, die auch bei der Montage der Reibungsdämpferbauteile verwendet werden. Diese sollen einen geeigneten Arbeitsbereich aufweisen.

(4) Es dürfen Hand- oder Kraftschrauber verwendet werden, mit Ausnahme von Schlagschraubern. Die Anforderungen an die Genauigkeit der Schraubenschlüssel sind in Tabelle B.1 angegeben.

(5) Der Drehmomentschlüssel sollte mindestens einmal im Jahr kalibriert werden (oder häufiger, falls vom Hersteller empfohlen).

B.5 VERSUCHSBAUGRUPPEN

(1) An repräsentativen Proben aus jedem Fertigungslos der betreffenden Verbindungselemente sollten separate Prüfungen durchgeführt werden. Die zu prüfenden Baugruppen sollten so ausgewählt werden, dass alle relevanten Aspekte ihrer Eigenschaften ähnlich sind.
(2) Die Leistung der Schmierung kann variieren, wenn die Versuchsaufbauten über einen längeren Zeitraum gelagert werden.
(3) Repräsentative Baugruppen sollten aus mehreren Schrauben, Muttern und Unterlegscheiben eines einzelnen Prüfloses bestehen. Die für die Prüfungen verwendeten Baugruppen sollten nicht für zusätzliche Prüfungen oder in der Konstruktion wiederverwendet werden.

B.6 VERSUCHSAUFBAU

(1) Gemäß Anhang H von EN 1090-2, darf der Versuchsaufbau Unterlegscheiben enthalten, die zur Anpassung an das Messgerät erforderlich sind, und die Prüfaufbauten und Unterlegscheiben sind so zu positionieren, dass:
- die Zusammensetzung der Baugruppe der Verwendung in der Praxis entspricht;
- eine abgeschrägte Unterlegscheibe oder eine abgeschrägte Unterlegplatte unter den Schraubenkopf gelegt wird;
- eine Unterlegscheibe unter die Mutter gelegt wird, wenn die Mutter beim Anziehen gedreht wird;
- die Länge der Befestigung einschließlich der Unterlegscheiben und der Unterlegplatte(n) dem in der einschlägigen Produktnorm festgelegten Mindestwert entspricht.

B.7 VERSUCHSABLAUF

(1) Beim Anziehen während der Versuche sollte die gleiche Methode angewandt werden wie beim Zusammenbau der Reibungsdämpferkomponenten in der Werkstatt. Grundlage der Kalibrierung ist die Aufzeichnung der Drehmomentwerte M_i, die erforderlich sind, um die angestrebte Vorspannkraft in der Schraube $F_{ap.C}$ zu erreichen.
(2) Die Versuche sind in einem Labor unter geeigneten Bedingungen durchzuführen.
(3) Das Drehmoment und die entsprechende Schraubenspannung sollten in ausreichendem Maße gemessen werden, um die Auswertung der Prüfergebnisse gemäß B.8 zu ermöglichen.
(4) Weder das feststehende Teil noch die Scheibe unter dem gedrehten Teil dürfen sich während des Versuchs drehen.
(5) Wenn möglich, wird es empfohlen, das aufgebrachte Drehmoment und die zugehörige Schraubenvorspannung kontinuierlich zu messen. Der Versuch ist zu beenden, wenn die Schraubenkraft $1.10\ F_{ap.C}$ übersteigt.

B.8 AUSWERTUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE

(1) Die Akzeptanzkriterien für die Drehmomentwerte der Drehmomentmethode sind in Tabelle B.1 gegeben.

Tabelle B.1: *Maximalwerte für V_M für die Drehmomentmethode*

Anzahl der Versuche n	**5**	**6**	**8**
V_M	0.04	0.05	0.06
Erforderliche Bedingungen für die Prüfausrüstung: kalibrierte Schraubenspannvorrichtung mit Unsicherheit ±2%, Reproduktionsfehler ±1%, kalibrierter Drehmomentschlüssel mit Genauigkeit ±4%, Reproduktionsfehler ±1%.			

mit:

$$M_m = \frac{\sum M_i}{n} \qquad \sigma_M = \sqrt{\frac{\sum (M_i - M_m)^2}{n-1}} \qquad V_M = \frac{\sigma_M}{M_m} \tag{B.1}$$

B.9 VERSUCHSBERICHT

(1) Der Versuchsbericht sollte mindestens die folgenden Angaben enthalten:

- Versuchsdatum;
- Identifikationsnummer der Baugruppe oder der erweiterten Baugruppe;
- Anzahl der untersuchten Baugruppen;
- Bezeichnung der Verbindungselemente;
- Kennzeichnung von Schrauben, Muttern und Unterlegscheiben;
- Beschichtung oder Oberflächenbeschaffenheit und Zustand der Schmierung; gegebenenfalls Beschreibung von Veränderungen der Oberflächen aufgrund der Exposition;
- Klemmlänge des Versuchs;
- Einzelheiten des Prüfaufbaus und der zur Messung von Spannung und Drehmoment verwendeten Geräte;
- Bemerkungen zur Durchführung der Versuche;
- Ergebnisse der Versuche nach diesem Anhang;
- Spezifikationen für die Vorspannung der Verbindungselemente bezogen auf das untersuchte Prüflos;
- Kalibrierungszertifikate für Drehmomentschlüssel und kalibrierte Kraftmessgeräte.

Der Testbericht ist zu unterzeichnen und zu datieren.

ANHANG C

DC2 UND DC3 BEMESSUNG NACH TPMC

C.1 ANWENDUNGSBEREICH

(1) Dieser Anhang liefert Regeln für die Bemessung von Stützenquerschnitten für biegesteife Rahmen in Duktilitätsklasse DC2 und DC3 unter Ausnutzung der Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC).

(2) Das Verhalten der Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollte im Bemessungsprozess berücksichtigt werden, unter Annahme eines „*starr – perfekt plastischen*“ Verhaltens der dissipativen Zonen.

(3) Das “pseudo-plastische” Verhalten sollte als äquivalent gegenüber dem Verhalten betrachtet werden, das sich aufgrund des Rutschens der Verbindungen ergibt.

(4) Gemäß Abschnitt C.1.(3) darf eine starr-plastische Analyse unter Berücksichtigung eines plastischen Moments durchgeführt werden, gleich dem Biegemoment, das zum Gleiten der Reibungsdämpfer führt, was zu einer erhöhten Anforderung an die „pseudo-plastische“ Rotation führt.

(5) Abschnitt C.1.(2) ist gültig, vorausgesetzt, dass die erwarteten Anforderungen an die plastische Rotation kompatibel mit der Länge der Langlöcher sind, die zum Reibungsdämpfer gehören.

C.2 BEMESSUNG DER STÜTZEN DES ERDGESCHOSSES

(1) Die Querschnitte der Stützen des ersten Stockwerks (Erdgeschoss) sollten so bemessen werden, dass sie die folgende Bedingung sowohl in DC2 als auch in DC3 erfüllen:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} \geq \frac{\sum_{k=1}^{n_s}\sum_{j=1}^{n_b} W_{d.jk} + (\gamma_1^{(3)} - \gamma^{(g)})\delta_u \sum_{k=1}^{n_s} F_k\, h_k}{2\dfrac{\sum_{k=1}^{n_s} F_k\, h_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} - 1} \tag{C.1}$$

wobei:

- n_b die Anzahl der Felder ist;
- n_c die Anzahl der Stützen ist;
- n_s die Anzahl der Geschosse ist;
- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1}$ die Summe der plastischen Momente der Stützen des ersten Stockwerks ist, reduziert durch die gleichzeitige Einwirkung der Axialkraft;
- F_k die Erdbebenkraft ist, die am k-ten Geschoss angesetzt wird;
- h_k die Höhe des k-ten Geschosses ist, bezogen auf die Fundamentebene;
- δ_u der Bemessungswert der maximalen horizontalen plastischen Verschiebung des obersten Geschosses ist, der zu 0.03 h_{n_s} angenommen werden sollte;
- $\gamma^{(g)}$die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem globalen Mechanismus entspricht, d.h. einem Mechanismus, bei dem alle Träger-Stützen-

Verbindungen dem Gleiten und alle Stützen des ersten (untersten) Stockwerks dem Nachgeben an ihrer Basis ausgesetzt sind, gegeben durch:

$$\gamma^{(g)} = \frac{1}{h_{ns}} \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k \, h_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k \, h_k} \tag{C.2}$$

wobei V_k die gesamte Eigenlast ist, die am k-ten Geschoss in der Erdbeben Lastkombination angreift;

- $\gamma_1^{(3)}$ die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem Etagenmechanismus im ersten Stockwerk entspricht:

$$\gamma_1^{(3)} = \frac{1}{h_1} \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k} \tag{C.3}$$

- $W_{d.jk}$ die innere Arbeit in den dissipativen Zonen ist, d.h. aufgrund des Gleitens der Träger-Stützen-Verbindung, die im j-ten Feld des k-ten Geschosses auftritt, bewertet für eine Einheitsdrehung der plastischen Gelenke in den Stützen.

C.3 BEMESSUNG DER STÜTZEN IN DEN OBERGESCHOSSEN

(1) Die Querschnitte der Stützen des i_m-Geschosses (mit $i_m = 2, 3, \ldots\ldots, n_s$) sollten so bemessen werden, dass sie die folgenden Bedingungen erfüllen:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(1)} \delta_u) \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k \, h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k \right) - \sum_{i=1}^{n_c} M_{c.\mathrm{i}.1}^{*} - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d.jk} \tag{C.4}$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(2)} \delta_u) - \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \, (h_k - h_{i_{m-1}}) - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d.jk} \tag{C.5}$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.ii_m}^{(3)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(3)} \delta_u) \frac{(h_{i_m} - h_{i_{m-1}})}{2} \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \tag{C.6}$$

wobei:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.\mathrm{i}.1}^{*}$ die Summe der plastischen Momente der Stützen des ersten Geschosses ist, die durch die zeitgleiche Einwirkung der Axialkraft reduziert werden und nach der Auswahl von Stützenquerschnitten aus Standardformen zur Erfüllung von Gl. (C.1) ermittelt werden.
- $\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u$ der kinematisch zulässige Multiplikator der seismischen Horizontalkräfte ist, entsprechend der Bemessungs-Verschiebung δ_u auf der Gleichgewicht-Kurve des globalen Mechanismus;
- $\alpha_0^{(g)}$ der kinematisch zulässige Multiplikator der seismischen Horizontalkräfte ist, der dem globalen Mechanismus entspricht und nach der starr-plastischen Analyse erster Ordnung ermittelt wird;
- $\gamma^{(g)}$ die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem globalen Mechanismus entspricht, ermittelt nach Gl. (C.2);

- $\gamma_{i_m}^{(1)}$ die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem i_m-ten Teilmechanismus mit i_m-Geschossen ausgehend von der Basis entspricht, gegeben durch:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k\, h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k\, h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k} \tag{C.7}$$

- $\gamma_{i_m}^{(2)}$ die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem Teilmechanismus am und oberhalb des i_m-Geschosses entspricht, gegeben durch:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{ns} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k\, (h_k - h_{i_{m-1}})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k\, (h_k - h_{i_{m-1}})} \tag{C.8}$$

- $\gamma_{i_m}^{(3)}$ die Steigung der Gleichgewichtskurve des Mechanismus ist, die dem i_m-ten Geschossmechanismus entspricht, gegeben durch:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{1}{h_{i_m} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \tag{C.9}$$

(2) Absatz C.3.(1) soll erfüllt werden, indem sichergestellt wird, dass:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.ii_m} \geq max\left\{ \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)} ; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)} ; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \right\} \tag{C.10}$$

wobei:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.ii_m}$ die Summe der plastischen Momente ist, die durch die zeitgleiche Einwirkung der Axialkraft reduziert werden, ermittelt für das i_m-te Geschoss.
- Für DC2 wird nur Gl. (C.6) benötigt.
- In DC2 wird Gl. (C.10) in die folgende Form umgewandelt:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.ii_m} \geq \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \tag{C.11}$$

C.4 INNERE ARBEIT DER DISSIPATIVEN ZONEN

(1) Die innere Arbeit der dissipativen Zonen, $W_{d.jk}$, sollte unter Berücksichtigung der Überfestigkeit aufgrund der zufälligen Variabilität des Gleitbiegewiderstandes der Verbindungen berechnet werden.

(2) Absatz C.4.(1) gilt als erfüllt, vorausgesetzt, dass $W_{d.jk}$ unter Berücksichtigung der Überfestigkeit berechnet wird, wie schon in Abschnitt 16 definiert:

$$W_{d.jk} = 2\Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk} \tag{C.12}$$

wobei:

- Ω_{Cd} der in Abschnitt 16 gegebene Überfestigkeitsfaktor ist. Er ist 1.56 für das M4 Beschichtungsmaterial.

- $M_{slip.Rd.jk}$ ist der Bemessungswert des Biegemoments, der zum Gleiten der zum j-ten Feld des k-ten Geschosses gehörenden Verbindungen führt, ermittelt nach Gl. (16.4).

LITERATUR

[1] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, "Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads" *Eng. Struct.,* 85 (2015) 219–233.

[2] G. Ferrante Cavallaro, A. B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, "Cyclic response of low yielding connections using different friction materials", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, November 2018, Pages 404-423.

[3] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, "Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 115 (2018) 66–81.

[4] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers", *Journal of Constructional Steel Research,* 146 (2018) 33–48.

[5] Sujit Jaisee, Feng Yue, Yi Hao Ooi, "A state-of-the-art review on passive friction dampers and their applications", *Engineering Structures*, 235 (2021) 112022.

[6] CEN. Eurocode 8 draft: "Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action", 2020.

[7] CEN. Eurocode 8 draft: "Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: "Rules for new buildings", 2020.

[8] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, "Experimental analysis on friction materials for supplemental damping devices", *Constr. and Build. Mat.,* 65 (2014) 159–176.

[9] A. B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, "Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices", *Journal of Constructional Steel Research*, 172 (2020) 106240.

[10] F. Di Lauro, R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso "Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers", *Engineering Structures,* 178 (2019) 645–655.

[11] A. F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, "Response of friction joints under different velocity rates", *J. Constr. Steel Resc.,* 168 (2020) 106004.

[12] M. D'Antimo, M. Latour, G. Ferrante Cavallaro, J.-P. Jaspart, S. Ramhormozian, J.-F. Demonceau, "Short- and long- term loss of preloading in slotted bolted connections", *Journal of Constructional Steel Research,* 167 (2020) 105956.

[13] G. Ferrante Cavallaro, M. Latour, A. B. Francavilla, V. Piluso, G. Rizzano, "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability", *Journal of Constructional Steel Research*, 141 (2018) 145–155.

[14] CEN. Eurocode 3: "Design of steel structures Part 1-8: Design of joints", UNI EN 1993-1-1, 2005.

[15] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso "Theory of plastic mechanism control for the seismic design of braced frames equipped with friction dampers" *Mechanics Research Communications,* 58 (2014) 112–123.

[16] V. Piluso, R. Montuori, M. Troisi, "Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures", *Mechanics Research Communications,* 58 (2014) 146–156.

[17] V. Piluso, R. Montuori, E. Nastri, A. Paciello, "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections" *Journal of Constructional Steel Research,* 154 (2019) 263–277.

[18] E. Nastri, M. D'Aniello, M. Zimbru, S. Streppone, R. Landolfo, R. Montuori, V. Piluso, "Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints", *Soil Dyn. and Earthq. Eng.*, 119, April 2019, Pages 144-157.

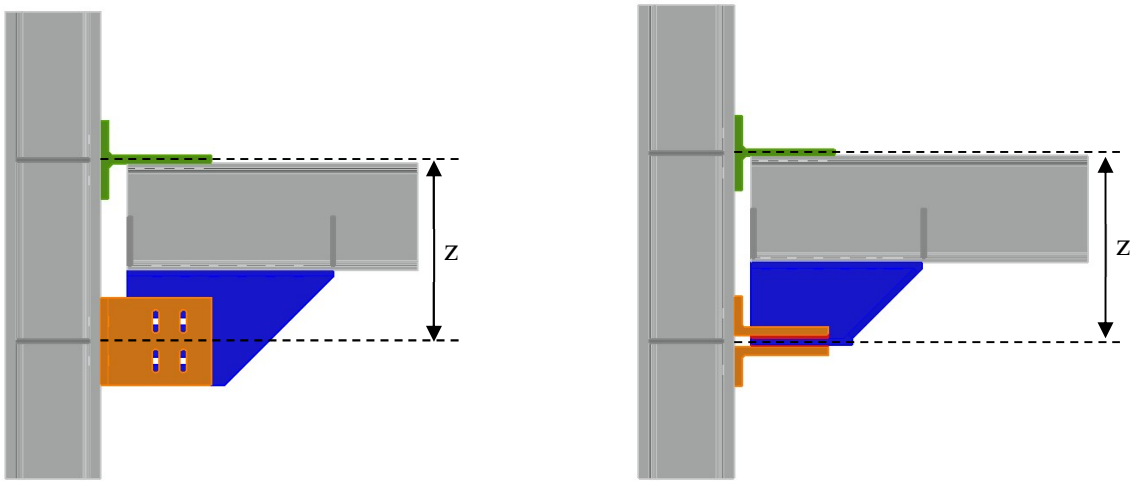
KAPITEL 8

BEMESSUNG VON FREEDAM VERBINDUNGEN

8.1 EINLEITUNG

In den vorangegangenen Kapiteln wurde das Verhalten und der Einfluss auf die Systemantwort von Strukturen durch Träger-Stützen-Verbindungen, die mit Reibungsdämpfern ausgestattet sind, experimentell und analytisch untersucht. Dennoch wurden bis heute keine Richtlinien für die Erdbebenbemessung dieser Verbindungen ausgearbeitet. Die Definition spezifischer Richtlinien ist ein grundlegender Schritt zur Präqualifikation von FREEDAM-Verbindungen für den Einsatz in erdbebengefährdeten Gebieten. Daher ist dieses Kapitel der Behebung dieses Mangels gewidmet. In diesem Zusammenhang sei darauf hinzuweisen, dass die europäische Praxis für die Bemessung von Träger-Stützen-Verbindungen in Erdbebengebieten im Vergleich zur amerikanischen Praxis immer noch einen Rückstand aufweist. Die amerikanischen AISC-358 Empfehlungen [1] enthalten eine Reihe präziser technischer Anforderungen und Bemessungsregeln, die für die Verwendung von Verbindungen in Erdbebengebieten einzuhalten sind, was zu dem Konzept der präqualifizierten Verbindungen führt. Die europäischen Bemessungsnormen [2]-[4] sind dagegen hauptsächlich auf die Aufstellung von Regeln für die Vorhersage des Momenten-Rotations-Verhaltens von Verbindungen ausgelegt und enthalten begrenzte Bemessungsanforderungen für deren Einsatz in Erdbebengebieten. Darüber hin-aus erfordert die Anwendung dissipativer Verbindungstypologien immer noch einen zeit- und kostenaufwendigen Nachweis mit Versuchen. Um diese Wissenslücke zu schließen, wurden Forschungsanstrengungen zur Entwicklung von Präqualifikationsverfahren für europäische Verbindungen unternommen, wobei der Schwerpunkt auf der Standardisierung von Entwurf und Herstellung von vier verschiedenen Verbindungsarten lag: geschraubte Verbindungen mit Vouten, geschraubte und ausgesteifte Anschlüsse mit überstehenden Stirnblechen, geschraubte und nicht ausgesteifte Anschlüsse mit überstehenden Stirnblechen, geschweißte Dog-Bone Anschlüsse. Dennoch ist es erwähnenswert, dass sowohl AISC-358 [1] als auch die aktuellsten europäischen Forschungsstudien [5]-[7] keine Informationen für die Präqualifikation von dissipativen Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern liefern, die nach einer schadensarmen Bemessungsphilosophie ausgelegt sind.

In diesem Rahmen werden in diesem Kapitel die Richtlinien für die Bemessung solcher Verbindungen (Abbildung 8.1) vorgestellt, um die praktische Anwendung von dissipativen Träger-Stützen-Verbindungen mit FREEDAM-Dämpfern (die mit M4-Material beschichtete Reibbeläge enthalten) zu erleichtern. Der Bemessungs-ansatz stützt sich insbesondere auf die Ergebnisse der in Kapitel 3 (informative Dokumente) beschriebenen experimentellen Untersuchungen. Die nachfolgend vorgestellten Richtlinien wurden in Anlehnung an den von AISC-358 [1] vorgeschlagenen Ansatz zur Präqualifizierung entwickelt und bieten schrittweise Bemessungsmethoden an.



a) VFC - Konfiguration *b) HFC - Konfiguration*

Abbildung 8.1 – Ausführung von Verbindungen mit Reibungsdämpfern

8.2 BEMESSUNGSKRITERIEN

Um die geforderte Festigkeit und Duktilität zu gewährleisten, muss die Bemessung der Träger-Stützen-Verbindung den Prinzipien der Kapazitätsbemessung entsprechen, die auf der Ebene der einzelnen Verbindungskomponenten anzuwenden sind. Daher muss die Bemessung dissipativer Träger-Stützen-Verbindungen in zwei konzeptionelle Schritte unterteilt werden: i) Aus-wahl des dissipativen Bauteils und Kalibrierung seines Widerstands unter Berücksichtigung der inneren Einwirkungen, die sich aus den durch die Normen vorgegebenen Lastkombinationen ergeben; ii) Bemessung der nicht-dissipativen Bauteile unter Berücksichtigung der maximalen Einwirkungen, die durch das schwächste Verbindungsbauteil übertragen werden [8], [9] können. Nach diesen beiden Grundsätzen kann die Bemessung von Verbindungen mit Reibungsdämpfern erfolgen, indem zunächst der Reibungsdämpfer (schwächstes Bauteil) und anschließend die übrigen Teile der Verbindung (nicht-dissipative Bauteile) unter Berücksichtigung der maximalen Kraft, die der Dämpfer zu übertragen in der Lage ist, bemessen werden.

Der Gleitwiderstand eines Reibungsdämpfers hängt aufgrund der Verschleißflächen zwischen den Reibbelägen und den Spannelementen hauptsächlich vom Reibungskoeffizienten sowie von den Vorspannkräften der Schrauben ab, während die Rotationsfähigkeit von der Länge der Langlöcher abhängt, die je nach gewünschten Verformungsanforderungen kalibriert werden kann (Abbildung 8.1). Obwohl die Auslegung der Festigkeit des Dämpfers konzeptionell sehr einfach ist (sie hängt nur von der Anzahl der Schrauben, ihrem Durchmesser, dem Anzugs-drehmoment und dem Reibungskoeffizienten ab), erfordert die Komplexität der Faktoren, die an der Entwicklung des Gleitwiderstandes einer Reibungsfläche beteiligt sind, besondere Sorg-falt, die in der Entwurfsphase angemessen berücksichtigt werden muss [10], [11].

Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren beginnt mit der Ermittlung der Biegemomente, die den verschiedenen zu erreichenden Bemessungszielen entsprechen. Ausgehend von diesen Biegemomenten sind unter Berücksichtigung der Anordnung der vorgeschlagenen Verbindungen folgende Bauteile zu bemessen: i) die Scherplatte, ii) das Stützenstegfeld auf Zug und Druck, iii) die T-Stummel / Winkel und iv) der Reibungsdämpfer.

8.2.1 *Bemessungskriterien für die VFC-Konfiguration*

Das folgende schrittweise Bemessungsverfahren für Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern basiert auf der Anwendung der zuvor genannten Grundsätze der Kapazitätsbemessung. Gemäß dem ersten Prinzip beginnt das Verfahren mit der schwächsten Verbindungskomponente, nämlich dem Reibungsdämpfer, der mit den aus der Strukturanalyse abgeleiteten Einwirkungen in den relevanten seismischen und nicht-seismischen Lastkombinationen zu bemessen ist. Anschließend werden die nicht-dissipativen Teile der Verbindungen so bemessen, dass sie bis zum Erreichen der maximalen Rotation des Dämpfers vollständig elastisch bleiben. In diesem Abschnitt wird auf die VFC-Konfiguration (Abbildung 8.1a) Bezug genommen, während der nächste Abschnitt die HFC-Konfiguration (Abbildung 8.1b) behandelt.

Schritt 1: *Bemessung der Schrauben des Reibungsdämpfers*

Der Abstand zwischen der Mittellinie (CL) der Vorrichtung (Abbildung 8.1a) und dem Drehpunkt ist der Hebelarm der Verbindung (z). Das Verhältnis aus dem Bemessungsbiegemoment und dem Hebelarm ergibt die Bemessungskraft, die auf die Mittellinie des Dämpfers wirkt:

$$F_{Ed}=\frac{max\{M_{Ed.1};M_{Ed.2}/\Omega_{dyn}\}}{z}=\frac{M_{Ed}}{z} \tag{8.1}$$

wobei:

- $M_{Ed,1}$ das maximale Biegemoment an der Stirnseite des Stützenflansches ist, das in der Verbindung unter der ungünstigsten Belastungskombination auftritt, die sich aus der Schwerkraftlastkombination (Kombination aus ständigen Lasten und Nutzlasten bei ULS), den Windbelastungskombinationen (Kombinationen aus ständigen Lasten, Windlasten und anderen veränderlichen Lasten) und den seismischen Belastungskombinationen für die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen ergibt, d.h. Kombinationen der Schwerkraftlasten mit der seismischen Einwirkung, die dem voll funktionsfähigen Grenzzustand (d.h. DL-Grenzzustand) entsprechen.
- $M_{Ed,2}$ ist das maximale Biegemoment, das in der Verbindung unter den seismischen Lastkombinationen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit auftritt, d.h. Kombinationen der Schwerkraftlasten mit der seismischen Einwirkung, die dem Grenzzustand SD (*engl. Significant Damage*) entsprechen, und Ω_{dyn} ist der Materialfaktor, der den Unterschied zwischen statischen und dynamischen Reibungskoeffizienten berücksichtigt und dem Verhältnis zwischen dem Mittelwert des dynamischen Reibungskoeffizienten und dem Bemessungswert des statischen Reibungskoeffizienten entspricht. Dieses Materialfaktor wird zur Festlegung des Bemessungswiderstands der Verbindung verwendet, und für FREEDAM-Vorrichtungen mit M4-Reibmaterial ist er gleich mit $\Omega_{dyn} = 1.00$.

Um die Anzahl der Schrauben, ihren Durchmesser und das Anzugsmoment zu bestimmen, muss zunächst der Hebelarm festgelegt werden. Für die Wahl des Hebelarms können die Ergebnisse der von den Autoren entwickelten parametrischen Analysen genutzt werden, wobei die in Tabelle 8.1 angegebenen Werte übernommen werden. Insbesondere sind in Tabelle 8.1 für ein bestimmtes Trägerprofil und ein bestimmtes Biegetragfähigkeitsniveau (definiert als das

Verhältnis aus dem Bemessungsbiegemoment und dem Nennbiegewiderstand des Trägers) die entsprechenden Vorschlagswerte für *z* angegeben.

Tabelle 8.1: Empfohlener Hebelarm (z)

Trägerquerschnitt	$\bar{m}$ (Niveau der Trägerkapazität)		
	0.4	**0.6**	**0.8**
IPE 270	350÷400 mm	400÷450 mm	450÷500 mm
IPE 300	400÷450 mm	450÷500 mm	500÷550 mm
IPE 360	500÷550 mm	550÷600 mm	600÷650 mm
IPE 400	550÷600 mm	600÷650 mm	650÷700 mm
IPE 450	600÷650 mm	650÷700 mm	700÷750 mm
IPE 500	650÷700 mm		700÷750 mm
IPE 550	700÷750 mm		750÷800 mm
IPE 600	800÷850 mm		850÷900 mm
IPE 750x147	950÷1100 mm		1100÷1250 mm
IPE 750x161			
IPE 750x173+			
IPE 750x185			

Der Wert des Gleitwiderstandes ist gegeben durch:

$$F_{slip} = \Omega_{dyn} \cdot F_{slip.Rd} = \Omega_{dyn} \cdot \frac{\mu_{s.lower} \cdot n_b \cdot n_s \cdot F_{p.lt}}{\gamma_{Mf}} \tag{8.2}$$

wobei:

- Ω_{dyn} ist der Materialfaktor, der die Differenz zwischen statischem und dynamischem Reibungskoeffizienten berücksichtigt und dem Verhältnis zwischen dem Mittelwert des dynamischen Reibungskoeffizienten und dem Bemessungswert des statischen Reibungskoeffizienten entspricht, der zur Bestimmung des Bemessungswiderstands der Verbindung verwendet wird;
- $\mu_{s.lower}$ ist das 5%-Fraktil des Haftreibungskoeffizienten der Kontaktflächen, wie er durch den Beschichtungsprozess beeinflusst wird;
- n_b ist die Anzahl der Schrauben;
- n_s ist die Anzahl der Kontaktflächen (für SFDs, $n_s = 2$);
- $F_{p.lt}$ ist der Langzeitwert der Schraubenvorspannung aufgrund des Anziehens;
- γ_{Mf} ist der Teilsicherheitsfaktor.

Bei FREEDAM-Dämpfern, deren Reibbeläge mit M4-Material beschichtet sind, können folgende Werte $\Omega_{dyn} = 1.00$, $\mu_{s.lower} = 0.69$ und $\gamma_{Mf} = 1.162$ verwendet werden.

Der Bemessungswert der langfristigen Vorspannkraft, der für die Bewertung der Schlupffestigkeit des Reibungsdämpfers erforderlich ist, ist wie folgt zu berechnen:

$$F_{p.lt} = \psi \, 0.70 \, f_{ub} A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \tag{8.3}$$

wobei: $\psi \leq 1.0$ der Faktor für die Verringerung der Schraubenvorspannung ist, der anzuwenden ist, um den Verschleiß der Kontaktflächen zu verringern und/oder Stick- und Slip-Phänomene zu verhindern; $\gamma_{lt} = 1.15$ ein Faktor ist, der die erwarteten Schraubenvorspannungsverluste berücksichtigt, die während der Lebensdauer der Struktur auftreten; und $F_{p.0}$ der

Bemessungswert der anfänglichen Vorspannungskraft ist, die erforderlich ist, um das für das Anziehen der Schrauben anzuwendende Drehmoment zu ermitteln, das durch gegeben ist:

$$F_{p.0}=\gamma_{lt}\psi\ 0.70 f_{ub}A_s \tag{8.4}$$

Gleichung (8.4) ist mit der Begrenzung $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$ anzuwenden. Darüber hinaus wird unabhängig vom Beschichtungsmaterial die Verwendung eines Vorspannungswertes $\psi \geq 0.40$ empfohlen.

Durch Gleichsetzen der Bemessungseinwirkungen (8.1) mit dem Gleitwiderstand (8.2), kann die Mindestanzahl der Schrauben unter der Voraussetzung $\psi = 1.0$ wie folgt berechnet werden:

$$n_{b,min}=\frac{F_{Ed}\cdot\gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower}F_{p.lt}n_s} \tag{8.5}$$

Die auf diese Weise ermittelte Mindestanzahl von Schrauben muss aufgerundet werden, um die tatsächliche Anzahl von Schrauben $n_{b,act}$ zu bestimmen. Dann muss die tatsächliche Anzahl der Schrauben in Gl. (8.2) eingesetzt werden, um den Schraubenvorspannfaktor und damit die Schraubenvorspannkraft so anzupassen, dass sie genau den Konstruktionsanforderungen entspricht:

$$\psi=\frac{F_{Ed}\cdot\gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower}n_{b,act}n_s\cdot(0.70 f_{ub}A_s)} \tag{8.6}$$

Schritt 2: *Bemessungsregeln für nicht-dissipative Komponenten*

Die Leistungsanforderungen für die nicht-dissipativen Verbindungselemente gelten als erfüllt, wenn die maximale Kraft, die vom Reibungsdämpfer auf die nicht-dissipativen Verbindungselemente übertragen wird, $F_{slip.max.Cd}$, wie folgt bewertet wird:

$$F_{slip.max.Cd}=\Omega_{Cd}\cdot F_{slip}=\Omega_{Cd}\cdot\Omega_{dyn}\cdot\frac{\mu_{s.lower}n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \tag{8.7}$$

wobei Ω_{Cd} ist ein Überhöhungsfaktor, der die zufällige Variabilität des Reibungskoeffizienten, die durch den Beschichtungsprozess der Reibbeläge beeinflusst wird, und das gewählte Zuverlässigkeitsniveau bei der Erreichung des Entwurfsziels berücksichtigt. Bei FREEDAM-Dämpfern kann der Überhöhungsfaktor $\Omega_{Cd} = 1.56$ für lokale Hierarchiekriterien angenommen werden.

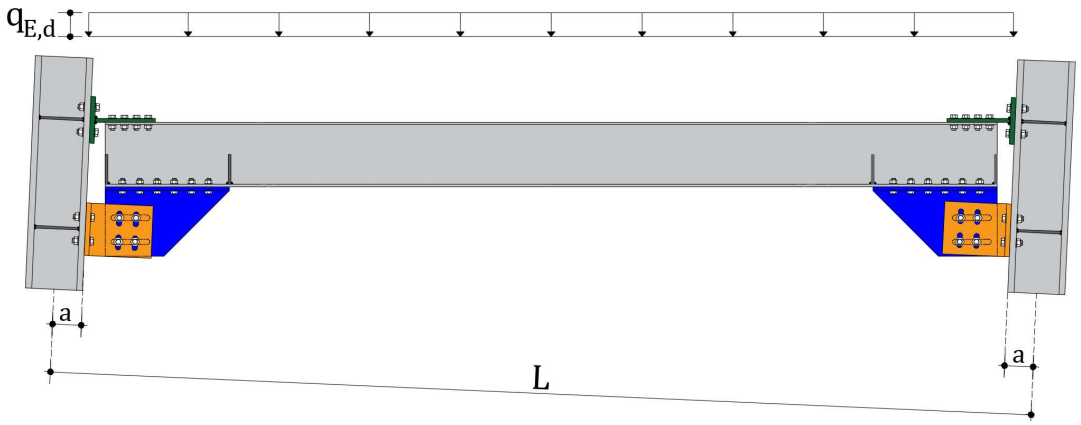


Abbildung 8.2 – Biegemomente unter Erdbebenbelastung an einem Referenzträger

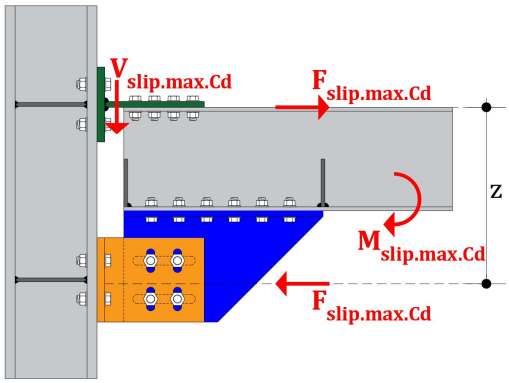


Abbildung 8.3 – Bemessungskräfte für nicht-dissipative Komponenten

Unter Berücksichtigung des in Abbildung 8.2 dargestellten Referenzsystems kann die Querkraft in der Verbindung wie folgt berechnet werden:

$$V_{slip.max.Cd} = \frac{2F_{slip.max.Cd} \cdot z}{(L\text{-}2a)} + q_{E,d}\frac{(L\text{-}2a)}{2} \tag{8.8}$$

wobei L die Spannweite, a die halbe Stützenhöhe und $q_{E,d}$ die Gleichstreckenlast aus der jeweiligen Erdbebenbelastung ist (Abbildung 8.2). Wie in Schritt 5 des Bemessungsverfahrens festgelegt, wird der Beitrag des Reibungsdämpfers bei der Übertragung der Scherwirkung $V_{slip.max.Cd}$ vereinfachend vernachlässigt. Die Bemessungsschubkraft nach Gl. (8.8) wird vollständig auf den T-Stummel übertragen, der den oberen Flansch mit dem Stützenflansch verbindet.

Schritt 3: *Bemessung des Voutenflansches*

Der Einfachheit halber wird die Mindestdicke des Voutenflansches (t_{hf}) mit der Dicke des Trägerflansches gleichgesetzt. Dadurch lassen sich die Lochleibungsnachweise der Schrauben vereinfachen. Bei der Bemessung der Schrauben zur Befestigung des Dämpfers am unteren Trägerflansch ist die Exzentrizität zwischen der Mittellinie des Dämpfers und dem unteren Flansch zu berücksichtigen (Abbildung 8.4).

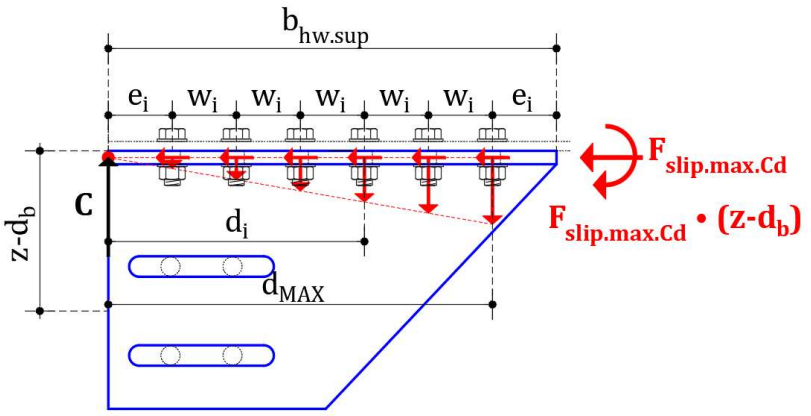


Abbildung 8.4 – Bemessungskräfte für nicht-dissipative Komponenten

Zunächst müssen der Durchmesser und die Anzahl der Schrauben festgelegt werden. Darüber hinaus kann die Lage der Schrauben aufgrund technischer Erfordernisse (Mindestabstände der Schrauben) vorläufig festgelegt werden. Die am stärksten beanspruchte Schraube der Verbindung ist diejenige, die am weitesten vom Druckmittelpunkt entfernt ist, der am Rand der Voute liegend angenommen wird. Die Axialkraft und die Querkraft in dieser Schraube können (unter Berücksichtigung von zwei Schrauben pro Reihe) wie folgt berechnet werden:

$$F_{t,Ed.max}=\frac{F_{slip.max.Cd}\cdot(z-d_b)\cdot d_{MAX}}{2\cdot\sum_{i=1}^{n_b} d_i} \qquad F_{v,Ed}=\frac{F_{slip.max.Cd}}{2\cdot n_b} \tag{8.9}$$

wobei n_b die Anzahl der Schraubenreihen, d_b die Balkentiefe und d_i der Abstand der i^{ten} Schraubenreihe von der Lastmitte ist. Mit diesen Einwirkungen kann die Schraube also leicht gemäß EC3 Teil 1.8 überprüft werden.

Schritt 4: *Bemessung des Voutenstegs*

Die Form und Größe der Voute resultierten aus geometrischen Überlegungen. Sie hängen vom Lochdurchmesser (d_0), der Anzahl der Schrauben des Dämpfers ($n_{b,act}$), der Größe der Reibung, der Länge der Langlöcher ($L_{slot,h}$) und dem in Schritt 3 entworfenen Maß $b_{hw,sup}$ ab (Abbildung 8.5). Um die Größe der reibwerterhöhenden Scheiben (kurz *Reibungsscheiben*) zu bestimmen, müssen die folgenden geometrischen Parameter eingeführt werden (Abbildung 8.5):

- Horizontaler Abstand: $w_h = k_{wh} \cdot d_0$;
- Horizontaler Abstand des Langlochs vom Rand: $e_h = k_{eh} \cdot d_0$;
- Vertikaler Abstand: $w_v = k_{wv} \cdot d_0$;
- Vertikaler Abstand des Langlochs vom Rand: $e_v = k_{ev} \cdot d_0$;

wobei k_{eh}, k_{ev} (deren Mindestwerte nach EC3 Teil 1.8 gleich 1.2 sind), und k_{wv}, k_{wh} (deren Mindestwerte nach EC3 Teil 1.8 gleich 2.2 oder 2.4 sind) Faktoren sind, die die Geometrie der Reibungsscheiben definieren.

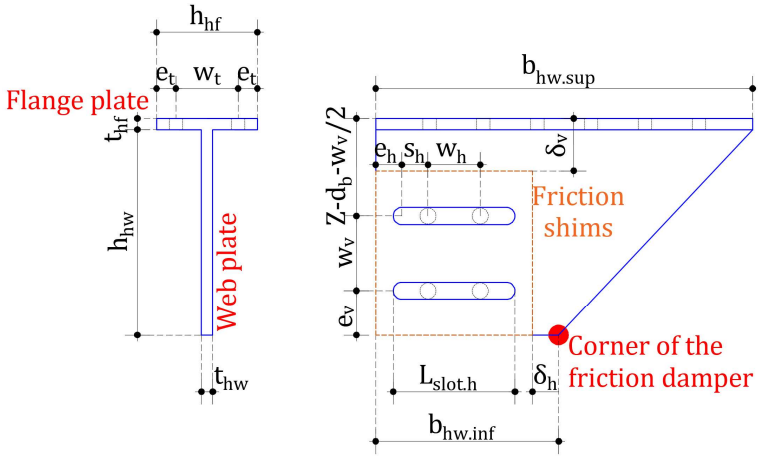


Abbildung 8.5 – Darstellung der Voute der Reibungsvorrichtung

Die Festlegung dieser vier Parameter ist nicht trivial. Auf der Grundlage der Bemessung einer großen Anzahl von Verbindungen können für typische Konfigurationen die folgenden Werte vorgeschlagen werden:

$$2.5 \le k_{wh} \le 3.5; \quad 1.2 \le k_{eh} \le 2.4; \quad 4.5 \le k_{wv} \le 6; \quad 2.5 \le k_{ev} \le 3.5$$

Die Länge der Langlöcher hängt von der erforderlichen Rotationskapazität ab (Abbildung 8.6).

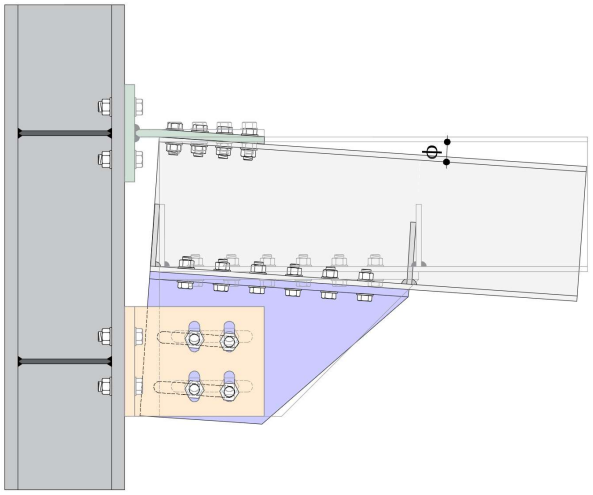


Abbildung 8.6 – Erforderliche Rotationskapazität der Verbindung

Sie lässt sich folgendermaßen berechnen:

$$L_{slot,h} \geq \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1\right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot \left(z + \frac{w_v}{2}\right) \tag{8.10}$$

wobei ϕ die Bemessungsrotation ist. Sie kann gemäß EC8- oder AISC 358-Bestimmungen auf 35 bzw. 40 mrad festgelegt werden, zuzüglich mindestens 10 mrad, um Ausführungstoleranzen und Unsicherheiten bei den Erdbebenanforderungen zu berücksichtigen. Gleichung (8.10) basiert auf der Annahme, dass die Schrauben des Dämpfers in zwei horizontalen Reihen angeordnet sind, was eine übliche Auslegungssituation für die vorgeschlagenen Reibungsdämpfer ist.

In Bezug auf Abbildung 8.5 kann der Abstand zwischen der Ecke des Voutenstegs und der Kante der Reibungsscheiben wie folgt berechnet werden:

$$\delta_h = \phi \cdot \left[e_v + \frac{w_v}{2} + z\right] \tag{8.11}$$

Sobald die Höhe des Voutenstegs definiert ist, kann seine Dicke durch einfaches Gleichsetzen der Netto-Zugfestigkeit mit der Bemessungskraft $F_{slip.max.Cd}$ wie folgt bemessen werden:

$$F_{slip.max.Cd} = \frac{0.9 A_{net} f_{yh}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9(z - d_b - t_{hf} + {}^{w_v}/_{2} + e_v - 2d_0) t_{hw} f_{yh}}{\gamma_{M2}} \tag{8.12}$$

und führt zu:

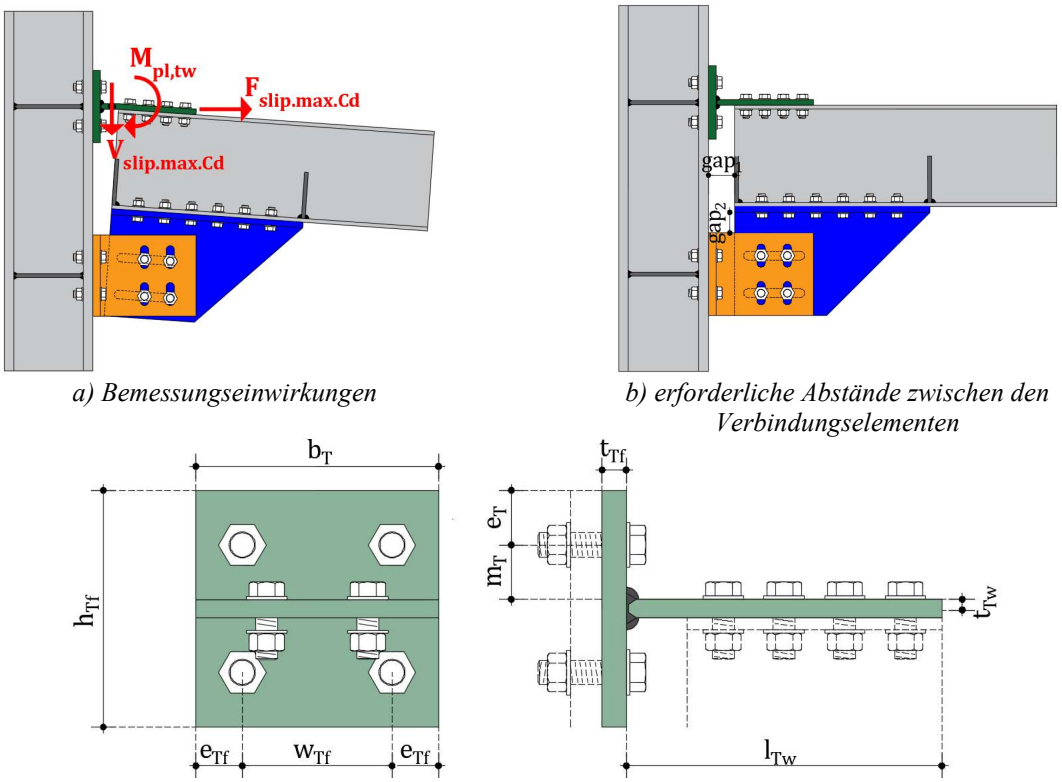
$$t_{hw} = \frac{F_{slip.max.Cd} \gamma_{M2}}{0.9(z - d_b - t_{hf} + {}^{w_v}/_{2} + e_v - 2d_0) f_{yh}} \tag{8.13}$$

wobei d_b die Trägertiefe, t_{hf} die Dicke des Voutenflansches, t_{hw} die Dicke des Voutenstegs und f_{yh} die Fließgrenze des Stahls ist, aus dem der Voutensteg besteht.

Schritt 5: *Bemessung des Flansches des T- Stummels*

Es wird das klassische T-Stummel-Modell (engl.‘*classical T-stub model*‘) verwendet, das in EC3 Teil 1.8 angewandt wird. Es ist bekannt, dass nach diesem Modell der Bemessungswiderstand als Mindestwert unter den Werten berechnet werden kann, die drei möglichen Versagensmechanismen entsprechen. Der Versagensmodus 1, das so genannte vollständige Fließen des Flansches, ist durch die Bildung von vier plastischen Gelenken gekennzeichnet. Zwei plastische Gelenke befinden sich aufgrund des Biegemoments, das durch die Hebekräfte verursacht wird, an den Schraubenachsen. Die übrigen plastischen Gelenke befinden sich in den beiden Bereichen, die der Verbindung zwischen Flansch und Stiel entsprechen. Der zweite Mechanismus, der so genannte Versagensmodus 2 oder Schraubenversagen mit Fließen des Flansches, ist durch die Bildung von zwei plastischen Gelenken in den Bereichen der Flansch-Stiel-Verbindung und durch den Bruch der Schrauben gekennzeichnet.

Die auftretenden Druckkräfte führen zu einer Erhöhung der inneren Kräfte der Schraube, was zum Versagen der Schraube führt, bevor der Flansch an den Bereichen, die der Schraubenachse entsprechen, nachgibt. Der dritte Versagensmechanismus, Versagensmodus 3, entspricht schließlich nur dem Schraubenversagen. Dies bedeutet, dass keine Abstützkräfte auftreten, so dass sich die verbundenen Platten vollständig voneinander lösen. Dabei handelt es sich um einen spröden Mechanismus, da der Versagensmodus kein Fließen des Flansches beinhaltet und daher unbedingt vermieden werden muss.



a) Bemessungseinwirkungen

b) erforderliche Abstände zwischen den Verbindungselementen

c) Bauteilgeometrie

Abbildung 8.7 – Ausführung des T-Stummels

Der T-Stummel-Flansch wird auf Abscheren ($V_{slip.max.Cd}$) und Zug ($F_{slip.max.Cd}$) beansprucht (Abbildung 8.7a). Um den Versagensmodus 3 zu vermeiden, müssen die Schrauben, die den T-

Stummel mit der Stütze verbinden, auf Axialkraft und Scherkraft unter Berücksichtigung der Kombination von $V_{slip.max.Cd}$ und $F_{slip.max.Cd}$ bemessen werden.

Anschließend kann die Flanschdicke (t_{Tf}) unter Berücksichtigung der Bemessungseinwirkung $F_{slip.max.Cd}$ und des möglichen Auftretens von Typ-1 und Typ-2 Versagensarten ausgelegt werden (EC3 Teil 1.8). Um die Flanschplattendicke zu reduzieren, ist es aus konstruktiver Sicht typischerweise zweckmäßig, den Abstand zwischen der Schraubenlinie und dem T-Stummel-Stiel (m_T) zu minimieren. Umgekehrt kann die Breite (b_T) des T-Stummel-Flansches unter Berücksichtigung der Vorgaben für den minimalen/maximalen Schraubenabstand (w_{Tf}) und die Randabstände (e_{Tf}) festgelegt werden (Abbildung 8.7c).

Schritt 6: *Bemessung des Stiels des T-Stummels*

Wenn der Reibungsdämpfer unter seismischer Belastung durchrutscht, bildet sich normalerweise ein plastisches Gelenk an der Basis des T-Stummels aus. In diesem Bereich kommt es zu einem komplexen Wechselwirkungsphänomen (Biegemoment, Querkraft und Axialkraft), wie in Abbildung 8.7a dargestellt. Der Beitrag des plastischen Biegegelenks zur Gesamtbiegefestigkeit der Verbindung ist normalerweise sehr gering und kann vernachlässigt werden.

Das Kriterium für die Festlegung der Dicke des T-Stummel-Stiels kann so ausgelegt werden, dass die Wechselwirkung zwischen Scherkraft und Biegung vermieden wird. Das bedeutet, dass gemäß Abschnitt 6.2.10 von EC3 Teil 1.1 die Stieldicke so ausgelegt ist, dass sie eine Querkraft von mindestens $2V_{slip.max.Cd}$ aufnimmt. Außerdem kann zur Vereinfachung der Lochleibungsnachweise die Stieldicke (t_{Tw}) so gewählt werden, dass sie mindestens gleich der Dicke des Trägerflansches ist. Die Anzahl und der Durchmesser der Schrauben, die den T-Stummel-Stiel mit dem Trägerflansch verbinden, werden in Abhängigkeit von der in der Verbindung wirkenden Querkraft durch einfache Lochleibungs- und Scherkraftnachweise ausgelegt. Um die Geometrie des T-Stummel-Stiels vollständig zu definieren, muss schließlich noch die Größe des Träger-Stützen-Spalts („gap_1“) bestimmt werden (Abbildung 8.7b). Dieser kann ausgehend von geometrischen Kompatibilitätsprüfungen festgelegt werden, um die Rotation des Gelenks (ϕ) zu berücksichtigen. Außerdem muss das Spaltmaß so festgelegt werden, dass Spannungs-Konzentrationen in dem sich an der Basis des T-Stummels bildenden plastischen Gelenks reduziert werden. Ausgehend von experimentellen und FE-Analysen sollte die Größe von „$Spalt_1$“ mindestens t_{Tf}+2 t_{Tw} [15] betragen, um diese Anforderung zu erfüllen.

Schritt 7: *Bemessung der L-Stummel*

Die Bemessung der Dicke der L-Stummel (t_L) kann analog zum Flansch des T-Stummels durchgeführt werden. Die L-Stummel werden ebenfalls durch die Zugkraft $F_{slip.max.Cd}$ belastet. Die Bemessung der Stegdicke der L-Stummel ist abhängig von der Breite (h_L) und von den Abständen m_L und e_L (Abbildung 8.8).

Die Bemessung erfordert auch in diesem Fall ein schrittweises Verfahren („*trial and error*“ Verfahren). Die Definition von m_L ist nämlich mit der Größe des Winkels (t_L) verbunden. Daher wird zunächst m_L festgelegt, dann wird t_L bestimmt und anschließend wird der Wert von m_L angepasst, indem der Bemessungswert von t_L aktualisiert wird.

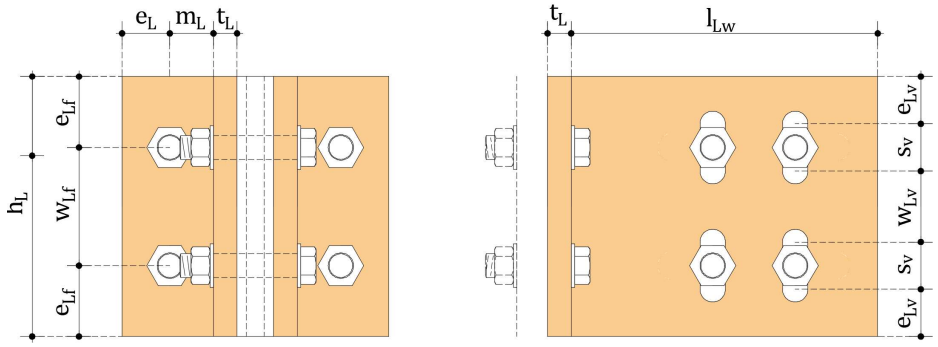


Abbildung 8.8 – Geometrie der L-Stummel

Dieser Vorgang ist bis zur Konvergenz zu wiederholen. Der L-Stummel ist unter Berücksichtigung des Netto-Zugversagensmodus und der tatsächlichen Länge der vertikalen Schlitze (s_v) zu bemessen. Insbesondere muss die Länge der vertikalen Schlitze bestimmt werden, um die Bemessungsrotation aufnehmen zu können. Zu diesem Zweck muss die folgende Bemessungsgleichung erfüllt werden (Abbildung 8.8):

$$s_v \geq \phi \cdot [gap_1 + e_h + s_h + w_h] \tag{8.14}$$

Sobald die Geometrie des L-Stummels vollständig definiert ist, muss eine Überprüfung der geometrischen Kompatibilität durchgeführt werden. Es muss sichergestellt werden, dass die Oberkante der L-Stummel bei Erreichen der Bemessungsrotation die Voutenflanschplatte nicht berührt (Abbildung 8.6 und Abbildung 8.7b). Die Bedingung ist erfüllt, wenn $\phi(l_{Lw}+t_L)<gap_2=(h_{hw}-h_L)$ (Abbildung 8.7b). Wenn diese Kompatibilitätsprüfung nicht erfüllt ist, muss der Hebelarm z vergrößert werden und die Bemessung muss wieder bei Schritt 1 begonnen werden. Es ist jedoch anzumerken, dass die Annahme der in Tabelle 8.1 angegebenen Hebelarmwerte in der Regel die Erfüllung dieser Prüfung gewährleistet.

Schritt 8: *Trägerprüfung und Bemessung zusätzlicher Trägerstegaussteifungen*

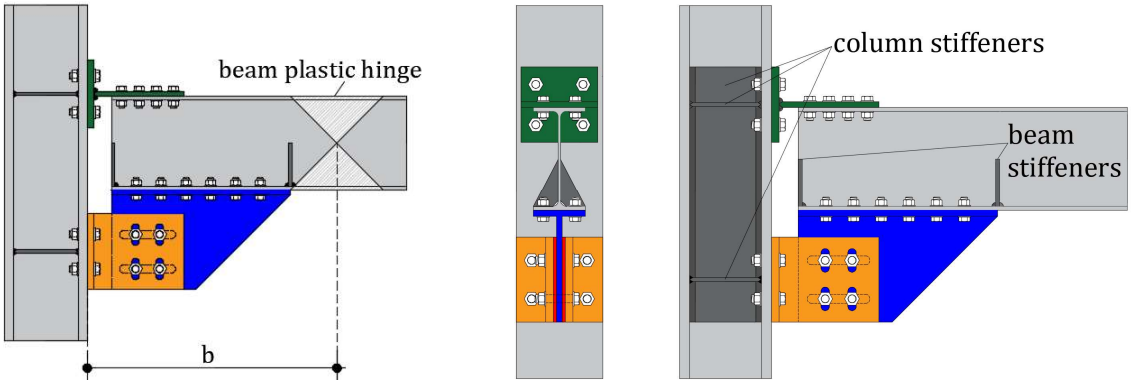
Bei einer schadensarmen Bemessungsphilosophie muss das Bemessungsbiegemoment in der Verbindung $M_{slip.max.Cd}$ angemessen begrenzt werden. Der Träger ist eine nicht-dissipative Zone und muss geschützt werden, indem gewährleistet wird, dass das Biegemoment an der potenziellen Stelle des plastischen Gelenks unter den ungünstigsten Bedingungen kleiner oder gleich dem Bemessungswiderstand des Trägers ist:

$$M_{slip.max.Cd}\frac{L_e - b}{L_e} \leq M_{b.Rd} \tag{8.15}$$

wobei $M_{b.Rd}$ der plastische Widerstand des Trägers, L_e die Scherlänge gleich $M_{slip.max.Cd}/V_{slip.max.Cd}$, und b der Abstand zwischen der potentiellen plastischen Gelenkstelle und dem Stützenflansch ist (Abbildung 8.9a). Wenn diese Ungleichung nicht erfüllt ist, muss der Trägerquerschnitt vergrößert werden.

In Gl. (8.15) wird empfohlen, b unter der Annahme zu berechnen, dass die Mittellinie des plastischen Gelenks sich im Abstand von $0.5d_b$ von der Oberkante des Dämpfers befindet [8]. Um lokales Knicken des Trägerstegs zu vermeiden, werden zwei Aussteifungen an den Enden des Dämpfers positioniert (Abbildung 8.9). In diesen Bereichen treten aufgrund der Exzentrizität

zwischen Mittellinie des Dämpfers und der Schraubverbindung, mit der die Voute am Träger befestigt ist, Druckkräfte auf.



a) Position des potenziellen plastischen Gelenks des Trägers *b) Position der zusätzlichen Aussteifungen*

Abbildung 8.9 – Position des potenziellen plastischen Gelenks und der zusätzlichen Aussteifungen

Schritt 9: *Stützennachweise und Bemessung zusätzlicher Stützenstegaussteifungen*

Der Nachweis des Stützenschubfeldes ist unter Berücksichtigung einer Querkraft von $F_{slip.max.Cd}$ bei äußeren (einseitigen) und von $2F_{slip.max.Cd}$ bei inneren (zweiseitigen) Anschlüssen zu führen. Dies ist die Einwirkung, die von der Verbindung unter den ungünstigsten Bedingungen bei negativen oder positiven Biegemomenten übertragen wird. Um den Schubfeld zu verstärken, können Aussteifungen wie Verdopplungs- oder Kontinuitäts-Platten verwendet werden (Abbildung 8.9b). Zusätzlich muss der Stützenflansch unter Biegebeanspruchung durch ein äquivalentes T-Stummel-Modell überprüft werden, wie in EC3 Teil 1-8 vorgeschlagen. In diesem Fall können, falls erforderlich, zur Verstärkung der Stützenflansche Kontinuitäts-Bleche und/oder Verstärkungsplatten verwendet werden. Es ist zu beachten, dass die Verwendung von Verstärkungsplatten nur dann sinnvoll ist, wenn Versagensmechanismen vom Typ 1 auftreten. Andernfalls (Versagensmodus 2) ist eine Vergrößerung des Schraubendurchmessers sowie die Rückkehr zu Schritt 5 des Bemessungsverfahrens, in dem die Geometrien der T-Stummel und/oder L-Stummel angepasst werden, erforderlich.

8.2.2 *Bemessungskriterien für die HFC-Konfiguration*

Die schrittweise Bemessung für Reibungsverbindungen mit vertikalen SFDs (symmetrischen Reibungsdämpfern / eng. *SFD – Symmetric Friction Damper*) kann leicht für den Fall einer Verbindung mit horizontalem Dämpfer angepasst werden. Insbesondere die Bemessungsschritte „1/2/5/6/8/9“ bleiben für diese Anordnung gleich. Im Gegenzug müssen die anderen Bemessungsschritte unter Berücksichtigung der Besonderheiten der Verbindungs-Geometrie mit horizontalen SFDs leicht modifiziert werden.

Schritt 3: *Bemessung des Voutenflansches*

Die Bemessung des oberen Voutenflansches und der Schrauben, die den Dämpfer am Trägerflansch befestigen, folgt denselben Überlegungen wie bereits für die vertikalen SFDs in Schritt 3 erklärt. Umgekehrt ist die Bemessung des unteren Flansches der Voute streng mit der Berücksichtigung der Geometrie verknüpft. Die Bemessung wird durch den Lochdurchmesser

(d_0), die Anzahl der Schrauben des Dämpfers ($n_{b,act}$), die Größe der Reibungsscheiben und die Länge der Langlöcher (L_{slot}) beeinflusst. Um die Größe der Reibungsscheiben zu bestimmen, werden die folgenden geometrischen Parameter eingeführt (Abbildung 8.10):

- Längsabstand: $w_h=k_{wl}\cdot d_0$;
- Längsabstand des Schlitzes vom Rand: $e_h=k_{el}\cdot d_0$;

wobei k_{el}, (dessen Mindestwert gemäß EC3 Teil 1.8 gleich 1.2 ist), k_{wl}, (dessen Mindestwert gemäß EC3 Teil 1.8 gleich 2.4 oder 2.2 ist) Faktoren sind, welche die Geometrie der Reibungsscheiben definieren.

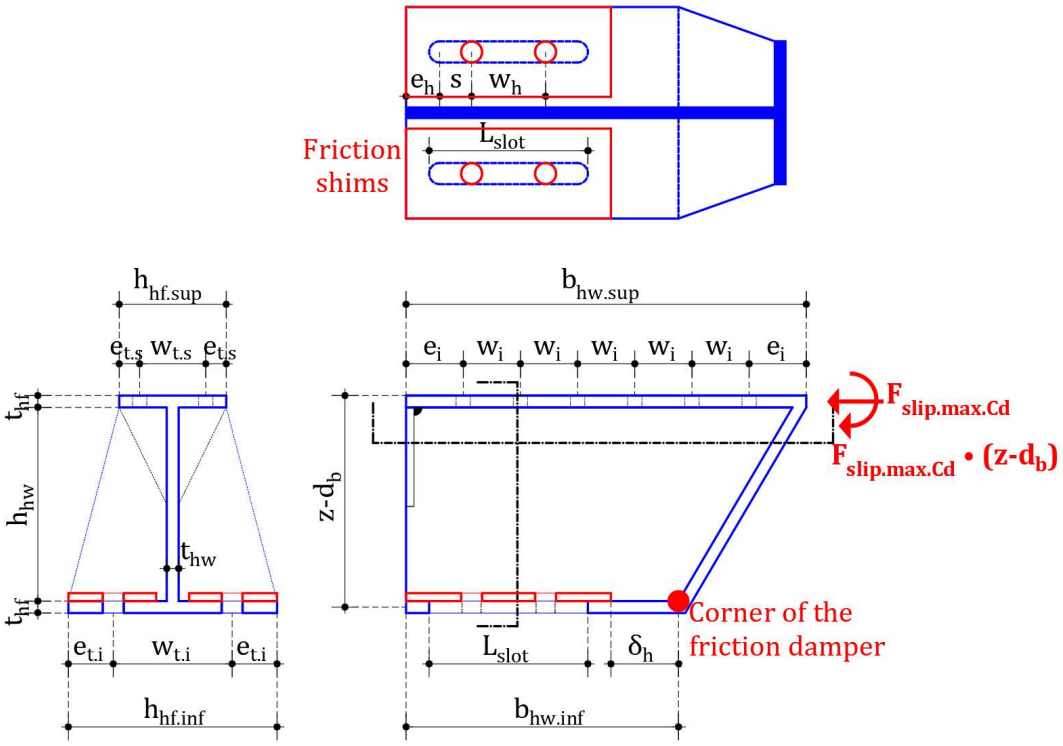


Abbildung 8.10 – Geometrie der Voute

Auch in diesem Fall hängt die Länge der Schlitze von der erforderlichen Rotationskapazität ab und lässt sich leicht aus dem folgenden Zusammenhang ermitteln:

$$L_{slot}\geq\left(\frac{n_{b,act}}{2}-1\right)\cdot w_h+d_0+2\cdot\phi\cdot z \qquad (8.16)$$

unter der Voraussetzung, dass die Schrauben des Dämpfers in zwei horizontalen Reihen angeordnet sind. Mit Bezug auf Abbildung 8.10 lässt sich der Mindestabstand zwischen der Ecke der Voute und dem Rand der Reibungsscheiben wie folgt berechnen:

$$\delta_{h.min}=\phi\cdot z \qquad (8.17)$$

Schritt 4: *Bemessung des Voutenstegs*

Der untere Flansch der Voute muss mindestens genauso breit sein wie der obere Flansch. Allerdings wird die Flanschbreite durch die Abmessungen des Stegs der L-Stummel bedingt. Daher muss sein Wert überprüft werden, wenn die Geometrie der L-Stummel vollständig definiert ist (Schritt 7). Gemäß Eurocode 3 Teil 1-8 sollte die Stegdicke der Voute nicht geringer

sein als die des angeschlossenen Trägers. Um die Nachweise des Steges bei örtlichem Beulen zu vereinfachen, ist es sinnvoll, am Ende der Reibvorrichtung, im Bereich der Druckkräfte, Aussteifungselemente zu positionieren (Abbildung 8.11).

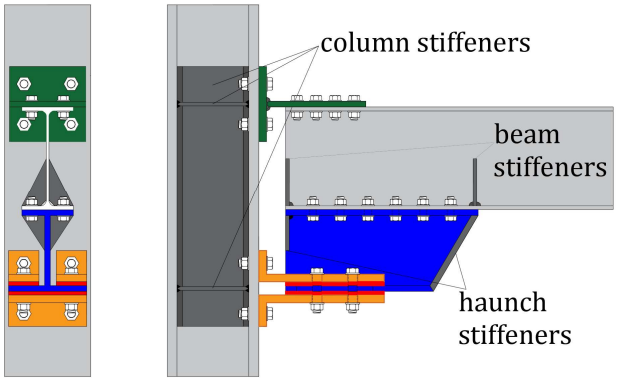


Abbildung 8.11 – Zusätzliche Aussteifungselemente des Trägerstegs

***Schritt 7:** Bemessung der L-Stummel*

In der HFC-Konfiguration unterscheiden sich, aufgrund des Voutenstegs, die inneren von den äußeren Winkeln (Abbildung 8.12).

Der Einfachheit halber lassen sich die inneren L-Stummel zuerst bemessen und die Breite des äußeren L-Stummels lässt sich dann dementsprechend wählen (Abbildung 8.12). Die Bemessung der Dicke der L-Stummel t_L hängt von m_L und e_L ab. Auch in diesem Fall ist bei der Bemessung ein schrittweises und iteratives Vorgehen erforderlich. Tatsächlich ist die Bestimmung von m_L abhängig von der Größe des Winkels, der zunächst nicht definiert ist, da sein Wert von m_L abhängt.

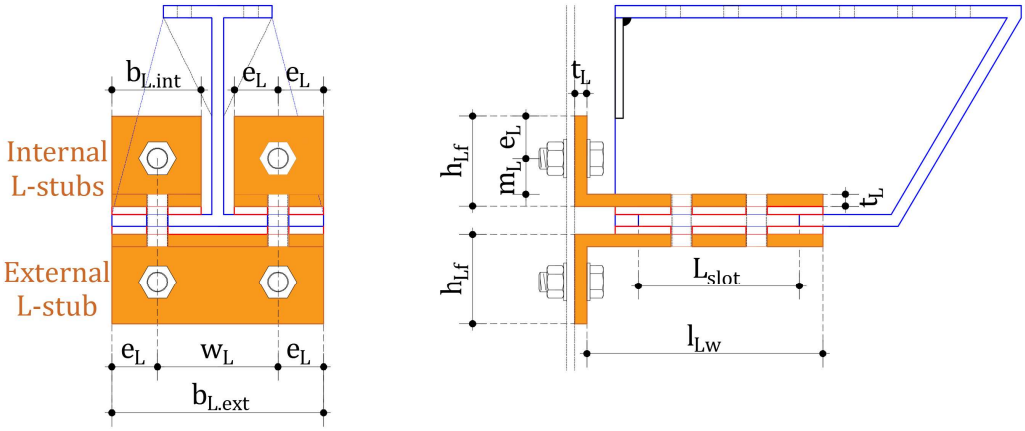


Abbildung 8.12 – Geometrie der Winkel

8.3 PRAXISBEISPIEL

Um das vorgeschlagene Bemessungsvorgehen zu verdeutlichen, wird hier ein praktisches Beispiel im Detail beschrieben, mit Verweis auf den in Kapitel 3 beschriebenen Träger-Stützen Probekörper, “FJ-CYC01” bezeichnet, der an der Universität von Salerno getestet wurde.

Schritt 1: *Bemessung des Anzugsdrehmoments der Dämpferschrauben*

Im Fallbeispiel FJ-CYC 01 sind IPE270 bzw. HE220M die Profile von Träger bzw. Stütze; die Stahlsorte ist S355, die Reibvorrichtung (Voutensteg) besteht aus rostfreiem Stahl AISI 304, die Festigkeitsklasse aller Schrauben ist 10.9 und das gewählte Reibmaterial ist M4. Ausgehend vom plastischen Biegewiderstand des Trägers $M_{b,Rd}$ lässt sich der Auslastungsgrad $\bar{m}$ bestimmen, der das Verhältnis des Bemessungsbiegemoments an der Mittelachse des Dämpfers M_{Ed} und $M_{b,Rd}$ angibt. Im betrachteten Fall wird $\bar{m}$ als 0.83 angenommen. Unter Berücksichtigung des in Tabelle 8.1 empfohlenen Werts wird der Hebelarm der Verbindung z mit 450 mm angenommen. Das Verhältnis aus Bemessungs-Biegemoment und dem Hebelarm liefert F_{Ed}:

$$F_{Ed}=\frac{\bar{m}\cdot M_{b,Rd}}{z}=\frac{0.84\cdot 171.82}{0.45}\cong 321\ \text{kN} \tag{8.18}$$

Der Reibwiderstand des Dämpfers lautet:

$$F_{slip}=\frac{\mu_{s,lower}F_{p,lt}n_b n_s}{\gamma_{Mf}} \tag{8.19}$$

Nach Berechnung der Bemessungseinwirkungen (Gl. (8.18)) mit dem Reibwiderstand (Gl. (8.19)) und Festlegung des Schraubendurchmessers auf 20 mm und des Reduktionsfaktors für die Schraubenvorspannung $\psi = 1.0$ - erhält man die Mindestanzahl an Schrauben:

$$n_{b,min}=\frac{F_{Ed}\cdot\gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower}\cdot F_{p,lt}\cdot n_s}=\frac{321\cdot 1.162}{0.69\cdot 171.53\cdot 2}=1.57 \tag{8.20}$$

Bei Berechnung der Mindestanzahl an Schrauben auf diese Weise muss die rechnerische Anzahl aufgerundet werden, um die tatsächliche Schraubenanzahl $n_{b,act}$ zu erhalten. Daher werden vier Schrauben gewählt. Dann wird die tatsächliche Schraubenanzahl in Gl. (8.19) eingesetzt, um die Vorspannkraft der Schrauben anzupassen, sodass sie genau der Bemessungsgröße entspricht:

$$\psi=\frac{F_{Ed}\cdot\gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower}n_{b,act}n_s\cdot(0.70 f_{ub}A_s)}=\frac{321\cdot 1.162}{0.69\cdot 4\cdot 2\cdot 171.53}=0.40$$
$$F_{p,lt}=0.39\cdot 0.70 f_{ub}A_s=68.61\,kN \tag{8.21}$$

Der Bemessungswert der anfänglichen Vorspannkraft, der zur Ermittlung des für das Anziehen der Schrauben aufzubringenden Drehmoments erforderlich ist, wird gegeben durch:

$$F_{p.0}=\gamma_{lt}\psi\ 0.70 f_{ub}A_s=1.15\cdot 0.40\cdot 171.53=78.90\,kN \tag{8.22}$$

Schritt 2: *Bemessungseinwirkungen für nicht-dissipative Elemente*

Das Biegemoment für die Bemessung der nicht-dissipativen Teile der Verbindung ist gleich:

$$M_{slip.max.Cd}=\Omega_{Cd}\cdot\frac{\mu_{s.lower}n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}}\cdot z=1.56\cdot\frac{0.69\cdot 4\cdot 2\cdot 66.90}{1.162}\cdot 0.45=229\,kNm \tag{8.23}$$

Die für die Bemessung des T-Stummels, der L-Stummel und der Stützenstegplatte anzusetzende Normalkraft berechnet sich zu:

$$F_{slip.max.Cd}=\frac{M_{slip.max.Cd}}{z}=508.89\,kN \tag{8.24}$$

Unter Berücksichtigung des in Kapitel 3 beschriebenen Versuchskonzepts lässt sich die Scherkraft in der Verbindung berechnen zu:

$$V_{slip.max.Cd}=\frac{M_{slip.max.Cd}}{L}=160.14\,kN \tag{8.25}$$

wobei L der Abstand zwischen dem Punkt des Lastangriffs und der Stützenfläche ist. Wie in Schritt 5 der Bemessung definiert, wird der Einfachheit halber der Beitrag des Reibungs-Dämpfers in Schubrichtung vernachlässigt, und die Bemessungsquerkraft (Gl. (8.25)) wird vollständig auf den T-Stummel angesetzt.

Schritt 3: *Bemessung des Voutenflansches*

Der Einfachheit halber wird die Dicke des Voutenflansches (t_{hf}) größer als die Dicke des Trägerflansches mit 15 mm angenommen. Die Geometrie des Flansches wird schrittweise bestimmt, bei dem iterativ die Anzahl der Schraubenreihen, die Einteilung, der Schrauben-Durchmesser und der Abstand der Endschraubenreihen vom Rand festgelegt werden. In diesem Fall werden 6 Reihen von M18-Schrauben mit Längsanordnung und einem Mindestabstand vom freien Rand von 72.1 mm gewählt. Folglich ist die Breite $b_{hw,sup}$ gleich 520 mm. Unter diesen Annahmen wird der Nachweis der Schrauben, die den Flansch der Voute mit dem unteren Flansch des Trägers verbinden, mit den folgenden Bemessungsgrößen geführt:

$$F_{v,Ed}=\frac{F_{slip.max.Cd}}{2\cdot n_b}=42.41\,kN \qquad F_{t,Ed.max}=\frac{F_{slip.max.Cd}\cdot(z-d_b)\cdot d_{MAX}}{2\cdot\sum_{i=1}^{n_b} d_i}=41.34\,kN \tag{8.26}$$

Letztendlich wird für die Plattendicke der gleiche Wert wie für die Dicke des Trägerflansches gewählt.

Schritt 4: *Bemessung des Voutenstegs*

Die Abmessungen der Voute hängen vom Lochdurchmesser (d_0), der Anzahl der Schrauben des Dämpfers ($n_{b,act}$), von der Größe der Reibungsscheiben (Abbildung 8.6), von der Länge der Langlöcher ($L_{slot,h}$) und von der Abmessung $b_{hw,sup}$, die in Schritt 3 bestimmt wurde, ab. Um die Reibungsscheiben zu bemessen, wurden die folgenden geometrischen Parameter festgelegt:

$$k_{wh}\cong 3.2; \qquad k_{eh}\cong 1.60; \qquad k_{wv}\cong 4.55; \qquad k_{ev}\cong 2.75$$

Es folgt, für $d_0 = 22$ mm:

- Horizontaler Zwischenabstand: $w_h=k_{wh}\cdot d_0= 70$ mm;
- Horizontaler Randabstand: $e_h=k_{eh}\cdot d_0= 35$ mm;
- Vertikaler Zwischenabstand: $w_v=k_{wv}\cdot d_0= 100$ mm;
- Vertikaler Randabstand: $e_v=k_{ev}\cdot d_0= 60$ mm

Die Länge der horizontalen Schlitze (Abbildung 8.9) lassen sich berechnen zu:

$$L_{slot,h,min}=\left(\frac{n_{b,act}}{2}-1\right)\cdot w_h+d_0+2\cdot\phi\cdot\left(z+\frac{w_v}{2}\right)=152\text{ mm} \;\rightarrow\; L_{slot,h}=163\text{ mm} \tag{8.27}$$

wobei die Bemessungsrotation ϕ mit 0.06 rad festgelegt wird. In Bezug auf Abbildung 8.5 lässt sich der Abstand zwischen der Ecke des Voutenstegs und dem Rand der Reibungsscheiben berechnen zu:

$$\delta_{h.min}=\phi\cdot\left[e_v+\frac{w_v}{2}+z\right]=33.6\text{ mm}\quad\rightarrow\delta_h=35\text{ mm} \tag{8.28}$$

Die Breite $b_{hw,inf}$ (Abbildung 8.6) beträgt 245 mm und die Höhe beträgt 275 mm.

Sobald die Höhe des Voutenstegs definiert ist, lässt sich die Dicke berechnen, indem die Netto-Zugfestigkeit mit der Bemessungskraft $F_{slip.max.Cd}$ folgendermaßen gleichgesetzt wird:

$$t_{hw}=\frac{F_{slip.max.Cd}\cdot\gamma_{M2}}{0.9(z-d_b-t_{hf}+{}^{w_v}/_{2}+e_v-2d_0)f_{yh}}=\frac{508890\cdot1.25}{0.9(450-270-15+50+60-2\cdot22)210}=10.48mm \tag{8.29}$$

hier auf 15 mm aufgerundet.

Schritt 5: *Bemessung des T-Stummel-Flansches*

Der T-Stummel-Flansch wird durch die Scherkraft ($V_{slip.max.Cd}$) und die Zugkraft ($F_{slip.max.Cd}$) belastet (Abbildung 8.7a). Die Schrauben, die den T-Stummel-Flansch mit dem Stützenflansch verbinden, werden folgendermaßen bemessen:

$$F_{t,Ed}=\frac{F_{slip.max.Cd}}{n_b}=\frac{508890}{4}=127.22\ kN\qquad F_{V,Ed}=\frac{V_{slip.max.Cd}}{n_b}=\frac{160.14}{4}=40.03\ kN \tag{8.30}$$

Gemäß Eurocodes 3 ist die Netto-Fläche der Schrauben das Maximum von:

$$A_{res.min1}\geq\frac{\gamma_{M2}}{f_{ub}}\left(\frac{F_{v,Ed}}{\alpha_v}+\frac{F_{t,Ed}}{1.26}\right)=\frac{1.25}{1000}\left(\frac{40300}{0.5}+\frac{127220}{1.26}\right)=220.42\ mm^2$$
$$A_{res.min,2}\geq\frac{\gamma_{M2}\cdot F_{t,Ed}}{0.9f_{ub}}=\frac{1.25\cdot127220}{0.9\cdot1000}=172.14\ mm^2 \tag{8.31}$$

Daher werden Schrauben des Typs M20 ($A_{res}=245\ mm^2$) gewählt. Bei der Bemessung der Flanschdicke (t_{Tf}), ist m_T der Abstand zwischen der Schraubenachse und dem plastischen Gelenk, das sich nahe des T-Stummel-Stiels befindet, und $e_T=n_T$ der Abstand zwischen der Schraubenachse und dem Ende der Platte. Der horizontale Abstand der Schrauben muss die folgenden Anforderungen erfüllen:

$$w_{Tf,min}=\max\{b_c+2\,r_c+1.8\,d_0;\ b_b-2\cdot e_{Tf}\}=91.10\text{ mm}$$
$$w_{Tf,max}=b_c-2.4\,d_0=173.20\text{ mm} \tag{8.32}$$

wobei b_c die Breite der Stütze, r_c der Walzradius des Stützenprofils, b_b die Breite des Trägers und e_{Tf} der horizontale Abstand der Schraube vom freien Ende ist, der mit $38.3\ mm$ angenommen wird, um die Anforderungen an die Schraubenabstände zu berücksichtigen. Unter Berücksichtigung der oben genannten Bedingungen, wird ein Schraubenabstand von 123.4 mm gewählt. Daraus ergibt sich für den T-Stummel eine Breite von:

$$b_T=2\cdot e_{Tf}+w_{Tf}=2\cdot38.3+123.4=200\text{ mm} \tag{8.33}$$

Unter Berücksichtigung der Geometrie des T-Stummels ergibt sich die effektive Länge mit dem Abstand zwischen der Schraubenachse und der Steg-Flansch-Verbindung $m=45\ mm$:

$$b_{eff}= \min \{b_{eff.1}; b_{eff.2}; 0.5\, b_T\} = 100 \text{ mm} \tag{8.34}$$

In der Folge ist es möglich, die Dicke des T-Stummel-Flansches unter Berücksichtigung des möglichen Auftretens von Typ-1- oder Typ-2 Versagensmechanismen des T-Stummels zu bestimmen, wobei ein Mindestwert von 19.46 mm, aufgerundet auf 20 mm, vorgesehen wird. Schließlich beträgt die vertikale Distanz der Schrauben $w_v=2m+t_w$, wobei t_w die Stieldicke des T-Stummels ist.

Step 6: *Bemessung des T-Stummel-Stiels*

Der Stiel des T-Stummels wird durch Biegemoment, Quer- und Normalkraft belastet, sodass in der Regel eine Interaktion zu berücksichtigen ist. Die Dicke lässt sich so berechnen, dass die Interaktion zwischen Scherkraft und Biegemoment nicht erforderlich wird. Zusätzlich, um die Nachweise der Lager zu vereinfachen, kann die Dicke des Stiels (t_{Tw}) als mindestens gleich der Dicke des Trägerflansches gewählt werden:

$$t_{Tw}=max\left\{\frac{V_{slip.max.Cd}\cdot\sqrt{3}\cdot\gamma_{M0}}{0.5\cdot b_T\cdot f_{y.T}}=\frac{160.14\cdot\sqrt{3}\cdot 1}{0.5\cdot 200\cdot 0.355}=7.60\ mm;\ t_{bf}=10.2\ mm\right\}\rightarrow 15\ mm \tag{8.35}$$

Sobald die Dicke der Flanschplatte bekannt ist, lassen sich die Anzahl und der Durchmesser der Schrauben, die den T-Stummel mit dem Trägerflansch verbinden, in Abhängigkeit von der in der Verbindung wirkenden Querkraft durch einfache Nachweise der Lager- und Scherkräfte bestimmen. Im Detail werden 4 Reihen M18 Schrauben angenommen, mit einem Längsraster von 50 mm und einem Mindestabstand zum freien Rand von 30 mm. Das Querraster beträgt 83.4 mm und der Mindestabstand zum freien Rand liegt bei 58.30 mm, sodass die Plattenbreite 200 mm beträgt. Außerdem sind die Nachweise des Blockversagens und der Netto-Zugspannung erforderlich. Im Detail besteht Blockversagen aus einem Scherversagen an der Schraubenreihe entlang der Scherseite der Lochgruppe und einem Zugbruch entlang der Linie der Schraubenlöcher an der Zugseite der Schraubengruppe.
Um die Geometrie des T-Stummel-Stiels vollständig zu definieren, muss schließlich die Mindestgröße des Spalts zwischen Träger und Stütze bestimmt werden:

$$gap_1 \geq t_{Tf}+2\, t_{Tw}=50 \text{ mm} \rightarrow \quad 70 \text{ mm} \tag{8.36}$$

Als Ergebnis wird die Länge des Stiels mit 260 mm angenommen.

Step 7: *Bemessung der L-Stummel*

Die L-Stummel-Flansche sind durch Zugkraft ($F_{slip.max.Cd}$) belastet, daher ist die Bemessung der Schrauben, die die Platte mit der Stütze verbinden, durch die zweite Formel aus Gl. (8.31) gegeben. Daher werden Schrauben des Typs M20 ($A_{res}=245\ mm^2$) gewählt.

Für die Bemessung der Flansch- und Stegdicke t_L, ist m_L der Abstand zwischen der Schraubenachse und dem in der Plattenachse liegenden plastischen Gelenk und e_L der Abstand zwischen der Schraubenachse und dem Ende der Platte. Die Bemessung erfolgt in diesem Fall

iterativ: Die Definition von m_L hängt mit der Größe des Winkels zusammen, der zunächst nicht definiert ist, da seine Werte von m_L abhängen.

Der horizontale Abstand zwischen den Schrauben muss die folgenden Bedingungen erfüllen:

$$\begin{aligned} w_{Tf,min} &= b_c + 2\, r_c + 1.8\, d_0 = 91.10 \text{ mm} \\ w_{Tf,max} &= b_c - 2.4\, d_0 = 173.20 \text{ mm} \end{aligned} \tag{8.37}$$

wobei b_c, r_c, b_b die zuvor definierte Parameter sind. Unter Berücksichtigung der obigen Bedingungen beträgt der horizontale Schraubenabstand 145 mm. Ausgehend von den in Schritt 4 definierten Parametern, die sich auf die Festlegung der Geometrie der Reibungsscheiben beziehen, ist die Breite des L-Stummels gleich:

$$h_L = 2 \cdot e_v + w_v = 2 \cdot 60 + 100 = 220 \text{ mm} \tag{8.38}$$

Bei festgelegtem $m_L = 37$ mm und $n_L = e_L = 40.5$ mm lässt sich die effektive Breite berechnen durch:

$$h_{eff} = \min \{h_{eff.1}; h_{eff.2}; 0.5\, h_L\} = 110 \text{ mm} \tag{8.39}$$

Anschließend wird die Dicke des T-Stummel-Flansches unter Berücksichtigung des Widerstands der Typ-1 und Typ-2 Versagensmechanismen festgelegt, was einen Mindestwert von 15.14 mm liefert, der auf 20 mm aufgerundet wird.

Abweichend ist für den L-Stummel-Stiel die Bemessung des vertikalen Schlitzes (s_v) und der Nachweis des Netto-Zugkraftversagens erforderlich. Insbesondere könnte die Abmessung des vertikalen Schlitzes so festgelegt werden, dass die konstruktiv vorgesehene Rotation möglich ist, ohne dass die Schrauben auf Scherung beansprucht werden:

$$\begin{aligned} L_{slot,v,min} &= s_v + 2d_0 = \phi \cdot [gap_1 + e_h + s_h + w_h] + 2d_0 = \\ &= 0.06 \cdot [70 + 35 + 35.5 + 70] = 47.26 \text{ mm} \quad \rightarrow L_{slot,v} = 61.50 \text{ mm} \end{aligned} \tag{8.40}$$

Sobald die Geometrie des L-Stummels definiert ist, wird der Nachweis der zulässigen Rotation der Verbindung geführt:

$$\delta_v = \phi \cdot (l_{Lw} + t_L) = 16.86 \text{mm} < gap_2 = (h_{hw} - h_L) = 55 \text{ mm}$$

wobei $l_{Lw} = gap_1 - t_L + L_{slot.h} + 2e_h - d_0 = 260$ mm die Höhe des L-Stummel-Stiels, t_L die Dicke der L-Stummel-Platten, h_{hw} die Höhe des Voutenstegs und h_L die Länge des L-Stummels ist.

Schritt 8: *Nachweis des Trägers und Bemessung zusätzlicher Trägerstegaussteifungen*

Der Träger ist ein nicht-dissipatives Bauteil und muss gegen Fließen geschützt werden. Hierfür muss Gl. (1.41) erfüllt werden:

$$M_{slip.max.Cd} \frac{L\text{-}b}{L} \cong 112 \text{kNm} \leq M_{b.Rd} = 171.82 \text{ kNm} \tag{8.41}$$

Um lokales Beulen des Trägerstegs zu vermeiden, wurden an den Enden des Dämpfers zwei Versteifungen angebracht. Die Tiefe dieser Versteifungen ist auf die Hälfte der Trägertiefe festgelegt, die Dicke beträgt 10 mm.

Schritt 9: *Stützennachweise und Bemessung zusätzlicher Stützenstegaussteifungen*

Gemäß Eurocode 3 Teil 1-8 sind die Nachweise der Scher-, Zug- und Druckfestigkeit des Stützenstegs und die Biegefestigkeit des Stützenflansches erforderlich. Im Fall des analysierten Beispiels wurden Kontinuitätsplatten mit einer Dicke von 10 mm im Bereich der Lasteinleitung von $F_{slip.max.Cd}$ angebracht.

8.4 AUSWAHLWERKZEUG FÜR VORDEFINIERTE VERBINDUNGEN

Um die Markteinführung des vorgeschlagenen Reibdämpfers für dissipative Träger-Stützen-Verbindungen zu begünstigen, ist die Standardisierung der Elemente der dissipativen Verbindungen essenziell. Zu diesem Zweck wurden im Rahmen des Forschungsprojekts FREEDAM die Elemente des Reibungsdämpfers (die geschlitzten Platten, das Reibmaterial usw.), die industriell hergestellt und in Form eines einbaufertigen Bausatzes für den Markt vorbereitet werden sollen, festgelegt.

Im Rahmen des FREEDAM-Projekts war eine der Aktivitäten der Definition einer Reihe von strukturellen Lösungen gewidmet, die in Serie hergestellt und von den Konstrukteuren entsprechend den vordefinierten Last- und Verschiebungskapazitäten ausgewählt werden sollten. Insbesondere wurde das hier beschriebene Verfahren zur Auslegung von Verbindungen zunächst in ein Tool zur automatischen Berechnung implementiert und anschließend die Auslegung von fünf standardisierten Reibungsvorrichtungen durchgeführt, die die gesamte Palette der IPE-Profile abdecken. Die vorgefertigten Vorrichtungen sind alle mit M4-Beschichtung konzipiert. Ihre Geometrie wird durch den Abstand zwischen dem unteren Flansch des Trägers und der Mittellinie der Vorrichtung, den Schraubendurchmesser (d_b) und die Anzahl der Schrauben (n_b), wie in Tabelle 8.2 und Abbildung 8.13 gegeben, bestimmt.

Tabelle 8.2: Parameter der vordefinierten FREEDAM Vorrichtungen

Vorrichtungs-Code	Abstand zwischen dem unteren Flansch des Trägers und der Mittellinie der Reibungsvorrichtung [cm]	Durchmesser der Schrauben	Anzahl der Schrauben
D1	170	M16	4
D2-A	250	M20	4
D2-B			6
D2-C			8
D3	330	M24	8

Die fünf Vorrichtungen sind in der Lage, alle praktischen Fälle unter Berücksichtigung der derzeit auf dem europäischen Markt produzierten Träger und der Nutzungsgrade, die üblicherweise für praktische Anwendungen erforderlich sind, abzudecken. Insbesondere wurden die Werte des Ausnutzungsgrads $\bar{m}$ für die Träger der mit Reibungsvorrichtungen ausgestatteten MRFs (biegesteife Rahmen) in der seismischen Kombination gemäß den im Rahmen des FREEDAM-Projekts entwickelten parametrischen Analysen festgelegt. Auf der Grundlage der ermittelten Bereiche wurden vier Werte für $\bar{m}$ in Betracht gezogen: 0.3, 0.4, 0.5 und 0.6.

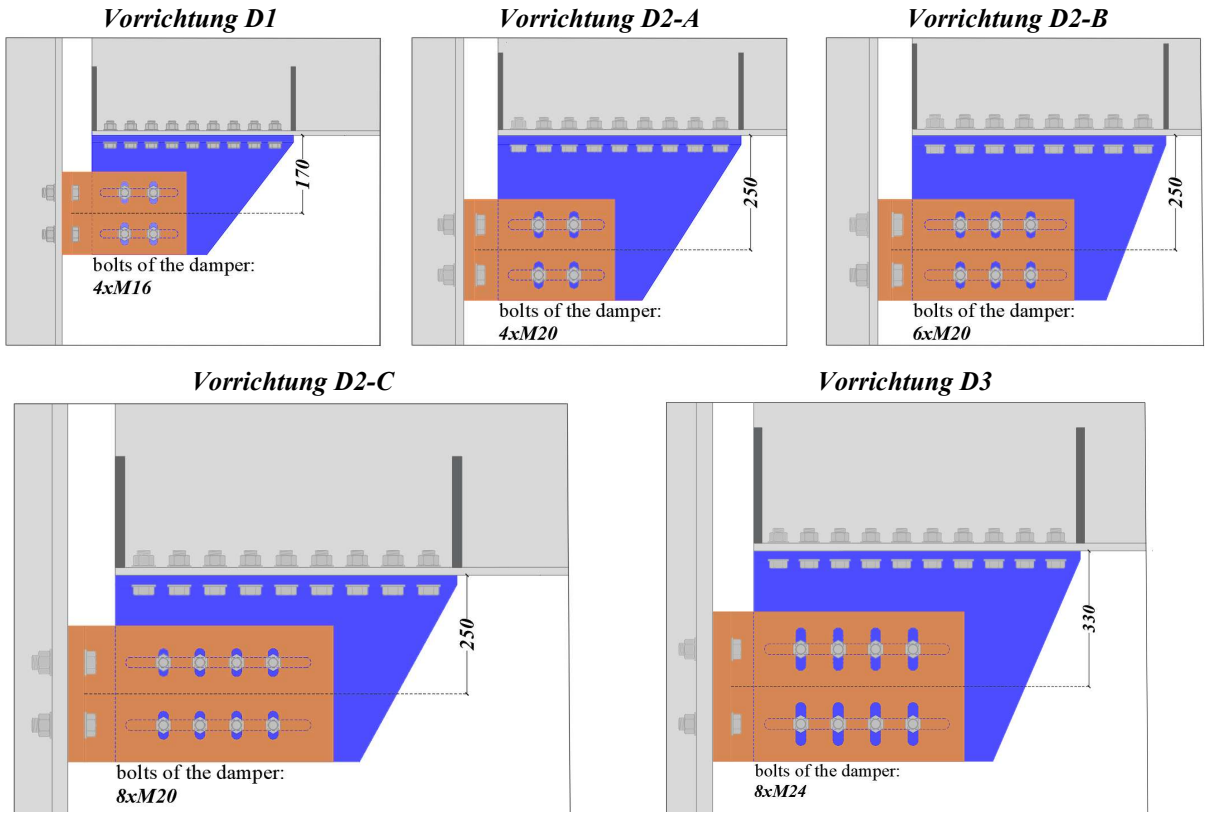
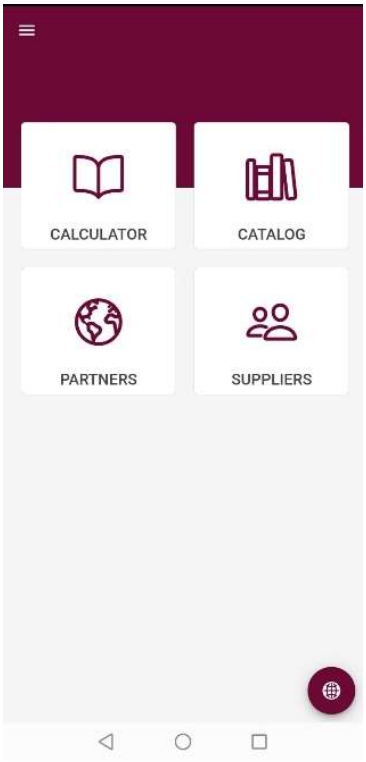


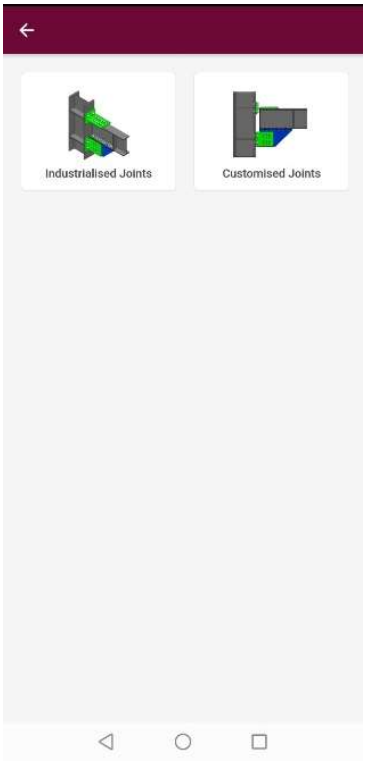
Abbildung 8.13 – Standardisierte Reibungsvorrichtungen

Zusätzlich wurde eine nutzerfreundliche Handy-App namens *"Freedam+"* mit der Implementierung des Berechnungsalgorithmus in den Betriebssystemen Android und iOS von der Universität von Coimbra entwickelt, eine Erweiterung der FREEDAM Werkzeuge für eine schnelle und verlässliche Berechnung und Überprüfung des Erdbebenverhaltens von Stahlverbindungen, um die beste FREEDAM Träger-Stützen-Verbindung vorherzusagen. Das App-Interface ist in Abbildung 8.14 dargestellt.

Die Anwender können über die Auswahlfläche "CALCULATOR" (Abbildung 8.14a) die Verbindungen bemessen und es ist dann möglich, eine Verbindungstypologie aus den industrialisierten und kundenspezifischen Verbindungen zu wählen (Abbildung 8.14b). Als ein Ergebnis kann der Benutzer das Trägerprofil auswählen (Abbildung 8.14c) und den erforderlichen Nutzungsgrad $\bar{m}$ angeben (Abbildung 8.14d). Schließlich liefert die *Freedam+* App alle Eigenschaften der mit den standardisierten FREEDAM Vorrichtungen (Abbildung 8.14e) bemessenen Träger-Stützen-Verbindung und stellt einen Entwurfsbericht zur Verfügung, der unter *"Saved Reports"* (Abbildung 8.14f) verfügbar ist. Obwohl es in der Regel sinnvoller ist, IPE Träger zu verwenden, ermöglicht es die Software auch, die Lösung unter Berücksichtigung von HEA Profilen vor zu bemessen. Der Menüpunkt der App heißt "*customised joints*" und er liefert, mit denselben Eingangsgrößen, die wichtigsten geometrischen Eigenschaften eines benutzerdefinierten Dämpfers, sowie die Informationen über die Vorspannung, den Widerstand des Dämpfers und die Schlitzlänge unter der Annahme einer Bemessungsrotation von 40 mrad.



(a)

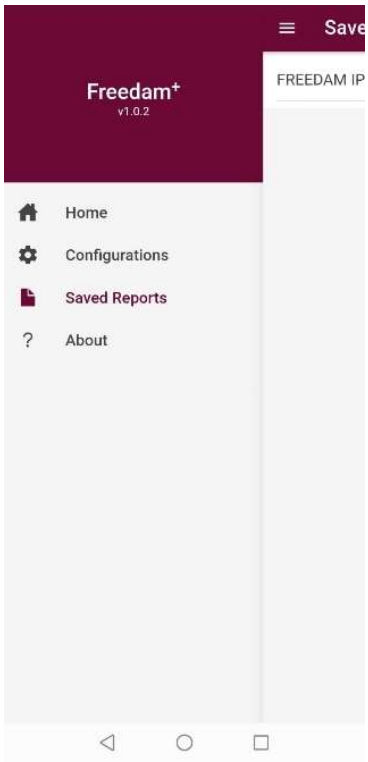


(b)

(c)

(d)

(e)



(f)

Abbildung 8.14 – Freedam+ App Interface, Android Version: a) Bedienmenü; b) Konfigurierbare Verbindungstypologien; c) Handelsübliche Trägerprofile; d) Entwurfsparameter; e) Entworfene Verbindung; f) Entwurfsbericht

8.5 LITERATUR

[39] ANSI/AISC 358-10, ANSI/AISC 358s1-11, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, 2011.

[40] CEN, 2005c. *"Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings"*. s.l.:s.n.

[41] CEN, 2005b. *"Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints"*. s.l.:s.n.

[42] CEN, 2005. *"Eurocode 0: Basis of Structural Design"*.

[43] R. Tartaglia, M. D'Aniello, G.A. Rassati, J.A. Swanson, R. Landolfo: *"Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent Europeanndesign criteria",* Engineering Structures, Vol. 159, pp. 155-171, 2018.

[44] R. Tartaglia, M. D'Aniello, G.A. Rassati: *"Proposal of AISC-compliant seismic design criteria for ductile partially-restrained end-plate bolted joints",* Journal of Constructional Steel Research, Vol. 159, pp. 364-383, 2019.

[45] M. D'Aniello, R. Tartaglia, S. Costanzo, R. Landolfo: "*Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes*", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 128, pp. 512-527, 2017.

[46] A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "*Design of full-strength full-ductility extended end-plate beam-to-column joints*", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 148, p. 77-96, 2018.

[47] A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: *"Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices",* Journal of Constructional Steel Research, Volume 172, 2020.

[48] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo: *"Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints"*, Soil Dynamics and earthquake Engineering, Vol. 115, pp. 66-81, 2018.

[49] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: *"Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints".* Composites Part B Engineering, Vol. 115, pp.289-299, 2017.

[50] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers", Journal of Constructional Steel Research, 146, pp. 33-48, 2018.F

KAPITEL 9

ERDBEBENBEMESSUNG VON RAHMEN MIT FREEDAM VERBINDUNGEN

9.1 EINLEITUNG

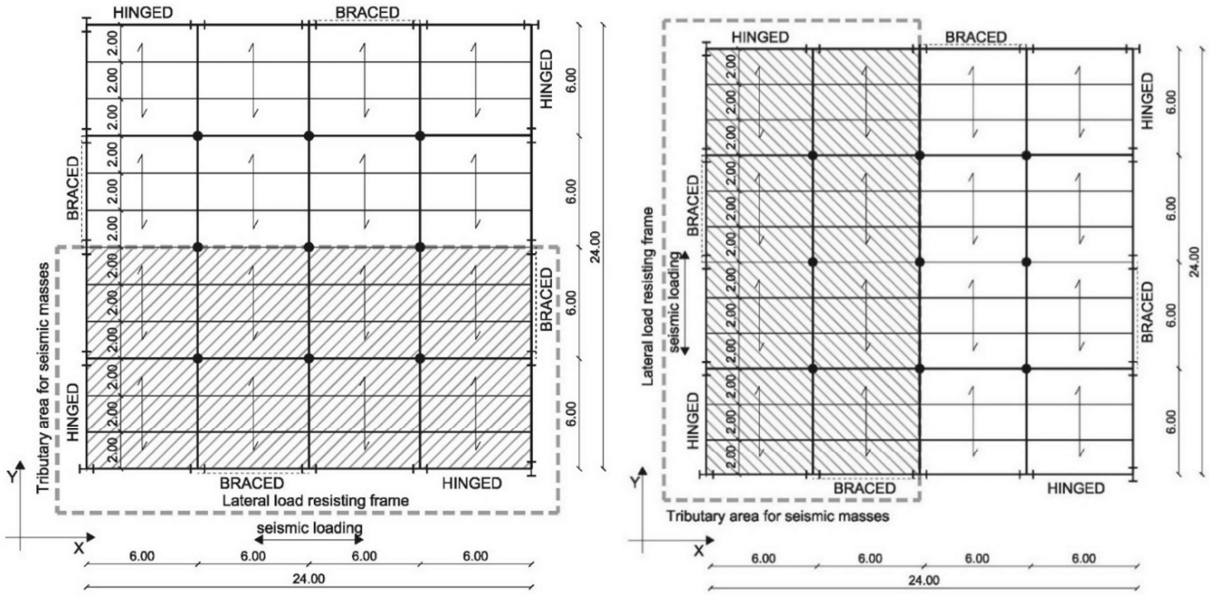
In diesem Kapitel wird über die seismische Bemessung von Rahmen mit FREEDAM-Verbindungen erläutert und detailliert beschrieben. Insbesondere wird der Bezug zu biegesteifen Rahmen (MRFs) hergestellt, ausgelegt sowohl nach EN1998 als auch basierend auf der Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC). Es wird ein Beispiel vorgestellt und genau beschrieben, um das Vorgehen bei der Bemessung eines solchen MRFs präzise zu erläutern. Die Tragwerke werden in der höchsten Duktilitätsklasse (DC3) entsprechend der Definition der Duktilitätsklassen aus prEN1998-1-1 und 1-2 [2]-[3] ausgelegt.

9.2 Fallstudie

9.2.1 *Geometrie*

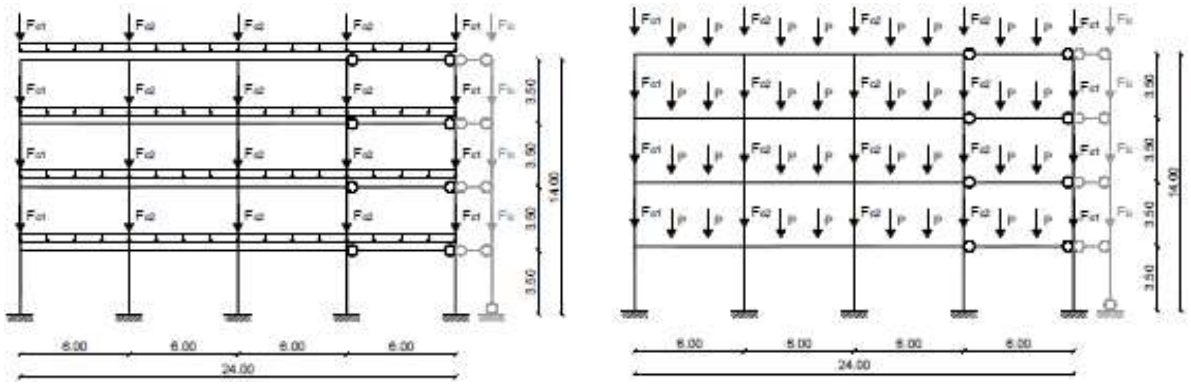
Der Grundriss des zu untersuchenden Gebäudes ist in Abbildung 9.1 dargestellt. Das dem Erdbeben gegenüber widerstandsfähige System ist ein Perimeter-System, d.h. die inneren Felder sind gelenkig gelagert und nur für Gravitationslasten ausgelegt. Das Gebäude hat 4 Stockwerke mit je 3.5 m Höhe bei einer Spannweite von 6.0 m. Es wird angenommen, dass die Treppen und der Fahrstuhl sich außerhalb des untersuchten Gebäudes befinden und ein unabhängiges Tragwerk nutzen. Das hier analysierte erdbebensichere Konzept des Gebäudes ist in Abbildung 9.2 in X- und Y-Richtung dargestellt. Außerdem ist die anlehnende Stütze (in grau), die zur Berücksichtigung der Auswirkungen des inneren Schwerkraftwiderstandes in einer ebenen Analyse verwendet wird, dargestellt. Die rechte Eckstütze jedes Rahmens ist in die schwache Richtung ausgerichtet. Das untersuchte Gebäude ist für Büros bestimmt, d.h. Kategorie B nach Eurocode 1 (EC 1-2002) [1]. Die verwendete Stahlsorte ist S355. Vor dem Hintergrund der Geometrie des Bauwerks werden die folgenden Berechnungsschritte beschrieben:

- Ermittlung der Lasten;
- Auslegung der Träger für Gravitationslasten;
- Berechnung von konzentrierten und verteilten Gravitationslasten, die auf den Rahmen zur Aufnahme der seitlichen Belastung wirken;
- Berechnung der Gravitationslasten, die auf die anlehnende Stütze wirken;
- Ermittlung der Bemessungslasten aus Erdbeben.



a) *b)*

Abbildung 9.1 – Grundriss des Gebäudes mit Kennzeichnung der seitlichen Belastungssysteme für die X- (a) und Y-Richtung (b)



a) *b)*

Abbildung 9.2 – Aufriss des Gebäudes für X- (a) und Y-Richtung (b)

9.3 STÄNDIGE UND VERÄNDERLICHE LASTEN

9.3.1 *Ständige Lasten*

Ständige Lasten aus dem Tragwerk

Die Bodenplatte ist eine Stahl-Beton-Verbundplatte mit HI-BOND A 55 / P600-Profilblech und Beton der Klasse C20/25. Die Gesamtdicke der Platte beträgt 125 mm. Das Profilblech besteht aus S280-GD Stahl und hat eine Dicke von 1.2 mm. Die entsprechenden Lasten sind:

- Last aus Ortbeton: 2.34 kN/m^2
- Last aus Profilblech: 0.16 kN/m^2
- Last aus Elementen der Stahlkonstruktion: 0.75 kN/m^2

Die gesamte ständige Last des Tragwerks beträgt: $\mathbf{3.25\ kN/m^2}$

Ständige Lasten aus nichttragenden Bauteilen (Ausbaulasten)

Schallschutz

Die Schalldämmung besteht aus einer schalldichten Isolierung mit einer Dicke von 10 mm und einer Wichte von 0.30 kN/m^3.

Estrich

Der Estrich besteht aus leichten Zuschlagstoffen mit einer Dicke von 50 mm und einer Wichte von 7.2 kN/m^3.

Fußboden

Der Fußboden besteht aus Keramik mit einer Wichte von 10 kN/m^3 und einer Dicke von 20 mm.

Wärmedämmung

Die Wärmedämmung besteht aus Glasfaser mit einer Dicke von 100 mm und einer Wichte von 0.1 kN/m^3.

Decke

Die abgehängte Decke besteht aus Gipsplatten (Dicke 20 mm) mit einer Flächenlast von 0.177 kN/m^2. Die Werte der nicht strukturellen ständigen Lasten sind in Tabelle 9.1 aufgeführt.

Tabelle 9.1: Werte der nichtstrukturellen ständigen Lasten

	Wichte (kN/m^3)	Dicke (m)	Last (kN/m^2)
Schalldämmung	0.30	0.010	0.003
Estrich	7.20	0.050	0.360
Fußboden	10.00	0.020	0.200
Wärmedämmung	0.10	0.100	0.010
Deckenabhängung			0.177
	Gesamte Ausbaulast		**0.75** kN/m^2

Außenwände

Die Außenwände bestehen aus Gipsplatten (Dicke 12.5 mm) mit einem Gewicht pro Flächeneinheit von 1.00 kN/m^2.

Zusammenfassend werden die folgenden ständigen Lasten (g_k) berücksichtigt:

- Ständige Lasten auf Böden und Dach: $\mathbf{3.25 + 0.75 = 4.0\ kN/m^2}$
- Ständige Lasten der Außenwände: $\mathbf{1.0\ kN/m^2}$

9.3.2 *Veränderliche Lasten (q_k)*

Die veränderlichen Lasten für Bürogebäude betragen: $\mathbf{3.00\ kN/m^2}$

Trennwände

Die Trennwände bestehen aus kaltgeformten Stahlprofilen mit Beplankung (Typ KNAUF W111). Sie bestehen aus kaltgeformten C-Profilen, die in einem Abstand von 600 mm angeordnet sind. Die C-Profile sind an den Außenflächen mit zwei Gipsplatten (Dicke 12.5 mm) verkleidet. Der Zwischenraum enthält eine Dämmschicht aus Steinwolle mit einer Dicke von 60 mm und einer Wichte von 0.7 kN/m^3. Die Gesamtlast pro Flächeneinheit beträgt 0.292 kN/m^2

(0.25 kN/m^2 aus der ungedämmten Wand und 0.7 kN/m^3 × 0.06 m = 0.042 kN/m^2 aus der Dämmschicht). Die Höhe der Trennwand beträgt etwa 3.0 m, was einer Linienlast von 0.292 × 3.0 = 0.876 kN/m entspricht. Da die Eigenlast der inneren Trennwände gemäß Eurocode 1 [1] weniger als 1 kN/m beträgt, darf ihre Belastung als gleichmäßige Last von 0.50 kN/m^2 angenommen werden.

Folglich sind die charakteristischen Werte der veränderlichen Lasten:

- Jeweiliges Stockwerk: $\boldsymbol{q_k = 3.5\ kN/m^2}$
- Dach: $\boldsymbol{q_k = 3.0\ kN/m^2}$

9.3.3 *Bemessung der Stahl-Beton-Verbunddecke*

Die Bemessungslast ist die Summe der nicht strukturellen ständigen und veränderlichen Lasten:

$$q_u = 0.75 + 3.00 + 0.50 = 4.25\ kN/m^2$$

Die maximale veränderliche Last für die Stahl-Beton-Verbundplatte HI-BOND A55/P600 mm beträgt 4.25 kN/m^2 bei Durchlaufträgern auf vier Stützen mit 2.0 m Spannweite.

Daher kann die gewählte Stahl-Beton-Verbundplatte die aufgebrachten Lasten aufnehmen. Die grundlegende Lastkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für Lasten aus Eigengewicht liefert:

$$q_d = \gamma_g\,(g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q\,q_k = 1.35\ \times (3.25 + 0.75) + 1.5\ \times 3.50 = 10.65\ kN/m^2 \qquad \text{Stockwerke}$$

$$q_{d.roof} = \gamma_g\,(g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q\,q_k = 1.35\ \times (3.25 + 0.75) + 1.5\ \times 3.00 = 9.9\ kN/m^2 \qquad \text{Dach}$$

9.3.4 *Bemessung der Nebenträger*

Die Träger des Systems unter Eigenlast sind so zu bemessen, dass sie die Lasten entsprechend der Lastkombination im GzT (ULS) $q_d = 10.65\ kN/m^2$ für die Böden und $q_{d.roof} = 9.9\ kN/m^2$ für das Dach aufnehmen können. Der Einfachheit halber wurde für die Berechnung der auf den Träger wirkenden Lasten die Annahme eines isostatischen Systems getroffen. Die Einwirkungen auf die inneren Stützen sind:

$$R_i = 1.00\ q_d l = 1.00 \times 10.65 \times 2 = 21.30\ kN/m$$

$$R_{i.roof} = 1.00\ q_{d.roof} l = 1.00 \times 9.9 \times 2 = 19.8\ kN/m$$

Die Lasten aus Endlager-Reaktion sind wie folgt:

$$R_e = 0.50\ q_d l = 0.50 \times 10.65 \times 2 = 10.65\ kN/m$$

$$R_{e.roof} = 0.50\ q_{d.roof} l = 0.50 \times 9.9 \times 2 = 9.90\ kN/m$$

Die Reaktion R_i pro Längeneinheit ist die auf die Nebenträger wirkende Streckenlast. Das maximale Moment in der Mittellinie der Nebenträger, dass für den stärker belasteten Träger berechnet wird, beträgt:

$$M_{max} = R_i \frac{L^2}{8} = 21.30 \times \frac{6^2}{8} = 95.85\ kN\ m \quad \rightarrow \quad W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{95.85 \times 1000}{355} = 270.00\ cm^3 \quad \rightarrow \text{ IPE 220}$$

Ungeachtet dessen muss der obige Querschnitt vergrößert werden, um die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der Begrenzung der maximalen Durchbiegung zu erfüllen, die **1/300 für reine Verkehrlasten und 1/250 für charakteristische Lastkombinationen** beträgt.

In diesem Bereich wird ein Trägerprofil **IPE 270** verwendet. Daher wurde als Standardquerschnitt für Nebenträger das Profil IPE 270 gewählt, das auch auf seine Gebrauchstauglichkeit hin überprüft wird. Der Bemessungsbiegewiderstand der Nebenträger beträgt:

$$M_{Rd} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 355}{1.00} \cong 171.82\, kNm$$

Die Einzellast, die aus den inneren Nebenträgern auf die inneren Hauptträger wirkt, beträgt $P = 127.8\, kN$, während die auf die äußeren Hauptträger wirkende Last $P = 63.90\, kN$ beträgt.

Das maximale Moment, das auf diese Träger wirkt, ist gleich:

$$M_{max} = Pl = 127.8 \times 2 = 255.60\, kNm \;\rightarrow\; W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{255.60 \times 1000}{355}$$
$$= 720.00\, cm^3 \;\rightarrow\; \text{IPE } 330$$

Auch in diesem Fall muss der ermittelte Querschnitt auf **IPE 360** erhöht werden, um die Begrenzung der maximalen vertikalen Durchbiegung zu erfüllen.

Die Bemessungs-Biegetragfähigkeit dieser Träger ist:

$$M_{Rd} = \frac{1019.1 \times 10^{-3} \times 355}{1.00} \cong 361.8\, kNm$$

9.3.5 *Berechnung von konzentrierten und verteilten Gravitationslasten, die auf den Rahmen zur Aufnahme der seitlichen Belastung wirken*

Es ist wichtig zu beachten, dass bei der Berechnung der auf die Stützen wirkenden Lasten das Gewicht der Außenwände von 1.0 kN/m^2 berücksichtigt werden muss, das direkt auf die Stützen übertragen wird. Im Dach beträgt die Höhe der Außenwände 1.75 m.

Rahmen parallel zu den Nebenträgern (X-Richtung)

Mit Bezug auf die Erdbeben Lastkombination nach Eurocode 8 werden die vertikalen Lasten, die auf die jeweilige Decke wirken, wie folgt ermittelt:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4.00 + 0.3 \times 3.5 = 5.05\,\text{kN/m}^2$$

Die für das Dach werden folgendermaßen ermittelt:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4.00 + 0.3 \times 3.0 = 4.90\,\text{kN/m}^2$$

Damit ist es möglich, die verteilten Lasten, die auf die Träger des jeweiligen Stockwerks der erdbebensicheren Systeme wirken, wie folgt zu berechnen:

$$q_d = 0.50 \times 5.05 \times 2 = 5.05\,\frac{kN}{m}$$

während für das Dach gilt:

$$q_{d.roof} = 0.50 \times 4.90 \times 2 = 4.90\, kN/m$$

Konzentrierte Lasten auf die Stützen, basierend auf der seismischen Lastkombination, werden auch in Tabelle 9.2 und Tabelle 9.3 angegeben.

Tabelle 9.2: Konzentrierte Lasten auf die Stützen des Rahmens parallel zu den Nebenträgern.

Etage	F_{c1} (kN)		F_{c2} (kN)		F_{lc} (kN)	
	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k
1-3	45.0	21.0	69.0	42.0	927.0	756.0
4	34.5	18.0	58.5	36.0	895.5	648.0

Rahmen orthogonal zu den Nebenträgern (Y-Richtung)

Die orthogonal zu den Nebenträgern angeordneten Querträger haben keine Flächenlasten, sondern Einzellasten mit einer Stützweite von 2 m (P).

Tabelle 9.3: Konzentrierte Lasten auf Stützen des Rahmens orthogonal zu den Nebenträgern.

Etage	P (kN)		F_{c1} (kN)		F_{c2} (kN)		F_{lc} (kN)	
	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k
1-3	24.0	21.0	33.0	10.5	45.0	21.0	927.0	756.0
4	24.0	18.0	22.5	9.0	34.5	18.0	895.5	648.0

9.3.6 *Überprüfung der globalen Instabilität*

Die inneren Kräfte und Momente sollten durch Anwendung der Theorie erster Ordnung berechnet werden [4]. Die Auswirkungen von Verformungen (Effekte nach Theorie zweiter Ordnung) sollten berücksichtigt werden, wenn sie die Auswirkungen der Einwirkungen signifikant vergrößern oder das Verhalten der Struktur signifikant verändern.

Die Theorie erster Ordnung kann für die Struktur verwendet werden, wenn die Erhöhung der relevanten inneren Kräfte oder Momente oder eine Veränderung des strukturellen Verhaltens, verursacht durch die Verformungen, vernachlässigt werden kann. Diese Bedingung kann als erfüllt angenommen werden, wenn:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

wobei α_{cr} der Knickbeiwert ist, bei dem die Bemessungslast erhöht werden müsste, um elastische Instabilität in einem globalen Modus zu verursachen.

Der Stabilitätsnachweis sollte sowohl unter der grundlegenden Eigenlast Lastkombination (ULS):

$$\gamma_g \, G_k + \gamma_q \, Q_k = 1.35 G_k + 1.5 Q_k$$

als auch unter der Gravitations-Lastkombination im Grenzzustand SD geführt werden:

$$G_k + \psi_{2.i} Q_k = G_k + 0.3 Q_k$$

Bei seitlich verschieblichen Rahmen kann es jedoch vorkommen, dass der Knickbeiwert kleiner als 10 ist. Daher schlägt die EN 1993 [4] vor, dass wenn:

$$\alpha_{cr} \geq 3$$

der Einfluss aus Theorie zweiter Ordnung infolge vertikaler Lasten berechnet werden kann, indem alle horizontalen Lasten (ermittelt nach Theorie erster Ordnung) mit dem Faktor erhöht werden können:

$$\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

In diesem Bemessungsbeispiel werden jedoch nur die horizontalen Kräfte aufgrund der Imperfektionen, H_{Ed} berücksichtigt.

9.3.7 *Berechnung der Lasten äquivalent zu den Imperfektionen*

In die Strukturanalyse sollten angemessene Zuschläge aufgenommen werden, um die Auswirkungen von Unvollkommenheiten, einschließlich Eigenspannungen und geometrischen Imperfektionen wie mangelnde vertikale Ausrichtung, mangelnde Geradheit, mangelnde Ebenheit, mangelnde Passgenauigkeit und geringfügige Exzentrizitäten in Verbindungen der unbelasteten Struktur zu berücksichtigen.

Äquivalente geometrische Imperfektionen sollten mit Werten verwendet werden, welche die möglichen Auswirkungen von allen Arten von Imperfektionen widerspiegeln, außer diese Auswirkungen sind in den Widerstandsgleichungen der Bemessung der Elemente enthalten.

Die angenommene Form von globalen Imperfektionen kann von der elastischen Knickform einer Struktur in der Ebene, in der Knicken berücksichtigt wird, abgeleitet werden.

Bei seitlich verschieblichen Rahmen, können in der Regel die Einflüsse der Imperfektionen bei der Berechnung durch eine äquivalente Ersatzvorverformung in Form einer Anfangsschiefstellung des Tragwerks und der Vorkrümmung der einzelnen Bauteile berücksichtigt werden. Die globale Imperfektion (Anfangsschiefstellung) kann bestimmt werden aus:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

wobei:

ϕ_0 der Ausgangswert ist $\phi_0 = 1/200 = 0.005$

α_h der Abminderungsfaktor für die Höhe h (die gesamte Höhe des Gebäudes) ist (Abbildung 9.3)

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}\ but\ \frac{2}{3} \le \alpha_h \le 1$$

α_m der Abminderungsfaktor für die Anzahl von Stützen in einer Reihe ist $\alpha_m = \sqrt{0.5\left(1+\frac{1}{m}\right)}$

m die Stützenanzahl in einer Reihe ist, darunter nur die Stützen, die eine vertikale Last N_{Ed} tragen, die mindestens 50% des Mittelwerts der Stütze in der betrachteten vertikalen Ebene beträgt.

Für die in diesem Dokument analysierten Strukturen sind die Werte der globalen Parameter der äquivalenten Stützenschiefstellung in Tabelle 9.4. wiedergegeben.

Tabelle 9.4: Parameter der globalen Anfangsschiefstellung

Etage	h (m)	ϕ_0 (-)	α_h (-)	m (-)	α_m (-)	ϕ (-)
4-Etagen	14	0.005	0.67	5	0.77	0.0026

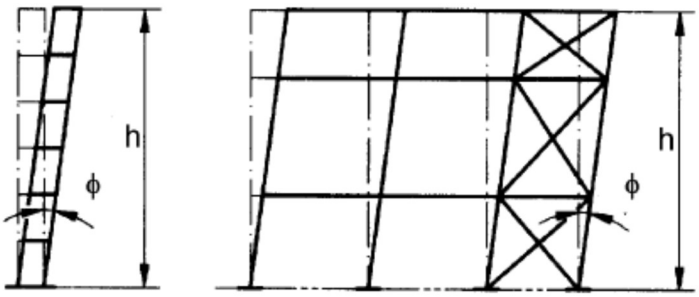


Abbildung 9.3 – Äquivalente Stützenschiefstellung

Die Bestimmung der Horizontalkraft (äquivalent mit der Imperfektion) kann wie folgt berechnet werden:

$$H_{Ed} = \phi N_{Ed}$$

wobei N_{Ed} die gesamte Normalkraft ist, die an jedem Stockwerk angreift, sowohl in der Lastkombination im GzT (ULS) als auch im SD Grenzzustand. Die Werte der Kräfte, sowohl für die Gravitationslast-Kombinationen im ULS Grenzzustand als auch im SD Grenzzustand, sind in Tabelle 9.5 und 9.6 angegeben.

Tabelle 9.5: Äquivalente Kraft zu der globalen Schiefstellung für die 4-stöckigen Rahmen und die Kombination GzT (ULS)

Etage	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	H_{Ed} (kN)
1-3	3294.00	0.0026	8.51
4	2946.60		7.65

Tabelle 9.6: Äquivalente Kraft zu der globalen Schiefstellung für die 4-stöckigen Rahmen und die Kombination SD

Etage	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	H_{Ed} (kN)
1-3	1622.40	0.0026	4.19
4	1495.20		3.86

*N_{Ed} ist für die Hälfte der Struktur berechnet

Die Kraft, die den globalen Imperfektion (Schiefstellung) entspricht, muss zu allen Lastkombinationen addiert werden, die dem Bauwerk zugewiesen werden sollen, sei es für seismische oder Gravitationslasten.

Für Hochbauten dürfen Anfangsschiefstellungen vernachlässigt werden, wenn:

$$H_{Ed} \geq 0.15 N_{Ed}$$

9.4 DEFINITION DER BEMESSUNGSSPEKTREN NACH prEN 1998-1-1

Verschiedene Leistungsanforderungen oder Leistungsziele müssen abhängig vom Maß der Erdbebenintensität erfüllt werden. Durch die Erhöhung des Maßes der Erdbebenintensität können Erdbebenereignisse als häufig, gelegentlich, selten und sehr selten klassifiziert werden.

Es ist bekannt, dass ein Leistungsziel durch die Kombination einer Leistungsanforderung, d.h. eines Grenzzustands, mit einem bestimmten seismischen Intensitätsmaß gegeben ist.

Typischerweise muss der Grenzzustand Near Collapse (NC) für sehr seltene Erdbebenereignisse erfüllt werden. Der Grenzzustand Significant Damage (SD), oft als Grenzzustand der Lebenssicherheit bezeichnet, muss für seltene Erdbebenereignisse erfüllt werden. Der Grenzzustand Damage Limitation (DL), oft als Grenzzustand der Betriebsfähigkeit bezeichnet, muss für gelegentliche Erdbebenereignisse erfüllt werden. Der Grenzzustand Fully Operational (OP) muss für häufige Erdbebenereignisse erfüllt werden.

Bezüglich des Grenzzustands Fully Operational (OP) können strengere Leistungsanforderungen vorgeschlagen werden, obwohl in prEN 1998-1-1 [6] davon ausgegangen wird, dass die Struktur nur geringfügig beschädigt und wirtschaftlich zu reparieren ist, sodass der kontinuierliche Betrieb der in der Struktur untergebrachten Systeme weiterhin möglich ist. Die zugehörigen Bemessungsanforderungen sollten mit dem Auftraggeber vereinbart werden. Es ist wünschenswert, dass die Struktur bei Erdbebenereignissen, deren Intensität der von häufigen Erdbeben entspricht, deren Wiederkehrperiode so ist, dass sie einmal oder mehrfach im Lebenszyklus der Struktur auftreten, im elastischen Bereich bleibt. Für FREEDAM biegesteife Rahmen ist es außerdem wünschenswert, dass unter der Einwirkung von häufigen Erdbeben kein Gleiten der Reibungsdämpfer auftritt. Auch wenn ein solches Leistungsziel derzeit in den Vorschriften nicht gefordert wird, können Auftraggeber es einfordern. Vor diesem Hintergrund wird im Folgenden sowohl auf das Spektrum für den SD Grenzzustand, das mit einer Überschreitungs-Wahrscheinlichkeit von 10% in 475 Jahren verbunden ist, als auch auf ein Spektrum im Grenzzustand OP Bezug genommen, dessen Gesamtheit mit einem Erdbebenereignis mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 81% in 50 Jahren konform ist. Insbesondere werden bei der Auslegung von FREEDAM-Vorrichtungen die inneren Einwirkungen aus dem Spektrum des Grenzzustands OP verwendet, um jedes Rutschen der Vorrichtung zu vermeiden. Umgekehrt werden alle Nachweise der nicht-dissipativen Zonen, die Nachweise zur Empfindlichkeit der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung und die Nachweise der Begrenzung der seitlichen Verschiebung unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus dem Entwurfsspektrum des Grenzzustandes SD geführt.

9.4.1 *Parameter des Antwortspektrums*

Das Bemessungsspektrum für Duktilitätsklasse DC3 hängt vom maximalen seismischen Einwirkungsindex S_δ ab, der nach Eurocode 8 (1-1) zulässig ist und sich aus der folgenden Formel ergibt:

$$S_\delta = \delta F_\alpha F_T S_{\alpha,475}$$

wobei $\delta = 1.0\ für\ CC2$, $F_\alpha = 1.3(1 - 0.01)S_{\alpha RP}$ der kurzzeitige Standortverstärkungsfaktor (für Standortkategorie B) ist.

- $F_T = 1.0$ ist der Topographie Verstärkungsfaktor (für Kategorie B)
- $S_{\alpha,475} = 7.03$ für Duktilitätsklasse DC3

Um das Antwortspektrum für horizontale Einwirkungen zu konstruieren, müssen zuerst die spektralen Parameter identifiziert werden. Insbesondere definiert Eurocode 8 1-1 [2] die Werte von T_A, F_A, χ (siehe Tabelle 5.4 in EC8 1-1 [2]) folgendermaßen:

$T_A = 0.02s$ $F_A = 2.5$ $\chi = 4$

Die Spektralbeschleunigungen S_α und S_β sollten nach den Formeln berechnet werden:

$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP}$; $S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP}$ in denen:

$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref}$

$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref}$

$\gamma_{LS,CC}$ =1 ist der Leistungsfaktor im SD Grenzzustand.

$S_{\beta,ref} = f_h S_{\alpha,ref}$ wobei $f_h = 0.4$ für hohe Erdbebenniveaus für $S_{\alpha,475} > 5$

$F_\beta = 1.6(1 - 0.02)S_{\beta RP}$ ist der Standortverstärkungsfaktor für die Standortkategorie B (aus Tabelle 5.4)

Die Perioden T_C und T_B können wie folgt berechnet werden:

$T_C = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha}$ $T_B = 0.10s$, wenn: $\frac{T_C}{\chi} > 0.10s$

Der Wert von T_D ist 2 (siehe Tabelle 5.3 von [2]) wenn $S_{\beta,RP} \leq 1$ m/s^2 , während er $1+S_{\beta,RP}$ ist, wenn $S_{\beta,RP} > 1$ m/s^2.

Die Definition des reduzierten Spektrums erfolgt über den Verhaltensbeiwert. Für MRFs in DC3 ist der Verhaltensbeiwert q nicht höher als 6.5 [2]. Der Grenzwert des Verhaltensbeiwert wurde für alle Berechnungen angenommen.

Das reduzierte Spektrum, $S_r(T)$, ist gegeben durch:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \geq \beta S_{\alpha,475}$$

mit:

$0 \leq T \leq T_A$:$R_q(T) = R_{q0} = q_R q_S$

$T_A \leq T \leq T_B$: $R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0})(T - T_A)/(T_B - T_A)$

$T_B \leq T$:$R_q(T) = q$

Es ist wichtig zu beachten, dass β der untere Grenzwert für das horizontale reduzierte Spektrum ist (EC8 1.1): Die Werte für β sind in den entsprechenden Teilen der aktuellen Fassung von EN 1998 [5] angegeben. Dieser untere Grenzwert gilt nur für Kräfte. Für sehr weiche Strukturen sollten Verschiebungsanforderungen weiterhin aus dem Verschiebungsspektrum oder dem elastischen Antwortspektrum evaluiert werden. Die Prüfung des Widerstands muss mit dem modifizierten Spektrum mit unterer Begrenzung erfolgen, während die Prüfung der Verschiebung und der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung für die verschiebungsbezogenen Größen mit dem Spektrum ohne untere Grenze durchgeführt werden muss.

Da der β-Faktor im Entwurf des neuen Eurocode 8 noch nicht enthalten ist, erscheint es sinnvoll, sich auf die frühere Version des Eurocode 8 [5] zu beziehen, in der ein unterer Grenzwert von 0.2 für den PGA-Faktor (*engl. PGA – Peak Ground Acceleration*) vorgeschlagen wird.

Der Wert des PGA-Faktors wurde aus dem Verhältnis von $S_{\alpha,475}$ und F_α berechnet.

9.4.2 *Spektren der Grenzzustände „Fully Operational" (OP) und „Significant Damage" (SD)*

Das Bemessungsspektrum $S_{\alpha,ref}$ wurde durch Anwendung des folgenden Zusammenhangs (siehe Gl. (5.2) in EC8 1-1 [2]) erlangt:

$$S_{\alpha,ref} = \frac{S_{\alpha,475}}{\left(\frac{475}{T_{ref}}\right)^{1/k}}$$

$S_{\alpha,ref}$ ist die maximale spektrale Referenzbeschleunigung, die dem konstanten Beschleunigungs-Plateau des horizontalen elastischen Antwortspektrums mit 5% Dämpfung für die Wiederkehrperiode T_{ref} von 30 Jahren für den Grenzzustand Fully Operational (OP) entspricht.

In Abbildung 9.4 ist das elastische Antwortspektrum sowohl für den SD- als auch für den OP-Grenzzustand dargestellt, während in Abbildung 9.5 das reduzierte Spektrum im SD Grenzzustand, das auch die untere Grenze berücksichtigt, dargestellt und mit dem unskalierten Spektrum für den OP Grenzzustand verglichen wird.

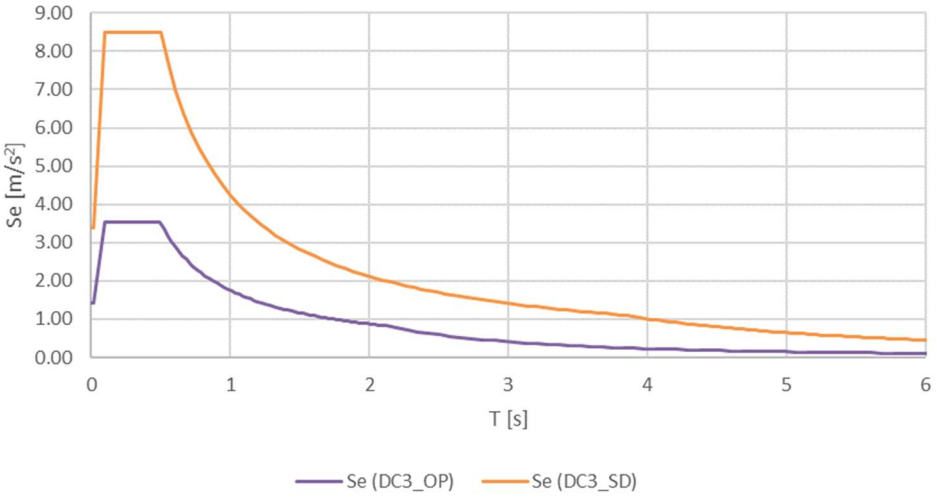


Abbildung 9.4 – Horizontales elastisches Antwortspektrum für die OP und SD Grenzzustände

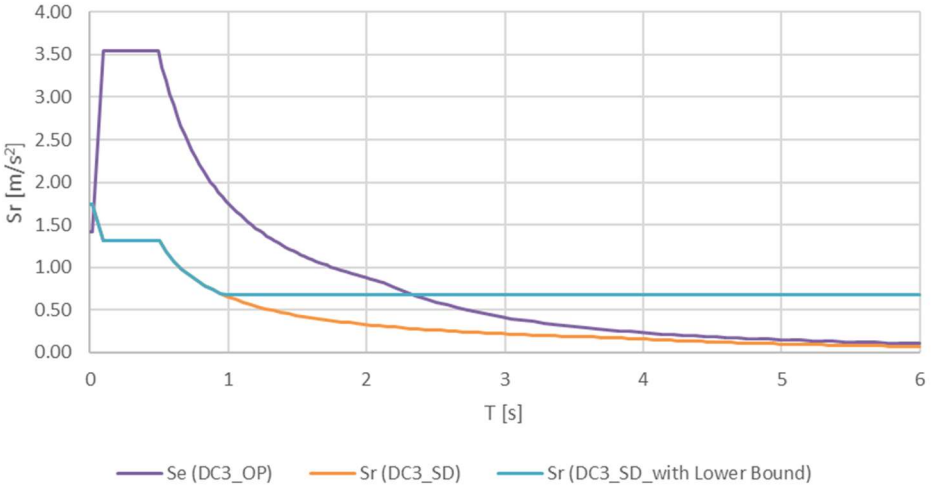


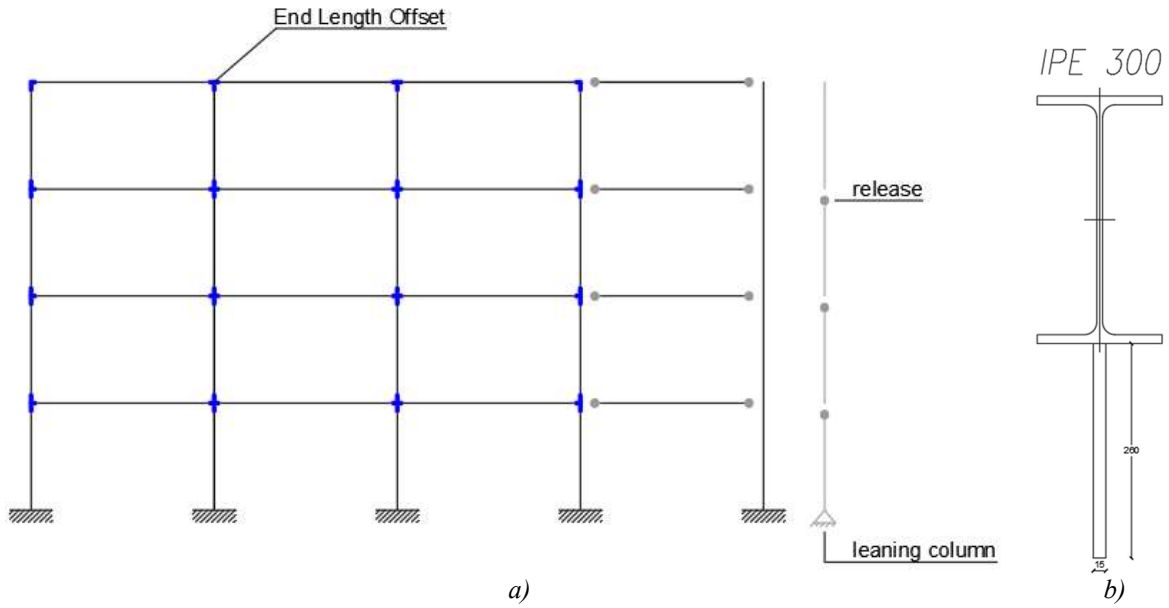
Abbildung 9.5 – Reduziertes horizontales elastisches Antwortspektrum für OP und SD Grenzzustände mit und ohne Untergrenze

In diesem Kapitel wird das Antwortspektrum für Damage Limitation (DL) nicht angegeben, da sich alle Nachweise auf seismische Einwirkungen beziehen, die nach dem Spektrum für SD berechnet wurden. Der Verhaltensbeiwert im Falle des OP Grenzzustands wird offenkundig mit 1 angenommen.

9.5 STRUKTURMODELL

Die erdbebensicheren Rahmen wurden mit der Software Sap2000 modelliert [5], insbesondere werden die Effekte zweiter Ordnung aufgrund der Gravitationsbelastung durch die anlehnende Stütze berücksichtigt. An jeder Etage wurden Scheiben mit der doppelten Aufgabe eingefügt, die anlehnende Stütze mit der Struktur zu verbinden und eine unendlich steife Decke zu gewährleisten. In Abbildung 9.6 ist das Modell mit der Identifizierung der als unendlich steif angesehenen Knotenzonen dargestellt.

Die Modellierung des Stützenstegfelds und der Verbindung erfolgt durch die Einführung eines starren Versatzes, der die Steifigkeit des Stützenstegfelds simuliert. Darüber hinaus wird der Unterschied in der Steifigkeit des Trägerendes, an dem sich die FREEDAM-Verbindung befindet, durch einen benutzerdefinierten Querschnitt modelliert, der aus einem Trägerabschnitt besteht, bei dem am unteren Flansch eine vertikale Platte angebracht ist, die die FREEDAM-Voute simuliert. Die Trägerquerschnitte wurden gemäß der grundlegenden Gravitations-Lastkombination (ULS) vorbemessen, was zu IPE 300 Querschnitte führte. Außerdem bestehen die gelenkig gelagerten Rahmenträger für den in X-Richtung angeordneten Rahmen aus IPE 220 Profile, und für den in Y-Richtung angeordneten Rahmen aus IPE 270 Profile. Es ist wichtig zu betonen, dass die mit Reibungsdämpfern ausgestatteten Träger mit demselben Querschnitt ausgewählt wurden, um den Nachweis hinsichtlich der globalen Instabilität und der seitlichen Verschiebung zu erleichtern.



a) *b)*

Abbildung 9.6 – SAP2000 Modell mit Endlängenversatz und anlehnender Stütze (a), FREEDAM-Knotenmodell (b)

Das Belastungsschema ist in Abbildung 9.7 mit Bezug auf die Imperfektionen aus G_k, Q_k und H_k dargestellt, die sowohl für die Grundlastkombination (ULS) als auch für die seismische Lastkombination (SD) definiert sind.

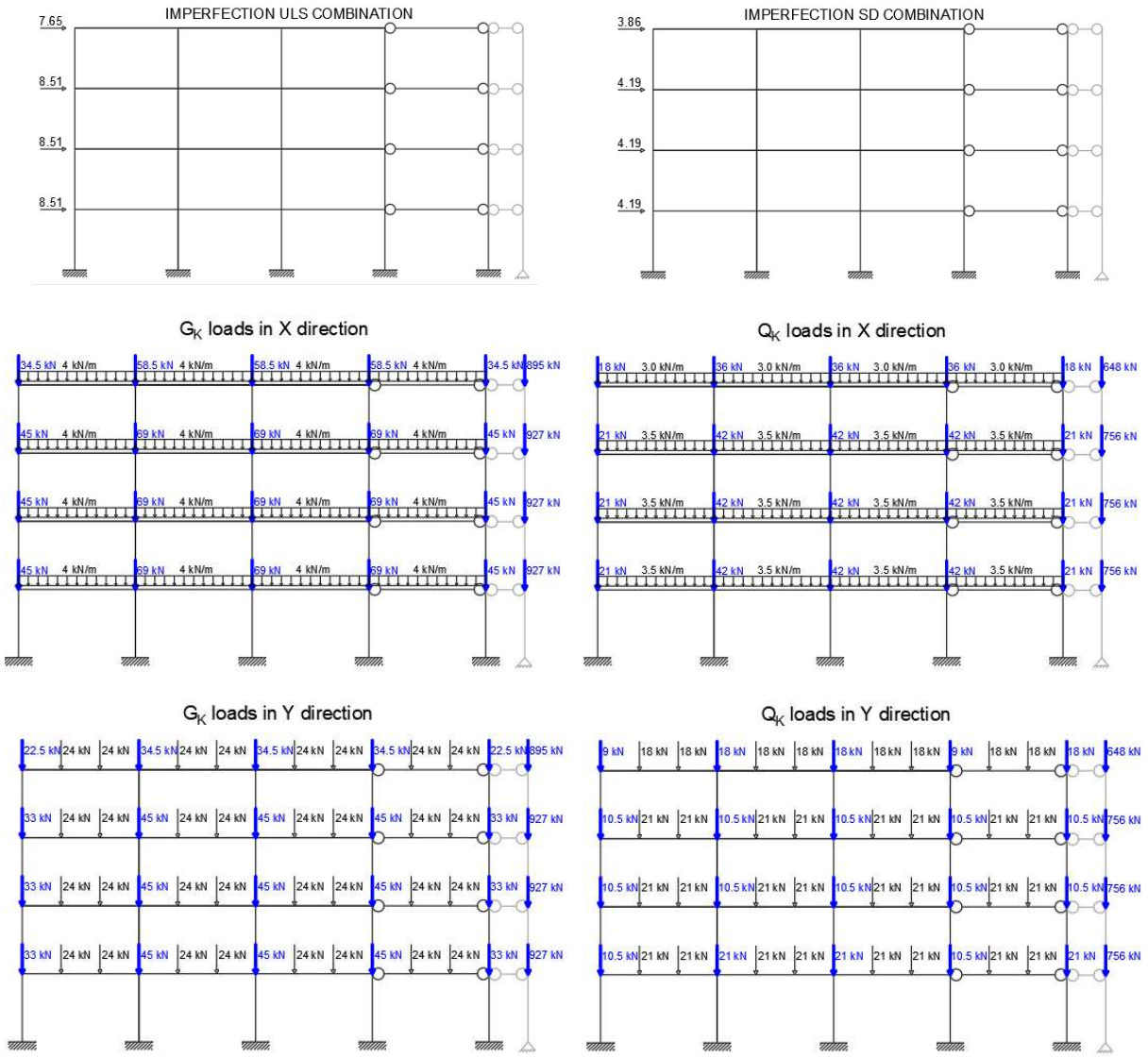


Abbildung 9.7 – Belastungsschema für Imperfektion H_k, G_k, und Q_k

9.6 BEMESSUNG/NACHWEIS FÜR GRAVITATIONSLASTEN

Die Stützen werden vorläufig so bemessen, dass sie vertikale Lasten gemäß der wesentlichen Gravitations-Lastkombination (ULS) aufnehmen können und dass der α_{cr}-Wert größer als 3 ist [4]. Darüber hinaus wird auch die seitliche Verschiebung gemäß Gl. (6.8) von prEN1998 1-1 [2] nachgewiesen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 9.7 aufgeführt. Außerdem betragen die ersten Schwingungsperioden T_1= 1.75 Sek. für den in X-Richtung angeordneten Rahmen und T_1=1.60 Sek. für den in Y-Richtung angeordneten Rahmen.

Zur Bewertung des Multiplikators α_{cr} wird eine Knickanalyse durchgeführt. Wenn $3 \leq \alpha \leq 10$ müssen horizontale Einwirkungen (nur Imperfektionen in den Bemessungsbedingungen für vertikale Lasten) um den Vergrößerungsfaktor $1/(1-\frac{1}{\alpha_{cr}})$ vergrößert werden. Es ist ersichtlich, dass für den Rahmen in X-Richtung $\alpha_{cr} = 6.74$ und der entsprechende Amplifikationsfaktor gleich 1.18 ist, während für den Rahmen in Y-Richtung $\alpha_{cr} = 7.00$ und der entsprechende Amplifikationsfaktor 1.17 ist.

Tabelle 9.7: Vorläufige Träger- und Stützenquerschnitte

	X-Richtung		Y-Richtung	
Etage	Feld 1-3	Feld 4 (gelenkig)	Feld 1-3	Feld 4 (gelenkig)
1-2	IPE 330	IPE 220	IPE 330	IPE 270
3-4	IPE 300	IPE 220	IPE 330	IPE 270
Etage	Stütze 1-5	Stütze 4	Stütze 1-5	Stütze 4
1-2	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B
3-4	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B

9.7 BEMESSUNG DER DISSIPATIVEN ZONEN: FREEDAM VERBINDUNGEN

FREEDAM Verbindungen können nach der folgenden Gleichung bemessen werden:

$$M_{Ed} \leq M_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \tag{9.1}$$

wobei: n_b ist die Anzahl der Schrauben, n_s ist die Anzahl der Kontaktflächen, $F_{p,lt}$ ist der Langzeitwert der Schraubenvorspannung infolge des Anziehens, h_t ist der Hebelarm, $\mu_{s.lower}$ ist das 5%-Fraktil des Haftreibungskoeffizienten der Kontaktflächen unter dem Einfluss des Beschichtungsprozesses und γ_{Mf} ist der Teilsicherheitsbeiwert. Bei FREEDAM-Dämpfern, deren Reibbeläge mit M4 Material beschichtet sind, können die Werte $\mu_{s.lower} = 0.69$ und $\gamma_{Mf} = 1.162$ verwendet werden.

Das an den Trägerenden angreifende Moment stammt aus der Analyse, die mit der Erdbebenlastkombination unter Verwendung des Bemessungs-Antwortspektrums für OP Grenzzustand durchgeführt wurde. Da das Ziel der FREEDAM-Verbindungen beim Schutz der Trägerenden liegt, deren Fließen verhindert werden muss, muss gemäß der folgenden Ungleichung ein lokales Hierarchiekriterium erfüllt werden, um sicherzustellen, dass der Träger im elastischen Bereich bleibt:

$$M_{b.Rd} \geq \Omega_{Cd} M_{slip.Rd} \left(\frac{l - L}{l}\right) \tag{9.2}$$

wobei: $M_{b.Rd}$ ist das plastische Moment des Trägers; l ist der Abstand zwischen dem Stützenflansch und dem Nullmomentpunkt, angenommen gleich der halben Trägerlänge; L ist die Länge der Vorrichtung (Abbildung 9.8); Ω_{Cd} ist der Überfestigkeitsfaktor, der die Zufälligkeit sowohl des Reibungskoeffizienten als auch der Schraubenvorspannung berücksichtigt und gleich 1.56 angenommen werden kann.

Alle ausgewählten Vorrichtungen sind vom Typ D1, dessen Eigenschaften im Abbildung 9.8 und Tabelle 9.8. aufgeführt sind. Es ist wichtig zu betonen, dass sich die Trägerquerschnitte aufgrund der Untersuchung des in Gl. (9.2) angegebenen lokalen Hierarchiekriteriums leicht erhöhen.

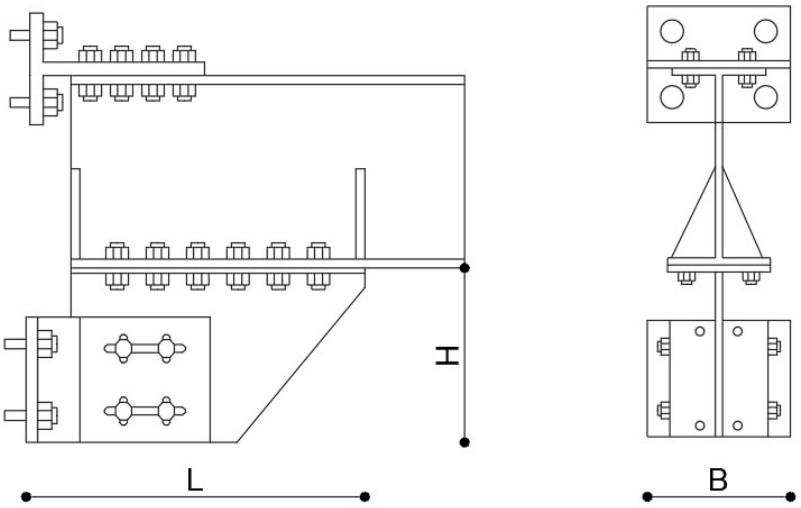


Abbildung 9.8 – D1-Vorrichtung für FREEDAM Verbindung

Tabelle 9.8: FREEDAM D1 Abmessungen

Vorrichtung	Mindestgröße der Stütze	L (mm)	H (mm)	B (mm)
D1	HE 240 B	505	260	221

Tabelle 9.9: Bemessung von FREEDAM Verbindungen für den in X-Richtung angeordnete Rahmen

Etage	Stütze	Träger	D	l (m)	$M_{Ed.max}$ (kNm)	$F_{p.lt}$ (kN)	$M_{slip.Rd}$ (kNm)	$\Omega_{Cd} M_{slip.Rd}$ (kNm)	$M_{b.Rd}$ (kNm)
1-2	HE340B	IPE360	D1	2.83	228.27	91.00	229.11	293.86	361.75
3-4	HE320B	IPE300	D1	2.84	162.70	73.00	162.99	209.21	223.08

Tabelle 9.10: Bemessung von FREEDAM Verbindungen für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen

Etage	Stütze	Träger	D	l (m)	$M_{Ed.max}$ (kNm)	$F_{p.lt}$ (kN)	$M_{slip.Rd}$ (kNm)	$\Omega_{Cd} M_{slip.Rd}$ (kNm)	$M_{b.Rd}$ (kNm)
1-2	HE340B	IPE360	D1	2.83	250.98	100.00	251.77	322.68	361.75
3-4	HE320B	IPE330	D1	2.84	186.16	79.00	187.64	240.67	285.53

9.8 AUF prEN 1998 ABGESTIMMTER BEMESSUNGSANSATZ

Im Folgenden wird das ausführliche Bemessungsbeispiel für den in X-Richtung angeordneten Rahmen dargestellt, während für den in Y-Richtung angeordneten Rahmen werden nur die Entwurfsergebnisse angegeben.

9.8.1 *Trägerbemessung und Nachweis*

Träger müssen nach den Gleichungen (14.2) bis (14.4) der prä-normativen Bemessungsempfehlung (engl. *„prDR" - pre-normative design recommendation*) [7] ausgelegt werden. Das Bemessungs-Moment $M_{Ed.max}$ wurde unter Berücksichtigung der ersten beiden und

zweiten beiden Stockwerke als Maximum ausgewählt, um eine angemessene Redundanz zwischen allen Vorrichtungen zu gewährleisten. In diesem Fall stammt das angreifende Biegemoment $M_{Ed.max}$ aus einer Analyse, die gemäß der seismischen Bemessungssituation unter Berücksichtigung des reduzierten Bemessungsspektrums für SD mit der Untergrenze durchgeführt wurde (Abbildung 9.5). In DC3 wird V_{Ed} durch Gl. (14.5) aus prDR [7] mit Ω_{rm} gleich 1.50 für FREEDAM Vorrichtungen gegeben. Die für die Berechnung der Schubkraft verwendeten Werte sind in Tabelle 9.12 angegeben.

Tabelle 9.11: Bemessung und Nachweis von Trägern für Normalkraft und Biegemoment

Etage	Träger	$M_{Ed.max}$ (kNm)	$M_{b.Rd}$ (kNm)	Nachw.	N_{Ed} (kN)	$0.15N_{b.Rd}$ (kN)	Nachw.
1-2	IPE 360	174.24	361.75	ok	0.00	333.40	ok
3-4	IPE 300	114.02	223.08	ok	0.00	333.40	ok

Tabelle 9.12: Bemessung und Nachweis von Trägern für Schubkräfte

Etage	$M_{slip.Rd.A}$ (kNm)	$M_{slip.Rd.B}$ (kNm)	$M_{slip,A}$ (kNm)	$M_{slip,B}$ (kNm)	L_n (m)	$V_{Ed,M}$ (kN)	$V_{Ed,G}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	$V_{b.Rd}$ (kN)	Nachw.
1-2	226.60	226.60	339.89	339.89	5.70	119.26	30.30	149.56	670.77	ok
3-4	185.27	185.27	277.90	277.90	5.72	97.17	30.30	127.47	490.66	ok

**L_n ist die Nettospannweite des Trägers zwischen den Stützenflanschen an den beiden Enden des Trägers.*

9.8.2 *Bemessung und Nachweis der Stütze*

Der Widerstand und die Stabilität von Stützen in DC3 wurde durch Gl. (15.4) aus prDR [7] nachgewiesen.

Die Nachweise von Druck, Biegemoment und Schubkraft gemäß der Gleichungen (15.5) bis (15.7) aus prDR [7] wurden mithilfe des Programms Sap2000 geführt, das die Erdbebeneinwirkungen mit dem Koeffizienten $\Omega_{rm} \times \Omega_d = 1.5 \times 1.22 = 1.83$ vergrößert, wobei die Berechnung von Ω_d in Tabelle 9.14 aufgeführt ist. Der Mindestwert für Ω_d ist gleich 1.23.

Tabelle 9.13: Widerstand und Stabilität von Stützen

Verb.	Element	$N_{pl.Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	$N_{Ed} \leq 0.3N_{pl.Rd}$	$M_{c.pl.Rd}(N_{Ed})$ (kN m)	s_h (m)	$\sum M_{c.pl.Rd}(N_{Ed})$ (kN m)	$\sum \Omega_{rm} M_{slip.Rd} + s_h(V_{Ed.M})$ (kN m)
4	oberes	4664.7	101.1	ok	544.6	0.14	1089.2	512.9
	unteres	4664.7	214.5	ok	544.6			
3	oberes	4664.7	72.3	ok	544.6	0.14	1089.2	500.9
	unteres	4664.7	171.8	ok	544.6			
2	oberes	5293.1	330.4	ok	663.5	0.15	1327.0	723.5
	unteres	5293.1	447.8	ok	663.5			
1	oberes	5293.1	287.2	ok	663.5	0.15	1327.0	705.4
	unteres	5293.1	402.9	ok	663.5			

Tabelle 9.14: Bemessungswert des Überhöhungsfaktors

Etage	$M_{slip.Rd}$ (kNm)	$M_{Ed.G}$ (kNm)	$M_{Ed.E}$ (kNm)	Ω_d (-)
1	229.11	15.45	173.42	1.23
2	229.11	15.45	167.03	1.28
3	162.99	14.59	114.02	1.30
4	162.99	14.59	67.88	2.19

9.8.3 *Überprüfung von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung*

Die Überprüfung von Effekten nach Theorie zweiter Ordnung erfolgt gemäß Gl. (9.1) aus prDR [7]. Es ist wichtig zu betonen, dass die relativen Verschiebungen $d_{r.SD}$ unter Berücksichtigung der durchgeführten Analyse unter Anwendung des reduzierten Bemessungsspektrums für SD ohne die Untergrenze erzielt werden. Umgekehrt wird die Scherkraft V_{tot} an jedem Stockwerk unter Berücksichtigung einer Spektralanalyse mit dem reduzierten Spektrum für SD mit der Untergrenze berechnet. Wenn das maximale Theta in den Bereich von 0.1÷0.2 fällt (siehe Tabelle 9.15), wird der Einfluss der Effekte nach Theorie zweiter Ordnung durch die Vergrößerung der Erdbebeneinwirkungen durch den Faktor 1.14 berücksichtigt.

Tabelle 9.15: Bemessungswert des Auslastungsgrads und der entsprechende Überhöhungsfaktor

Etage (-)	P_{tot} (kN)	$d_{r.SD}$ (m)	Ω_d (-)	V_{tot} (sap) (kN)	θ (-)	θ_{max} (-)	Intervall (-)	Amplifikation Faktor (-)
1	6362.58	0.049	1.23	362.97	0.1181	0.1261	$0.1 < \theta \leq 0.2$	1.14
2	4740.16	0.062	1.23	316.42	0.1261			
3	3117.73	0.065	1.23	247.01	0.1059			
4	1495.27	0.057	1.23	150.83	0.0749			

9.8.4 *Überprüfung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung Begrenzung*

Für den Grenzzustand SD sollte die gegenseitige Stockwerksverschiebung an jeder Etage des Gebäudes begrenzt werden (Tabelle 9.16), durch die Einhaltung der Bedingung, die durch $d_{r,SD} \leq \lambda_s \cdot h_s$ gegeben ist, wie in prEN 1998-1-2 mit $\lambda_s = 0.02$ angegeben. Es ist wichtig zu beachten, dass die Verschiebung unter Berücksichtigung der Analyse, die unter Anwendung des reduzierten Bemessungsspektrums ohne die Untergrenze für SD entwickelt wurde, erhalten wird. Die Ergebnisse für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen sind in Tabelle 9.17. dargestellt.

Tabelle 9.16: Verschiebungsbegrenzung im Grenzzustand SD

Etage	$d_{r.SD}$ (m)	h_s (m)	$d_{r.SD}$(rad)	$d_{r.SD.adm}$ (rad)
1	0.049	3.5	0.01	0.02
2	0.062	3.5	0.02	0.02
3	0.065	3.5	0.02	0.02
4	0.057	3.5	0.01	0.02

Tabelle 9.17: Träger- und Stützenquerschnitte für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen

Etage	Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4 (gelenkig)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Etage	Stütze 1-5	Stütze 2	Stütze 3	Stütze 4
1-2	HE 320 B	HE 320 B	HE 320 B	HE 340 B
3-4	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B

9.9 BEMESSUNGSANSATZ ABGESTIMMT AUF DER THEORY OF PLASTIC MECHANISM CONTROL

Dieser Abschnitt liefert ein Auslegungsbeispiel für MRFs mit FREEDAM-Dämpfern gemäß der Theory of Plastic Mechanism Control (*TPMC*) [8]-[10].

TPMC wurde ursprünglich für die seismische Bemessung von biegesteifen Rahmen mit traditionellen Verbindungen, typischerweise volltragfähige und starre Verbindungen, entwickelt. Die Robustheit der seismischen Bemessung auf der Grundlage von TPMC ist auf den starken theoretischen Hintergrund zurückzuführen, der auf dem kinematischen Theorem des plastischen Versagens und dem Konzept der Gleichgewichtskurve des Mechanismus basiert. Die Gleichgewichtskurve jedes möglichen Versagensmechanismus wird mit Hilfe einer starr-plastischen Analyse nach Theorie zweiter Ordnung ermittelt, bei der die externe Arbeit einschließlich der Arbeit nach Theorie zweiter Ordnung aufgrund der auf das Bauwerk wirkenden Gravitationslasten berechnet wird. Das kinematische Theorem des plastischen Versagens, erweitert um das Konzept der Gleichgewichtskurve des Mechanismus stellt sicher, dass innerhalb eines vordefinierten Verschiebungsbereiches, kompatibel mit der Rotationskapazität der strukturellen Elemente, der entwickelte Versagensmechanismus derjenige ist, dessen Gleichgewichtskurve sich unter der aller anderen möglichen Mechanismen befindet. Indem man als Entwurfsanforderung festlegt, dass die Gleichgewichtskurve des Mechanismus, der dem gewünschten globalen Mechanismus entspricht, unterhalb der Gleichgewichtskurven aller unerwünschten Mechanismen liegt, ist es möglich, die Stützenquerschnitte in jedem Stockwerk zu bestimmen. Effekte nach Theorie zweiter Ordnung werden durch die Gleichgewichtskurve des Versagensmechanismus explizit und genau in Betracht gezogen.

Bei MRFs mit FREEDAM Verbindungen kann TPMC einfach angewendet werden, vorausgesetzt, dass die innere Arbeit der dissipativen Zonen korrekt berechnet wird. Zu diesem Ziel wird das plastische Moment des Trägers durch den Gleitbiegewiderstand der Verbindung ersetzt. Das Verhalten der Träger-Stützen-Verbindungen mit Reibungsdämpfern sollte im Bemessungsprozess berücksichtigt werden, durch Berücksichtigung eines starr-plastischen Verhaltens der dissipativen Zonen. Zusätzlich wird gemäß dem zweiten Prinzip der Kapazitätsbemessung die Überfestigkeit durch zufällige Variabilität des Reibungskoeffizienten ebenfalls berücksichtigt.

9.9.1 *Berechnung der seismischen Bemessungskräfte in jedem Stockwerk*

Der Ausgangspunkt des im Folgenden beschriebenen Vorgehen beginnt bei der Kenntnis des Widerstands der Vorrichtung, die in Abschnitt 9.7 berechnet wird. Zusätzlich sind die Träger, die als nicht-dissipative Zonen betrachtet werden, bereits so ausgelegt, dass sie dem lokalen Hierarchiekriterium standhalten, aufgeführt in Tabelle 9.9 und 9.10 und Gl. (9.2) erfüllend.

Da die TPMC auf dem statischen Ansatz basiert, ist der erste Schritt die Berechnung der Bemessungsgesamtschubkraft gemäß:

$$F_h = S_{ed}(T_1)W\lambda$$

wobei: $S_{ed}(T_1)$ ist die spektrale Beschleunigung des reduzierten Spektrums in SD, in Übereinstimmung mit der ersten Eigenperiode T_1= 1.75 Sek. für den in X-Richtung ausgerichtete Rahmen und T_1= 1.60 Sek. für den in Y-Richtung ausgerichtete Rahmen. Die Gesamtschubkraft für die halbe in X-Richtung angeordnete Struktur ist gleich 216.2 kN, während sie analog für die Y-Richtung 238.9 kN ist. Der Parameter λ ist ein Korrekturfaktor, der gleich 0.85 ist, wenn T_1 kleiner ist, als zweimal T_C und das Gebäude mehr als zwei Stockwerke hat, ansonsten ist er 1.

Die für die halbe Struktur anzusetzenden seismischen Massen sind in Tabelle 9.18 aufgeführt und werden berechnet gemäß:

$$G_k + \psi_{E.i}Q_k$$

wobei $\psi_{E.i}$=0.15 [2], [3].

Tabelle 9.18: Stockwerkshöhe und Stockwerksmassen

Etage	z_i (m)	W_i (t)
1	3.5	147.12
2	7.0	147.12
3	10.5	147.12
4	14.0	136.50

Die Gesamtmasse für die halbe Struktur beträgt 577.92 kN. Die Gesamtschubkraft der halben Struktur wird auf alle Stockwerke verteilt gemäß:

$$F_k = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_i W_i z_i}$$

In Tabelle 9.19 sind die Bemessungskräfte für MRFs in X- und Y-Richtung aufgeführt.

Tabelle 9.19: Stockwerkshöhen und horizontale Erdbebenbemessungskräfte am k-ten Stockwerk

Etage	h_i (m)	$F_{k.x}$ (kN)	$F_{k.y}$ (kN)
1	3.5	22.26	24.59
2	3.5	44.52	49.19
3	3.5	66.78	73.78
4	3.5	82.65	91.32

Im Folgenden wird die Entwicklung des Bemessungsverfahrens nur für den in X-Richtung angeordneten Rahmen beschrieben. Die Bemessungsergebnisse werden am Ende des Abschnitts auch für den in Y-Richtung angeordneten Rahmen angegeben.

9.9.2 *Entwicklung des Bemessungsverfahrens*

a) Auswahl der Bemessungsverschiebung

Der erste Schritt betrifft die Wahl der maximalen Bemessungsverschiebung, für die die Entwicklung des globalen Versagensmechanismus gewährleistet sein muss. Es ist grundlegend, eine ultimative Bemessungsverschiebung δ_u zu wählen, abhängig von der lokalen Duktilität der Struktur, insbesondere vom maximalen Hubweg des FREEDAM Dämpfers. In diesem Beispiel wird angenommen, dass die „pseudo-plastische" Rotation durch das Gleiten gleich 0.04 rad ist, wobei empfohlen wird [7], dass die FREEDAM-Vorrichtung in DC3 eine ultimative „pseudo-plastische" Rotation θ_u von nicht weniger als 0.03 rad zulassen muss.

Im Einzelnen wird die ultimative Bemessungsverschiebung δ_u berechnet zu:

$$\delta_u = \theta_u \, h_{n_s} = 0.04 \times 14 = 0.56 \, m$$

b) Berechnung der Steigungen, ${\gamma_{i_m}}^{(t)}$, der Gleichgewichtskurven des Mechanismus

Die Steigungen, ${\gamma_{i_m}}^{(t)}$, der Gleichgewichtskurven des Mechanismus werden mithilfe der Gl. (C.7) bis (C.9) aus der prDR [7] evaluiert und die Werte sind in Tabelle 9.20 angegeben.

Tabelle 9.20: Steigungen der Gleichgewichtskurven des Mechanismus

Etage	$\gamma_{im}^{(1)}$ (m^{-1})	$\gamma_{im}^{(2)}$ (m^{-1})	$\gamma_{im}^{(3)}$ (m^{-1})
1	8.41	<u>1.75</u>	8.41
2	3.87	2.06	6.98
3	2.42	2.84	5.96
4	1.75	5.17	5.17

Der Steigungswert der Gleichgewichtskurve des globalen Mechanismus, $\gamma^{(g)}$, ist das Minimum unter allen Werten von ${\gamma_{i_m}}^{(t)}$, wie in Tabelle 9.20 hervorgehoben.

c) Bemessung der Stützenquerschnitte des ersten Stockwerks

Die Bemessung der Stützen des ersten Stockwerks erfolgt nach Gl. (C.1) der prDR [7].

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} = 3263.73 \; kNm.$$

d) Berechnung der in den Stützen wirkenden Normalkraft im Versagenszustand, d.h. wenn der globale Mechanismus voll entwickelt ist.

Die auf die Stützen wirkenden Axiallasten stammen, wie schon gesehen, aus der Verteilung der vertikalen Lasten und den Schubbeanspruchungen aufgrund der Biegewirkung, welche die FREEDAM Dämpfern übertragen können. In den Tabellen 9.21 bis 9.24 sind die Anteile der verteilten Last (N_q), die konzentrierten Kräfte (N_F) und die Schubbeanspruchung aus den dissipativen Zonen, d.h. aus FREEDAM Dämpfern (N_D) und der Gesamtwert der Normalkraft auf jede Stütze (N_{tot}) angegeben, mit Bezug auf jedes Stockwerk sowohl für interne als auch für externe Stützen. Die seismische Einwirkung, die bei dieser Berechnung von der linken Seite ausgehen soll, wird ebenfalls angegeben.

Tabelle 9.21: Am ersten Stockwerk angreifende Axialkräfte im Versagenszustand

STOCKWERK 1				
Stütze	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	60.15	193.80	-453.70	199.75
2	120.30	314.10	0	434.40
3	120.30	314.10	0	434.40
4	120.30	314.10	453.70	888.10
5	60.15	193.80	0	253.95

Tabelle 9.22: An Stockwerk 2 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand

STOCKWERK 2				
Stütze	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	45.00	142.50	-320.76	133.26
2	90.00	232.50	0	322.50
3	90.00	232.50	0	322.50
4	90.00	232.50	320.76	643.26
5	45.00	142.50	0	187.50

Tabelle 9.23: An Stockwerk 3 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand

STOCKWERK 3				
Stütze	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	29.85	91.20	-187.82	66.77
2	59.70	150.90	0	210.60
3	59.70	150.90	0	210.60
4	59.70	150.90	187.72	398.42
5	29.85	91.20	0	121.05

Tabelle 9.24: An Stockwerk 4 angreifende Axialkräfte im Versagenszustand

STOCKWERK 4				
Stütze	N_q (kN)	N_F (kN)	N_D (kN)	N_{tot} (kN)
1	14.70	39.90	-93.91	39.31
2	29.40	69.30	0	98.70
3	29.40	69.30	0	98.70
4	29.40	69.30	93.91	192.61
5	14.70	39.90	0	54.60

e) Die Summe der im ersten Stockwerk erforderlichen plastischen Momente $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$ wird auf die Stützen des ersten Stockwerks verteilt

Der Biegewiderstand der Stützen des ersten Stockwerks aus Schritt c), $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$, muss auf die Stützen verteilt werden. In Tabelle 9.25 werden die Standardprofile der Stützen des ersten Stockwerks angegeben. Die Summe der plastischen Widerstandsmomente des ersten Stockwerks aus Tabelle 9.25 ist gleich $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}^{*} = 3384.96\,kNm$. Die Werte sind größer als die erforderlichen, weil die Querschnitte aus Standardgrößen ausgewählt sind.

Tabelle 9.25: Überprüfung der Stützen des ersten Stockwerks auf Biegefestigkeit

STOCKWERK 1						
Stütze	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm^3)	Querschnitt	$W_{pl,obt}$ (cm^3)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	199.75	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
2	434.40	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
3	434.40	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
4	888.10	740.93	2087.14	HE 320 B	2149.00	762.90
5	253.95	300.00	845.07	HE 320 B	939.10	333.38

f) Berechnung der Summe der plastischen Stützenmomente, reduziert durch eine zeitgleiche Einwirkung der Axiallast $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(t)}$, die in jedem Stockwerk erforderlich ist, um unerwünschte Mechanismen zu vermeiden und die maximale Last zu wählen

Die Summe der plastischen Stützenmomente, reduziert durch eine zeitgleiche Einwirkung der Axiallast, die in jedem Stockwerk erforderlich ist, um unerwünschte Mechanismen zu vermeiden ergibt sich aus Gl. (C.4) bis (C.6) in prDR [7]. Diese Werte und die Summe der plastischen Stützenmomente, die für die Bemessung in jedem Stockwerk maßgebend sind, d.h. der Maximalwert des erforderlichen plastischen Moments, der benötigt wird, um den unerwünschten Mechanismus in jedem Stockwerk (Gl. (C.10) in prDR [7]) zu vermeiden, sind in Tabelle 9.26 gegeben.

Tabelle 9.26: Erforderliche Momente an jedem Stockwerk, benötigt um den unerwünschten Mechanismus und den Maximalwert von $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(t)}$ zu vermeiden

Etage	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(1)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(2)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(3)}$ (kNm)	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(t)}$ (kNm)
1	3384.96	(-)	3384.96	3384.96
2	3159.68	-1986.33	2675.16	3159.68
3	2517.20	-303.06	1911.47	2517.20
4	1605.88	380.26	993.07	1605.88

g) Auslegung der Stützenquerschnitte in jedem Stockwerk

Die Summe der erforderlichen plastischen Momente der Stützen, $M_{c,i,1,req}$, reduziert sich für die gleichzeitig angreifende Axialkraft, N_{tot}. Das erforderliche plastische Widerstandsmoment $W_{pl,req}$, und das erreichte, $W_{pl,obt}$, die Stützenquerschnitte, die aus Standardgrößen gewählt wurden und ihre entsprechenden plastischen Momente, $M_{c,i,1,obt}$, sind in den folgenden Tabellen 9.27 bis 9.29 dargestellt.

Tabelle 9.27: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 2

STOCKWERK 2						
Stütze	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm^3)	Querschnitt	$W_{pl,obt}$ (cm^3)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	133.26	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
2	322.50	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
3	322.50	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
4	643.26	714.92	2013.86	HE 320 B	2149.00	762.90
5	187.50	300.00	845.07	HE 320 B	939.10	333.38

Tabelle 9.28: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 3

STOCKWERK 3						
Stütze	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm^3)	Querschnitt	$W_{pl,obt}$ (cm^3)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	66.77	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
2	210.60	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
3	210.60	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
4	398.42	579.30	1631.83	HE 300 B	1869.00	663.50
5	121.05	200.00	563.38	HE 300 B	870.10	308.89

Tabelle 9.29: Bemessung der Stützenquerschnitte in Stockwerk 4

STOCKWERK 4						
Stütze	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm^3)	Querschnitt	$W_{pl,obt}$ (cm^3)	$M_{pl,obt}$ (kNm)
1	39.31	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
2	98.70	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
3	98.70	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
4	192.61	363.97	1025.27	HE 300 B	1869.00	663.50
5	54.60	150.00	422.54	HE 300 B	870.10	308.89

h) Kontrolle der technologischen Voraussetzungen

Die technologische Bedingung ist erfüllt, weil die Stützenquerschnitte entlang der Rahmenhöhe nicht größer werden.

9.9.3 *Überprüfung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung Begrenzung*

Für den Grenzzustand SD sollte die Stockwerksverschiebung in jedem Stockwerk des Gebäudes begrenzt werden (Tabelle 9.30) unter Einhaltung der folgenden Bedingung $d_{r,SD} \leq \lambda_s \, h_s$, wie in prEN 1998-1-2 angegeben, mit $\lambda_s = 0.02$. Es ist wichtig zu beachten, dass die Verschiebung unter Berücksichtigung der Analyse, die unter Anwendung des reduzierten Bemessungsspektrums für SD ohne die Untergrenze entwickelt wurde, erhalten wird.

Tabelle 9.30: Verschiebungsbegrenzung im Grenzzustand SD

Etage	$d_{r,SD}$ (m)	h_s (m)	$d_{r,SD}$ (rad)	$d_{r,SD\ adm}$ (rad)
1	0.0448	3.5	0.0128	0.02
2	0.0591	3.5	0.0169	0.02
3	0.0615	3.5	0.0176	0.02
4	0.0535	3.5	0.0153	0.02

Der Rahmen erfüllt die in prEN1998-1-2 [3] festgelegte Stockwerksverschiebung. Die Ergebnisse für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen sind in Tabelle 9.31 dargestellt.

Tabelle 9.31: Träger- und Stützenquerschnitte für den in Y-Richtung angeordnete Rahmen

Etage	Feld 1	Feld 2	Feld 3	Feld 4 (gelenkig)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Etage	Stütze 1-5	Stütze 2	Stütze 3	Stütze 4
1-2	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B	HE 340 B
3-4	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B	HE 300 B

9.9.4 *Validierung des Verfahrens mit Hilfe einer Pushover-Analyse*

Um die Genauigkeit des auf TPMC abgestimmten Ansatzes zu überprüfen, wurde eine statische, nichtlineare Analyse mit Hilfe des Computerprogramms Sap2000 [6] unter Berücksichtigung eines lokalen Plastizitätsmodells (*engl. lumped plasticity model*) durchgeführt. Die Analyse wurde unter Berücksichtigung geometrischer und mechanischer Nichtlinearitäten bei einer Lastverteilung durchgeführt, die den horizontalen Kräften entspricht, dargestellt in Tabelle 9.21. Das angenommene geometrische Modell ist das gleiche wie in Abschnitt 9.5 beschrieben. Die plastischen Gelenke werden als ideal starr-plastisch angenommen. Insbesondere wird der Widerstand der FREEDAM-Dämpfer unter Berücksichtigung der Überfestigkeit aufgrund der zufälligen Reibmaterialvariabilität und der Schraubenvorspannung kalibriert (Gl. (C.11) in prDR [7]). Der Widerstand des Stützenquerschnitts wurde kalibriert unter Berücksichtigung der nominalen Materialeigenschaften der Stahlsorte S355.

In Abbildung 9.9 sind sowohl die Pushoverkurve als auch die Gleichgewichtskurve des Versagensmechanismus für den in X-Richtung angeordneten Rahmen angegeben. Die Gleichung der Kurve des Versagensmechanismus ist gegeben durch:

$$a^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)}\delta_u = 3.97$$

wobei $\gamma^{(g)}$ durch Gl. (C.2) in prDR [7] gegeben ist, während $\alpha_0^{(g)}$ der kinematisch zulässige Multiplikator der seismischen Horizontalkräfte ist, der dem globalen Mechanismus entspricht und wie folgt berechnet werden kann:

$$\alpha_0^{(g)} = \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.1}^{*} + 2\sum_{k=1}^{n_s}\sum_{j=1}^{n_b} \Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk}}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k\, h_k} = 4.95$$

wobei $M_{slip.Rd.jk}$ in Tabelle 9.11 angegeben ist und Ω_{Cd} gleich 1.56 ist.

Es ist zu beobachten, dass die Gleichgewichtskurve des Versagensmechanismus vollkommen parallel zum abfallenden Abschnitt der Pushover-Kurve verläuft (Abbildung 9.9) und dass das Gelenkmuster, das sich bei einer mit δ_u kompatiblen Verschiebung entwickelt, vollkommen mit dem globalen Mechanismus übereinstimmt (Abbildung 9.10).

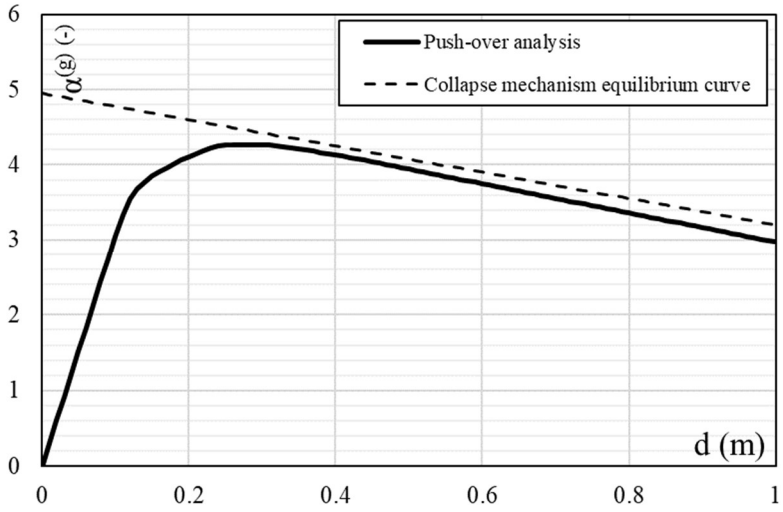


Abbildung 9.9 – Vergleich zwischen Pushover-Kurve und starr-plastischer Analyse für den in X-Richtung angeordneten Rahmen

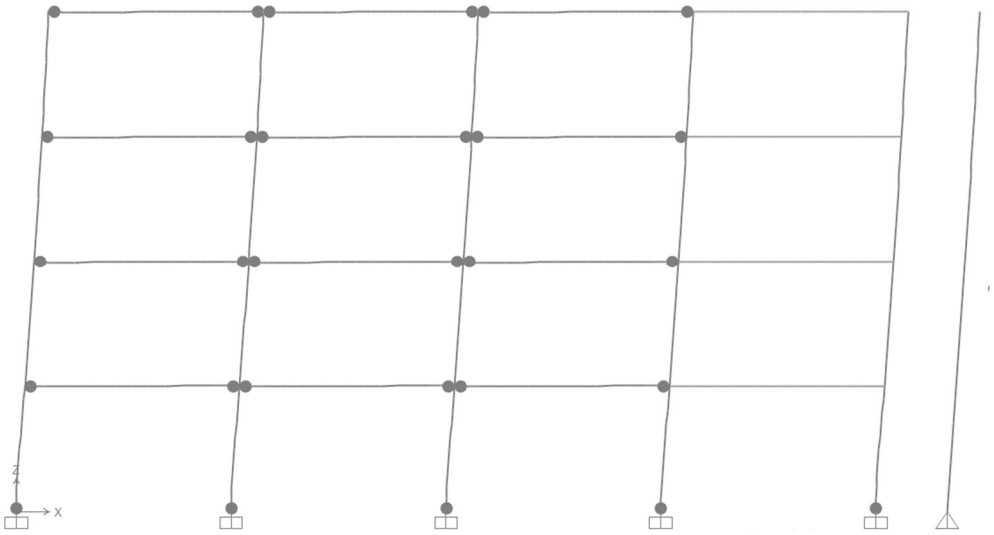


Abbildung 9.10 – Gelenkmuster bei einer Pushover-Verschiebung von δ_u

9.10 LITERATUR

[1] CEN. Eurocode 1: "Actions on structure Part 1-1: General actions - densities, self-weight, imposed loads for buildings", UNI EN 1991-1-1, 2004.

[2] CEN. Eurocode 8 draft: "Design of structures for earthquake resistance - Part 1-1: General rules and seismic action", 2020.

[3] CEN. Eurocode 8 draft: "Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: "Rules for new buildings", 2020.

[4] CEN. Eurocode 3: "Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings", UNI EN 1993-1-1, 2005.

[5] CEN. Eurocode 8: "Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for building", UNI EN 1998-1, 2005.

[6] CSI 2007. SAP 2000, "Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. Analysis Reference" Computer and Structure Inc. University of California, Bekerley.

[7] Pre-normative Design Recommenations for seismically qualified friction joints, Deliverable 2.4 – WP2 – T2.4, 2021.

[8] Mazzolani, F.M., Piluso, V., "Plastic Design of Seismic Resistant Steel Frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 167-191, 1997.

[9] Montuori, R., Nastri, E., Piluso, V. Advances in theory of plastic mechanism control: Closed form solution for MR-Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44 (7), pp. 1035-1054, 2015.

[10] Montuori R., Nastri E., Paciello A., Piluso V., "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections", Journal of Constructional Steel Research, no. 154, pp. 263-277, 2018.

KAPITEL 10

STRUKTURELLE ROBUSTHEIT VON RAHMEN AUSGESTATTET MIT FREEDAM VERBINDUNGEN

10.1 EINLEITUNG

Dieses Kapitel ist der Ermittlung der Robustheit von biegesteifen Rahmen (engl. *Moment Resisting Frames - MRFs*) und dual konzentrisch verstrebten Rahmen (engl. *Dual Concentrically Braced Frames - D-CBFs*) hinsichtlich der Besonderheiten des Verhaltens der FREEDAM Träger-Stützen Verbindungen gewidmet. Es wurden statische nichtlineare Analysen an Rahmen mit typischen starren und voll tragfähigen Verbindungen, präqualifiziert im Rahmen des EQUALJOINTS RFCS Projektes (RFSR-CT-2013-00021), und an mit innovativen FREEDAM Verbindungen ausgestatteten Rahmen durchgeführt. Das Szenario einer ausfallenden Stütze wurde als außergewöhnliche Situation vorgeschlagen, wie in Eurocode1, Teil 1-7 empfohlen, nach dem die Robustheit und die strukturelle Leistungsfähigkeit der MRFs und D-CBFs beurteilt wurden.

10.1.1 *Allgemeine Daten*

Die Robustheit der Gebäude, die zuvor in Kapitel 2 für Erdbebeneinwirkungen bemessenen wurden, wird untersucht. Der Grundriss der untersuchten Gebäude ist in Abbildung 10.1 gezeigt, wobei die erdbebensicheren strukturellen Systeme die Außenrahmen sind. Wie in Abbildung 10.2 und Abbildung 10.3 dargestellt, haben die Rahmen je in X- und Y-Richtung vier 6.0 m Spannweiten und eine Geschosshöhe von 3.5 m. Die letzte Rahmenspanne ist mit der rechten Stütze in der schwachen Richtung verbunden, während das zweite Feld mit konzentrischen Streben (für D-CBFs) verstrebt ist. Die anderen Felder sind biegesteife Rahmen. Zwei verschiedene Höhen wurden berücksichtigt: i) niedrige vierstöckige Gebäude, und ii) mittlere achtstöckige Gebäude. Die Gebäude sind Bürogebäude, d.h. Kategorie B gemäß Eurocode 1 [1]. Die angenommene Stahlqualität ist S355. Die in Kapitel 2 bestimmten Bemessungslasten wurden in den hier durchgeführten Untersuchungen berücksichtigt: eine Eigenlast G_k=4.00 *kN/*m^2, bzw. eine gleichmäßige Verkehrslast von Q_k=3.50 *kN/*m^2 für die Stockwerke und und Q_k=3.00 *kN/*m^2 für das Dach. Die Lastfälle, die für Robustheitsanforderungen vorzusehen sind, entsprechen denen der außergewöhnlichen Bemessungssituation. Daher wurde die in EN 1990 [2] beschriebene außergewöhnliche Lastkombination folgendermaßen in den durchgeführten strukturellen Analysen berücksichtigt:

$$G_k + \psi_1 Q_k$$

wobei der Faktor ψ_1=0.5 angenommen wurde.

Dies resultiert in einer gleichmäßig verteilten Last auf den Betondecken von:

- Für ein Stockwerk:

$$G_k + \psi_1 Q_k = 4.00 + 0.5 \times 3.5 = 5.75\,\mathrm{kN/m^2}$$

- Für das Dach:

$$G_k + \psi_1 Q_k = 4.00 + 0.5 \times 3 = 5.50\,\mathrm{kN/m^2}$$

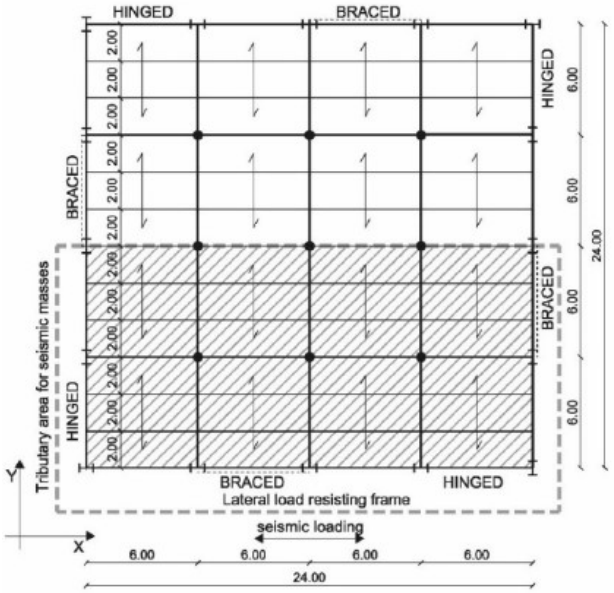


Abbildung 10.1 – Grundriss des Gebäudes

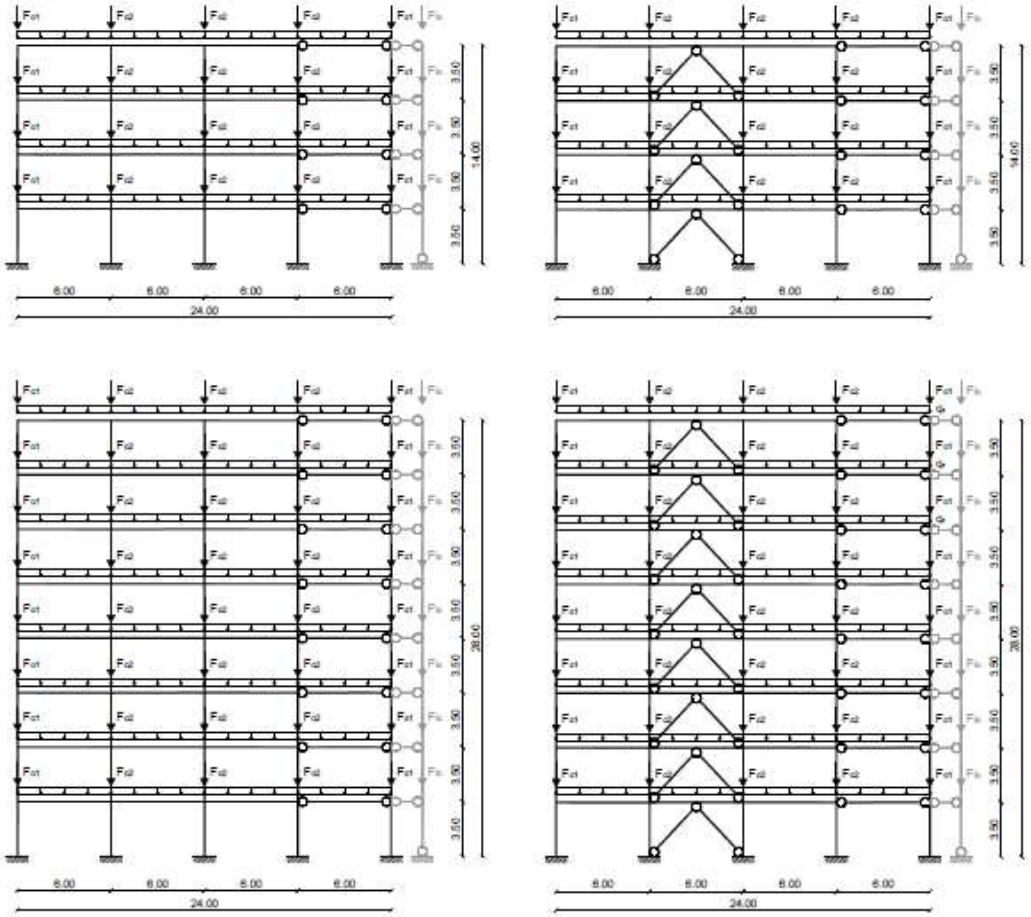


Abbildung 10.2 – Aufriss des Gebäudes (MRF und D-CBFs) in X-Richtung

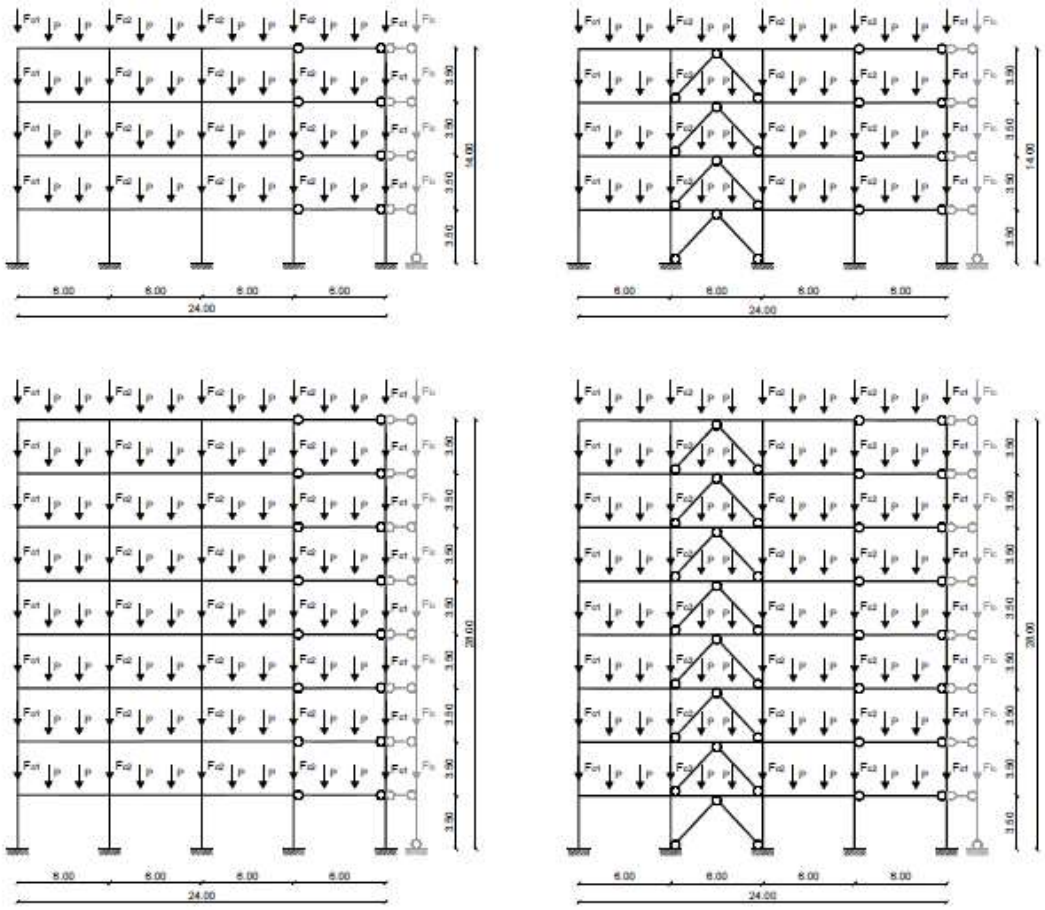


Abbildung 10.3 – Aufriss des Gebäudes (MRF und D-CBFs) in Y-Richtung

Die Gebäude wurden zuvor unter Berücksichtigung der Erdbebenvorschriften des neuen Entwurfs von Eurocode 8 bemessen, unter Berücksichtigung aller drei vom Code vorgeschriebenen Duktilitätsklassen (DC1, DC2 und DC3) und gemäß der Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC) [3] für die Duktilitätsklassen DC2 und DC3. Dadurch lassen sich 40 potenzielle MRF und CBF Strukturen für Robustheitsermittlungs Absichten untersuchen (Abbildung 10.4), d.h., 20 Strukturen mit FREEDAM Verbindungen + 20 Strukturen mit traditionellen Verbindungen.

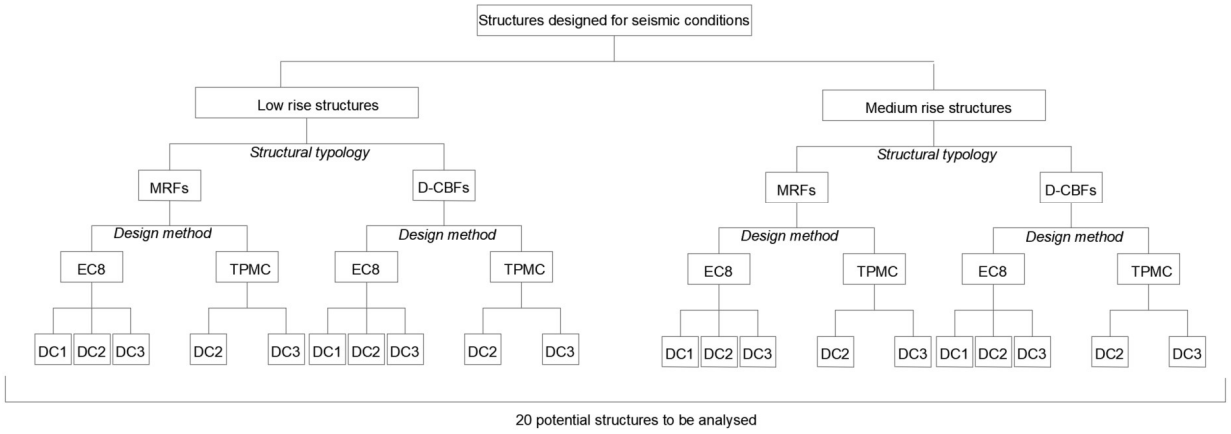


Abbildung 10.4 – Potenzielle zu analysierende Fälle

10.1.2 *Normativer Kontext*

Die Anforderung, Gebäude mit angemessener Robustheit zu bemessen und zu konstruieren, um unverhältnismäßiges Versagen in der außergewöhnlichen Bemessungssituation zu vermeiden, ist in EN 1990 festgelegt. Die Vorgehensweisen und Details wie diese Anforderung erfüllt werden soll, sind in EN 1991-1-7 [4] bereitgestellt. Obwohl ein lokales Versagen durch außergewöhnliche Lasten akzeptabel sein mag, fordert die Norm das Garantieren der strukturellen Integrität durch die Vermeidung eines fortschreitenden Kollapses mit dem Ziel, das Leben der Nutzer zu retten und den Rettungsdiensten ein Eingreifen zu ermöglichen.

EN 1991-1-7 [4] empfiehlt basierend auf den potenziellen Konsequenzen des Gebäude-Versagens, das einer außergewöhnlichen Situation ausgesetzt ist, spezielle Bemessungsstrategien. Dementsprechend werden die Gebäude basierend auf dem mit ihrem Versagen verbundenen Risiko in drei Hauptkategorien eingestuft, wie in Tabelle 10.1 abgebildet. Dementsprechend fallen die hier zu bemessenen Gebäude in die zweite Konsequenzklasse (CC2). Zudem wird Konsequenzklasse 2 in Anhang A der EN 1991-1-7 [4] unterteilt in die Klassen CC2a (niedrigere Risikogruppe) und CC2b (höhere Risikogruppe) abhängig von der Anzahl der Stockwerke, dem Gebäudetyp und der Art der Nutzung. In dieser Hinsicht würden die vierstöckigen MRFs und CBFs als CC2a Gebäude klassifiziert, während die achtstöckigen Gebäude in Risikogruppe CC2b fallen würden.

Tabelle 10.1: Klassifikation eines Bauwerks gemäß EN 1991-1-7 [4]

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	**High** consequence for loss of human life, *or* economic, social or environmental consequences **very great**	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	**Medium** consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences **considerable**	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	**Low** consequence for loss of human life, *and* economic, social or environmental consequences **small or negligible**	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Für Gebäude in der oberen Risikogruppe (CC2b) ist die vollständige Entfernung eines tragenden Elements ein zu berücksichtigendes angemessenes Szenario in der Bemessung für außergewöhnliche Einwirkungen. Diese Situation simuliert den Fall, dass ein tragendes Element vollständig ausfällt zuätzlich zu einem Unfallereignis und erlaubt zu prüfen, ob es möglich ist, den alternativen Lastabtrag in der Struktur zu aktivieren und einen neuen Gleichgewichtszustand zu finden. Der aktuelle normative Kontext definiert diesen Ansatz als „fiktive Entfernung von tragenden Elementen“ und wie in EN 1991-1-7 [4] vorgeschrieben sollte er für alle tragenden Elemente (Stützen, Träger, oder jeder Nennquerschnitt von tragenden Wänden), die nacheinander in jedem Stockwerk des Gebäudes entfernt werden, angewendet werden. Obwohl sich solch eine Methode als mühsam und zeitaufwendig erweisen könnte, bietet sie die Möglichkeit zu verifizieren, ob das Gebäude stabil bleibt und die Aktivierung der alternativen Lastpfade dem Ausmaß des lokalen Versagens (in diesem Fall das Versagen des tragenden Elementes) entgegenwirkt. Wo der Ausfall eines tragenden Bauteils einen unverhältnismäßigen

Kollaps verursacht, d.h. wo das Ausmaß des lokalen Schadens eine bestimmte vereinbarte oder vorgeschriebene Grenze übersteigt, sollte das entfernte Bauteil als „Schlüssel-Element“ gekennzeichnet werden und die Bemessung sollte sich auf Methoden der lokalen Verbesserung der Widerstandskapazität konzentrieren. In den folgenden Untersuchungen wird die Widerstandsfähigkeit der Strukturen unter der Annahme, dass eine Stütze der MRFs und D-CBFs im Erdgeschoss zufällig versagt, beurteilt.

10.2 ROBUSTHEITSANALYSE

10.2.1 *Biegesteife Rahmen (MRFs)*

Insgesamt 20 biegesteife Rahmen (MRFs) wurden für Erdbebenbedingungen ausgelegt. Jede dieser Strukturen unterscheidet sich von den anderen in Bezug auf die verwendete Bemessungsmethode, die berücksichtigte Duktilitätsklasse und die Typologie der Verbindung. Hier wird die Widerstandsfähigkeit dieser MRFs durch nichtlineare Pushdown-Analysen unter Berücksichtigung eines Stützenversagen-Szenarios ermittelt. Vor den eigentlichen numerischen Analysen muss die Position der zu entfernenden Stütze festgelegt werden. Da nur die Außenrahmen als erdbebensicher (seismisch widerstandsfähig) bemessen und ebenso mit FREEDAM Verbindungen ausgestattet wurden, befinden sich die Positionen, an denen ein Stützenversagen für die Bewertung der Robustheit von Interesse wäre, in den Außenrahmen wie in Abbildung 10.5 dargestellt.

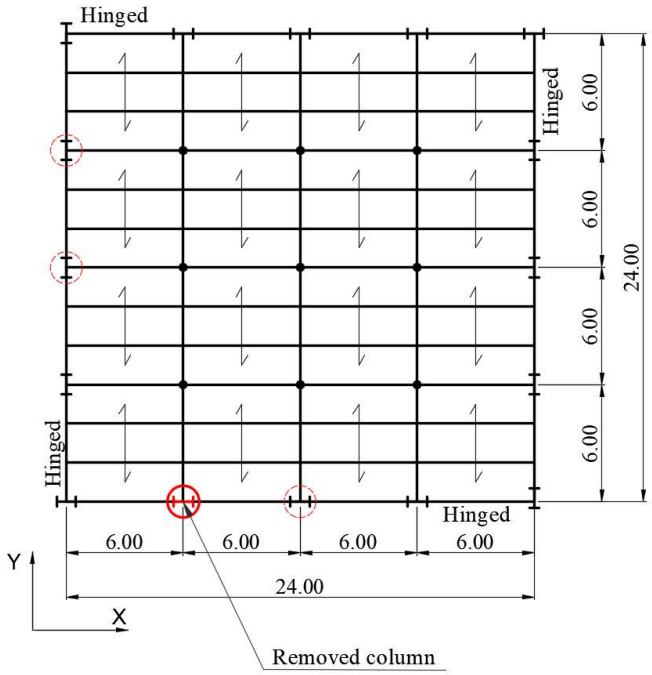


Abbildung 10.5 – Position der ausfallenden Stütze

Nach der Tatsache zu urteilen, dass sich der Nebenflussbereich der in rot gekennzeichneten Stützen nicht von einander unterscheiden, werden die Normalkräfte, die in diesen Stützen wirken, gleich sein. Daher würde bei Bemessung eines Rahmens für das Stützenausfall-Szenario jede dieser Positionen zum gleichen Ergebnis führen, ungeachtet der gewählten Richtung (X

oder Y). Da es allerdings die Absicht ist, die Robustheit von mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs zu beurteilen, ist die geeignetste Stelle für die zu entfernende Stütze die in der nachstehenden Abbildung gezeigte. Die gewählte Position stellt sicher, dass die FREEDAM Verbindungen zusätzlich zum Stützenausfall aktiviert werden würden und die Stabilität der MRFs in Anbetracht dieses Szenarios vom Verhalten dieser innovativen Verbindungen abhängig sein wird.

10.2.1.1 Voruntersuchung

Obwohl numerische Untersuchungen eine der am meisten verbreiteten Methoden zur Beurteilung der Widerstandsfähigkeit von Strukturen in einem Stützenausfall Szenario ist, könnte ihre Anwendung einen mühsamen Modellierungsprozess und einen enormen Rechenaufwand implizieren.

In Anbetracht der großen Anzahl von numerischen Modellen, die zur Analyse des Stützenausfalls in all diesen Strukturen zu erstellen sind, wurde eine Voruntersuchung durchgeführt, um die kritischen Strukturen zu ermitteln, bei denen der Verlust einer Stütze zur Entwicklung eines plastischen Mechanismus und einer weiteren Aktivierung von Ketten- und Membraneffekten führen würde. Das Ziel dieser Voruntersuchung ist zu ermitteln, ob die Struktur die Einwirkung mit begrenzten plastischen Verformungen übersteht, oder ob ein globaler plastischer Mechanismus entsteht. Sollte ein MRF in den ersten Fall fallen, ist die zu ziehende Konsequenz, dass die Struktur robust genug ist um die Einwirkung zu überstehen ohne die Notwendigkeit weiterer numerischer Untersuchungen. Umgekehrt, wenn ein globaler plastischer Mechanismus wahrscheinlich ist, wird eine numerische Pushdown-Analyse durchgeführt, um festzustellen, ob die Struktur ein ausreichendes Maß an Robustheit aufweist, um den Stützenausfall zu überstehen. Das Prinzip dieser Voruntersuchung ist in Abbildung 10.6 dargestellt, wobei *P* für die vertikal angesetzte Kraft steht (die den Effekt des Stützenausfalls simuliert) entsprechend der Entwicklung des plastischen Mechanismus im direkt betroffenen Teil (engl. *„directly affected part" – DAP*) des Rahmens.

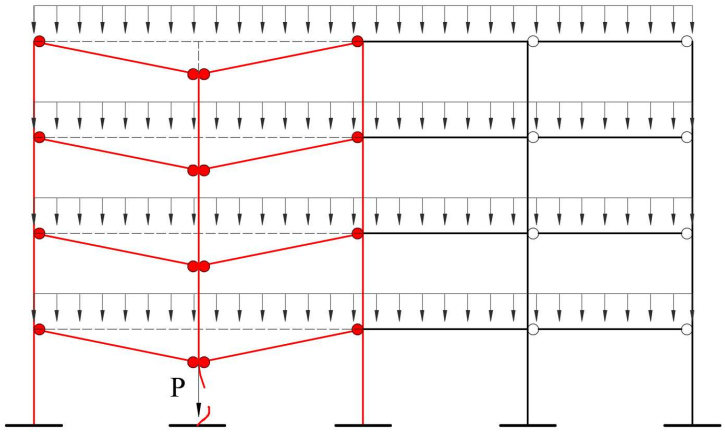


Abbildung 10.6 – Untersuchung des plastischen Mechanismus in einem biegesteifen Außenrahmen

Wenn *P* niedriger ist als die Normalkraft der ausfallenden Stütze (N_{normal}), geschätzt unter Berücksichtigung der außergewöhnlichen Lastkombination, wird eine numerische Untersuchung des Stützenausfall-Szenarios durchgeführt, um die post-plastische Antwort der Struktur zu

untersuchen und so die strukturelle Robustheit einschätzen zu können. Eine Übersicht der vorläufigen Prognosen ist in Tabelle 10.2 für die MRFs ausgestattet mit traditionellen volltragfähigen Anschlüssen, und in Tabelle 10.3 für die MRFs ausgestattet mit FREEDAM Vorrichtungen dargestellt.

Biegesteife Rahmen (MRFs) mit traditionellen volltragfähigen Anschlüssen

Die MRFs mit traditionellen volltragfähigen Anschlüssen wurden bemessen, um der Erdbebeneinwirkung gemäß der Kapazitätsbemessung standzuhalten. Das Prinzip „*starke Stützen - schwache Träger*“ impliziert daher, dass sich plastische Gelenke an den Enden der Träger (die die dissipativen Zonen sind) bilden, also ohne plastische Verformungen in den Verbindungen. Die vorläufige Prognose basiert also auf der plastischen Kapazität der Träger. Die Ergebnisse der Voruntersuchung zeigen für das betrachtete Stützenausfall Szenario, dass das Auftreten eines voll plastischen Mechanismus bei einem von zehn mit traditionellen volltragfähigen Anschlüssen (für ein P/N_{normal} Verhältnis von 0.97) ausgelegten MRFs wahrscheinlich ist. Dementsprechend wurde eine numerische Simulation an einem 4-stöckigen MRF, gemäß EC8 als DC1 Struktur ausgelegt, durchgeführt. Trotz eines P/N_{normal} Verhältnisses größer 1 für alle 8-stöckigen MRFs, die gemäß der Theory of Plastic Mechanism Control (TPMC) bemessen wurden, wurde auch eine numerische Untersuchung des vorgeschlagenen Stützenausfall Szenarios an einem 8-stöckigen DC2 MRF mit dem niedrigsten P/N_{normal} Verhältnis durchgeführt, um die vorläufige Prognose für mittelhohe Rahmen zu validieren.

Tabelle 10.2: Ergebnisse der Voruntersuchung für die MRFs mit traditionell gevouteten Verbindungen

Kennzeichnung der Struktur	Höhe	Duktilitätsklasse	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_MRFs_EC8	Niedrige Höhe	DC1	484	471	0.97
4 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	484	863	1.78
4 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	484	761	1.57
4 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	484	595	1.23
4 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	484	678	1.40
8 St_DC1_MRFs_EC8	Mittlere Höhe	DC1	977	1560	1.60
8 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	977	2475	2.53
8 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	977	2017	2.06
8 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	977	1053	1.08
8 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	977	1356	1.39

Biegesteife Rahmen (MRFs) mit FREEDAM Verbindungen

Die dissipativen Zonen in den mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs sind auf die Träger-Stützen-Verbindungen konzentriert. Um jeglichen Schaden an den durch die FREEDAM Verbindungen angeschlossenen Bauteilen zu vermeiden, wurde der Biegemomentenwiderstand der FREEDAM Verbindung angepasst, sodass er so nah wie möglich am Bemessungsmoment $M_{f,Ed}$ am Stützenflansch für die Erdbebenlastkombination liegt. Dies wurde durch Kalibrierung der Vorspannkraft P_f in den hochfesten Schrauben erreicht, die zur Vorspannung der Stahlplatten und der Reibbeläge der dissipativen Vorrichtungen verwendet wurden. Daher wurde innerhalb

dieser Voruntersuchung angenommen, dass das Widerstandsmoment der Verbindungen dem Gleiten in den Reibungsdämpfer entspricht. Angesichts dessen, entspricht der Wert der vertikalen Kraft *P* für die mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs der Entwicklung eines Gleitmechanismus, der erreicht wird, wenn die Träger-Stützen-Verbindungen in die Gleitphase hineinkommen. Folglich ist es angemessen anzunehmen, dass eine Struktur widerstandsfähig gegenüber dem betrachteten Szenario ist, wenn sie den Stützenausfall übersteht, ohne den Gleitwiderstand der FREEDAM Vorrichtungen zu übersteigen. Die in Tabelle 10.3 berichteten Voruntersuchungen zeigen, dass für die meisten mit der innovativen FREEDAM Verbindungen ausgestatteten MRFs der Gleitmechanismus erreicht wird, bevor die Stütze vollständig entfernt wird. Dementsprechend wurden für diese Rahmen numerische Untersuchungen für das post-Gleitverhalten der Vorrichtungen durchgeführt, um ihre Robustheit zu beurteilen.

Tabelle 10.3: Ergebnisse der Voruntersuchung für biegesteife Rahmen (MRFs) mit FREEDAM Verbindungen

Kennzeichnung der Struktur	Höhe	Duktilitätsklasse	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_MRFs_EC8	Niedrige Höhe	DC1	484	329	0.68
4 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	484	395	0.82
4 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	484	349	0.72
4 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	484	318	0.66
4 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	484	318	0.66
8 St_DC1_MRFs_EC8	Mittlere Höhe	DC1	977	926	0.95
8 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	977	1254	1.28
8 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	977	1324	1.35
8 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	977	750	0.77
8 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	977	1149	1.18

10.2.1.2 Numerische Untersuchungen

Das Stützenausfall Szenario in den außenliegenden MRFs wurde unter Verwendung der selbst entwickelten Finite Elemente Software FINELG [5], die an der Universität von Liège in Zusammenarbeit mit Ingenieurbüro Greisch entwickelt wurde, numerisch simuliert. Die Software erlaubt es, verschiedene Arten von Analysen durchzuführen (d.h. elastisch, nichtlinear statisch / dynamisch) und gleichzeitig komplexe Probleme zu lösen, einschließlich geometrischer und materieller Nichtlinearitäten.

Die numerischen Modelle der MRFs wurden in einer dreidimensionalen numerischen Umgebung unter Verwendung klassischer 3D Trägerelemente erstellt. Die Eigenschaften des S355 Stahls wurden durch ein nichtlineares Materialgesetz mit einem Fließplateau und einer plastischen Verfestigung wie in Abbildung 10.7 dargestellt und in Übereinstimmung mit dem neuen Entwurf von EN 1993-1-14 [6] implementiert.

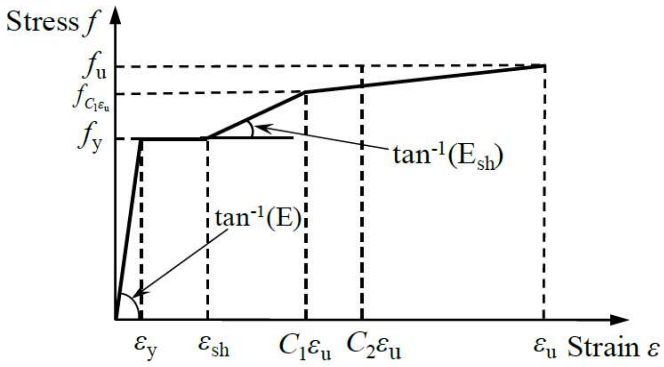


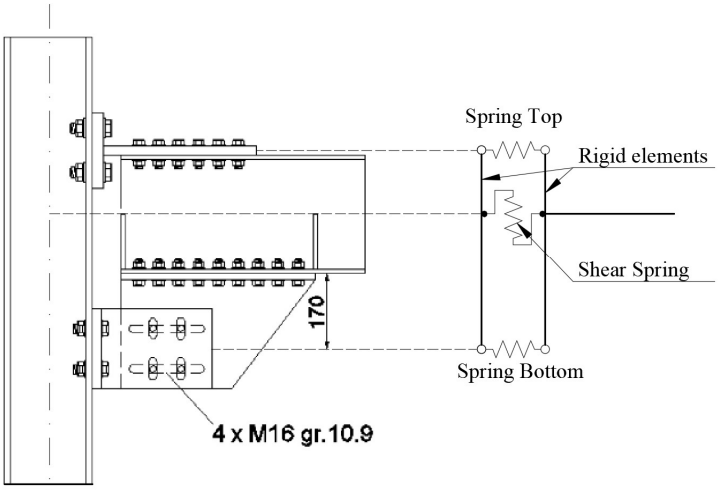
Abbildung 10.7 – Materialgesetz (Spannungs-Dehnungs Kurve) [6]

Anders als die mit traditionellen volltragfähigen Verbindungen bemessenen MRFs, erforderten die mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs besondere Aufmerksamkeit bei der Modellierung des tatsächlichen Verhaltens der Verbindung. Dies ist aufgrund der fortschreitenden Aktivierung der Basiskomponenten während der Lasteinleitung stark nichtlinear. Außerdem ist die Verwendung einer Rotationsfeder, die das Verhalten der Verbindung wiedergibt, schlichtweg unangemessen in Anwendungen, in denen die M-N Interaktion ein Hauptmerkmal ist, was im Stützenausfall Szenario der Fall ist. Tatsächlich ist zu erwarten, dass ein Rahmen, bei dem eine seiner Stützen ausfällt, in einen Bereich großer Verformungen eintritt, was bedeutet, dass die Verbindungen an den Enden der Träger direkt über der ausgefallenen Stütze, die zunächst Biegemomenten ausgesetzt sind, allmählich einer vorherrschenden Axialkraft mit der Entwicklung von Kettenreaktionen ausgesetzt werden. Die Lösung zur Berücksichtigung der M-N-Interaktion in den Verbindungen ist, letztere durch ein mehrschichtiges Federmodell, abgeleitet von der zuvor in EN 1993-1-8 [7] festgelegten Komponenten Methode, zu charakterisieren. Ein komplexes Modell mit mehreren Schichten von Translationsfedern stellt jedoch eine große Herausforderung für die Modellierung dar, wenn es in Rahmenuntersuchungen eingesetzt wird. Um diesen Nachteil zu überwinden, wurde ein vereinfachtes „Zwei-Feder“ Modell entwickelt und anhand experimenteller Daten in [8] validiert. Die FREEDAM Verbindungen wurden in den numerischen Modellen durch ein System aus zwei Translationsfedern mit mechanischen Eigenschaften, die nach der Komponentenmethode definiert wurden, realisiert. Eine grafische Darstellung des „Zwei-Feder“ Modells für die in den MRFs verwendeten D1 FREEDAM Vorrichtungen ist in Abbildung 10.8a abgebildet, wobei die obere Feder „*Spring Top*“ und die untere Feder „*Spring Bottom*“ gleichwertige Translationsfedern sind, die das Zusammenspiel grundlegender aktiver Komponenten in der Verbindung simulieren. Die vertikale Feder „*Shear Spring*“ wird eingeführt, um die Übertragung der Scherkraft an den Enden des Trägers sicherzustellen.

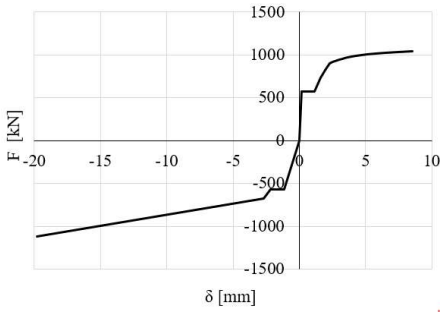
Wie zuvor erwähnt, werden die mechanischen Eigenschaften der zwei Federn basierend auf der Komponentenmethode geschätzt und durch nichtlineare F-δ Kurven in das FE Modell implementiert, wie in Abbildung 10.8b-c für einen typischen Fall der D1-Vorrichtung dargestellt.

Der quasi-statische Stützenausfall im Außenrahmen wurde durch mehrere Belastungssequenzen simuliert, wie in Abbildung 10.9 dargestellt. Zuerst wurde die ausfallende Stütze fiktiv entfernt, indem sie (ihre Anwesenheit) durch eine vertikale Kraft N_{normal}, welche die Reaktion in der ausfallenden Stütze in der außergewöhnlichen Bemessungssituation ersetzt, simuliert wurde.

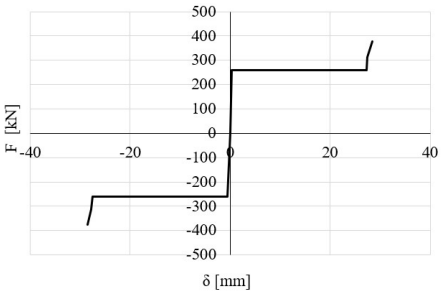
Zusätzlich wurde eine nichtlineare Analyse durch Aufbringen einer abwärtsgerichteten inkrementellen Last λN_{normal} bis zum Erreichen des Versagens des Rahmens durchgeführt. Durch die Erfassung der vertikalen Verformungen in Bezug auf die aufgebrachten abwärtsgerichteten inkrementellen Kräfte, wird die gesamte nichtlineare Antwort des Rahmens bis zu seinem Versagen durch eine Kraft-Verformungskurve (F-$\delta_{vertical}$) beschrieben. Der untersuchte Rahmen kann als stabil angenommen werden, wenn vor dem Rahmenversagen ein Lastfaktor λ gleich 1 erreicht werden kann.



a) An D1 FREEDAM Vorrichtung angepasstes Federmodell



b) Typische F-δ Kurve "Spring Top"



c) Typische F-δ Kurve "Spring Bottom"

Abbildung 10.8 – Zwei-Feder Modell zur Simulation der FREEDAM Verbindungen

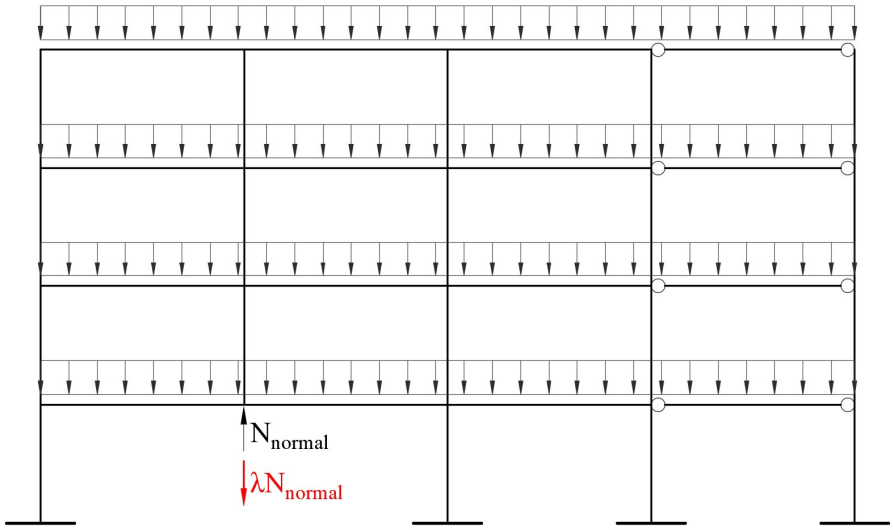


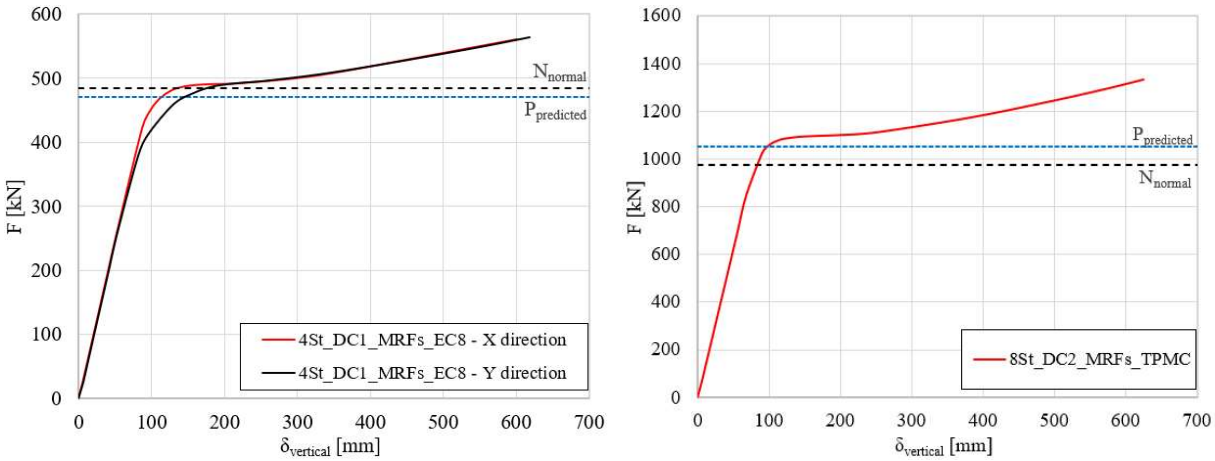
Abbildung 10.9 – Lastbild bei Stützenausfall

10.2.1.3 Ergebnisse

Biegesteife Rahmen (MRFs) mit traditionellen volltragfähigen Anschlüssen

Um die ursprüngliche Annahme zu bestätigen, dass die Rahmen in X- und Y-Richtung ähnlich reagieren, wurde das Stützenausfall Szenario für die Außenrahmen in beide Richtungen für die vierstöckigen MRFs, bemessen nach EC8 als DC1 Struktur, simuliert. Die in Abbildung 10.10a dargestellten F-$\delta_{vertical}$ Kurven zeigen, dass die Rahmen trotz der Unterschiede in der Lastverteilung der Außenrahmen eine ähnliche Reaktion aufweisen. Obwohl der plastische Mechanismus für geringfügig kleinere Werte für P im Rahmen in Y-Richtung auftritt, gibt es keine Unterschiede in der post-plastischen Reaktion der beiden Rahmen, beide sind robust genug, um den Stützenausfall zu überstehen. Daher ist es sinnvoll, mit numerischen Simulationen für MRFs in nur einer Richtung fortzufahren. Im Folgenden wird die Reaktion der Rahmen in X-Richtung im Detail behandelt.

Abbildung 10.10 zeigt, dass die Annahme für den Wert von $P_{predicted}$ durch die Voruntersuchungen (s. Tabelle 10.2) sehr nah an der numerischen Prognose für beide untersuchten Rahmen liegt, was die durchgeführte Voruntersuchung bestätigt. Beide vierstöckigen und achtstöckigen MRFs mit traditionell gevouteten Verbindungen sind stabil genug, um dem Stützenausfall standzuhalten. Allerdings entwickelt sich ein plastischer Mechanismus in den Trägern oberhalb der ausgefallenen Stütze für Werte der abwärtsgerichteten Kraft vergleichbar mit N_{normal}. Allerdings weisen die beiden oben analysierten MRFs eine signifikante post-plastische Reserve auf, das Versagen des Rahmens tritt auf, wenn die Grenzfestigkeit in den plastischen Gelenken, die sich an den Enden der Träger entwickelt haben, erreicht wird, wie in Abbildung 10.11 dargestellt.



a) 4St_DC1_MRFs_EC8 *b) 8St_DC2_MRFs_TPMC*

Abbildung 10.10 – Pushdown Analyse – Rahmen mit traditionellen Verbindungen

Basierend auf der guten Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Voruntersuchung und den oben berichteten numerischen Prognosen, kann gefolgert werden, dass the MRFs mit traditionell gevouteten Verbindungen, für die keine numerischen Simulationen durchgeführt wurden, bis zum Stützenausfall im elastischen Bereich bleiben. Diese Vermutung ist begründet durch die Werte des P/N_{normal} Verhältnisses, die in der Voruntersuchung prognostiziert wurden, die deutlich höher als 1 sind.

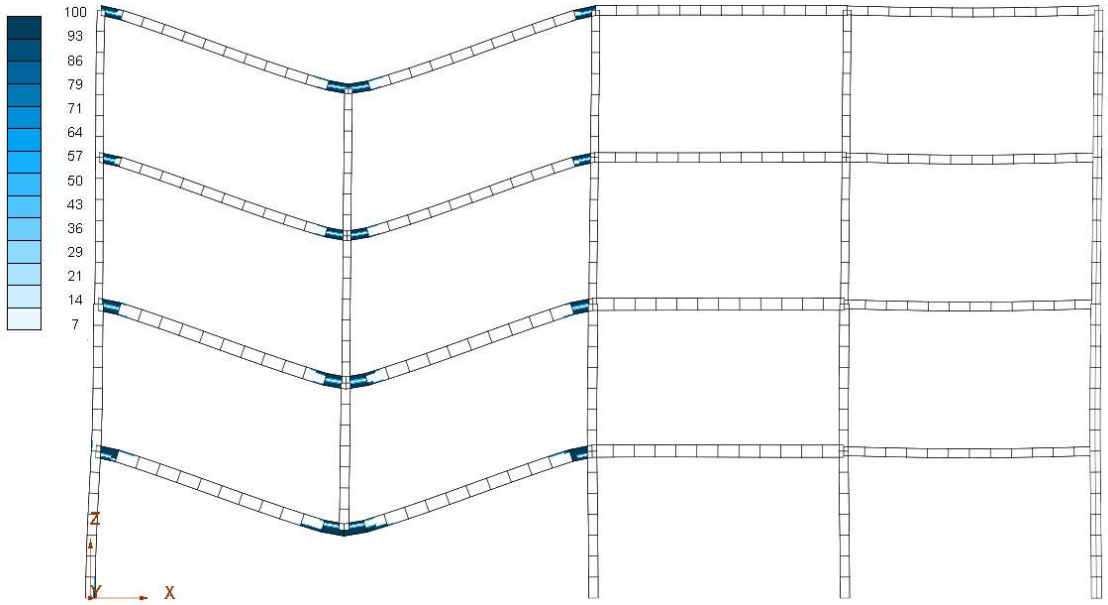


Abbildung 10.11 – Ausgebildete Fließzonen (in blau) an den Trägerenden im DAP in einem 4-stöckigen MRF

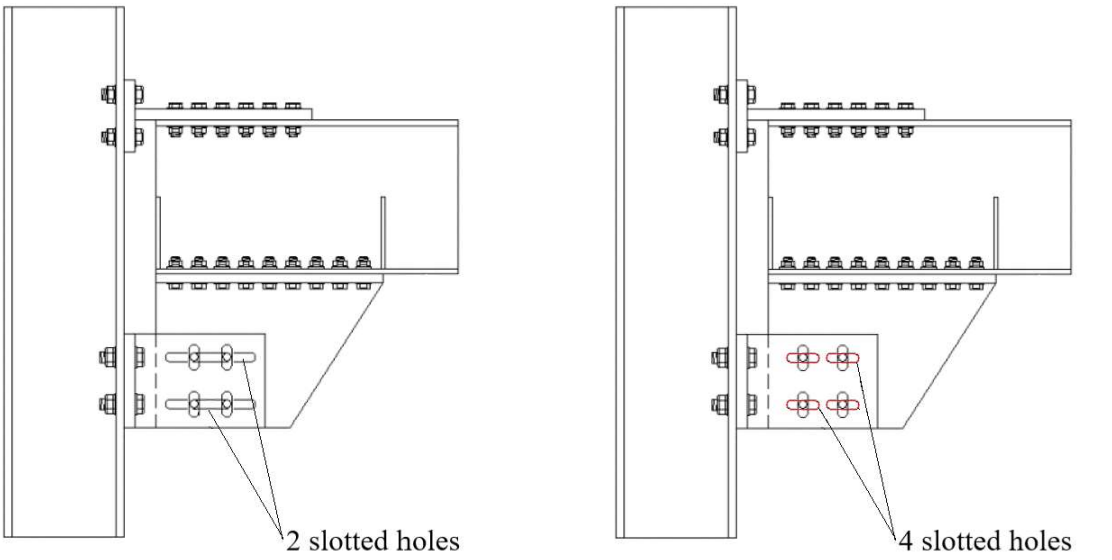
Biegesteife Rahmen (MRFs) mit FREEDAM Verbindungen

Die Besonderheit der numerischen Modelle der MRFs mit FREEDAM Vorrichtungen war die Realisierung des zuvor gezeigten „*Zwei-Feder*“ Modells. Durch die Erdbebenauslegung in Kapitel 8 wurde der Gleitwiderstand der Verbindungen unter Berücksichtigung des Bemessungs-biegemomentes an der Stützenstirnseite in der Erdbebenlastkombination kalibriert. Dies führte zu einer Auslegungslösung, welche die Variation der Gleitwiderstände von einem Stockwerk zum nächsten beinhaltet. Dieser Aspekt wurde ausdrücklich im FE Modell berücksichtigt, indem die mechanischen Eigenschaften des „*Zwei-Feder*“ Modells in Übereinstimmung mit der seismischen Bemessungslösung angepasst wurden.

Die kontinuierlichen Linien der Graphen in Abbildung 10.13 zeigen die Reaktion der vierstöckigen mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs auf den Stützenausfall. Es ist leicht zu erkennen, dass alle hier untersuchten MRFs nicht stabil genug sind, um den angenommene Stützenausfall zu überstehen, da die kontinuierlichen Linien enden, bevor der Wert von N_{normal} erreicht wird. Es ist erwähnenswert, dass die ursprüngliche Positionierung der dissipativen Vorrichtung, die für Erdbebenlasten empfohlen wurde, zu sprödem Versagen der Verbindungen führt, kurz nachdem der Dämpfer-Hub erreicht ist (d.h. am Ende der Gleitphase). Das spröde Versagen wird durch die Tatsache verursacht, dass am Ende der Gleitphase nur zwei M16 Schrauben in Kontakt mit den Enden der Löcher sind, da die Langlöcher so angeordnet sind, dass sie implizit zum Widerstand gegen die Scherbeanspruchung verpflichtet werden. Der Scherwiderstand der beiden M16 Schrauben ist erheblich geringer als die plastischen Widerstände der plattierten Teile der Vorrichtung. Daher hängt das Versagen der Verbindungen vom Scherversagen der Schrauben ab, was die Duktilität im post-Gleitverhalten der FREEDAM Anschlüssen drastisch verringert.

Um dieses Defizit zu überwinden, musste die ursprüngliche Anordnung der Reibvorrichtungen (Abbildung 10.12a) angepasst und optimiert werden. Eine komfortable Lösung, die keine weiteren Kosten beinhaltet, ist das lange Schlitzloch, vorgesehen für zwei M16 Schrauben (für

D1 Vorrichtung), durch zwei kürzere Schlitzlöcher für jede Schraube zu ersetzen (Abbildung 10.12b). Diese einfache Gegenmaßnahme verändert den Gleitwiderstand der Verbindung nicht, während sie das Verhalten nach dem Rutschen verbessert, indem sie vier Schrauben einsetzt, um der Schubwirkung zu widerstehen, wenn die Enden der Langlöcher am Ende der Gleitphase erreicht werden.



a) Ursprüngliche Konfiguration mit 2 Langlöchern

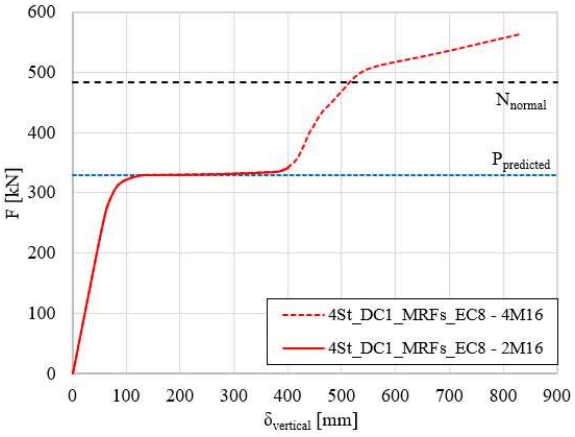
b) Vorgeschlagene verbesserte Konfiguration

Abbildung 10.12 – FREEDAM Verbindungs-Konfiguration

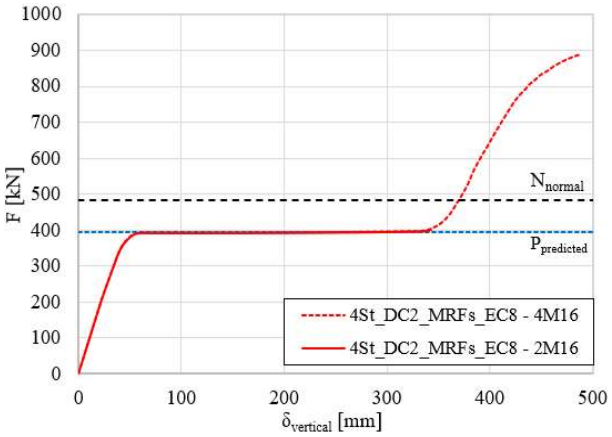
Das Verhalten der mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten MRFs einschließich dieser geringfügigen Anpassung wird in Abbildung 10.13 durch die gestrichelten roten Linien dargestellt. Die Robustheit der MRFs wird enorm verbessert, wenn man die Ergebnisse unter Berücksichtigung der beiden Konfigurationen der Vorrichtung (mit 2M16 und 4M16 unter Scherbeanspruchung nach dem Gleiten) vergleicht.

An dem vierstöckigen Rahmen, ausgelegt nach EC8 als DC1 Struktur (Abbildung 10.13a), ist das Versagen auf die übermäßigen plastischen Verformungen, die sich in den Trägern des ersten Stockwerks entwickeln, zurückzuführen. Die Bildung von plastischen Gelenken in den Trägern in der Nähe der FREEDAM Verbindungen ist auf den relativ geringen plastischen Widerstand der Träger im Vergleich zu dem plastischen Widerstand der Verbindungen nach dem Gleiten zurückzuführen. Bei den anderen MRFs tritt das Versagen als Ergebnis des Versagens der Verbindungen auf, die (immernoch) wegen Schraubenversagen auf Schub versagen, obwohl sich in besonderen Fällen auch einige plastische Verformungen in den Trägern entwickeln.

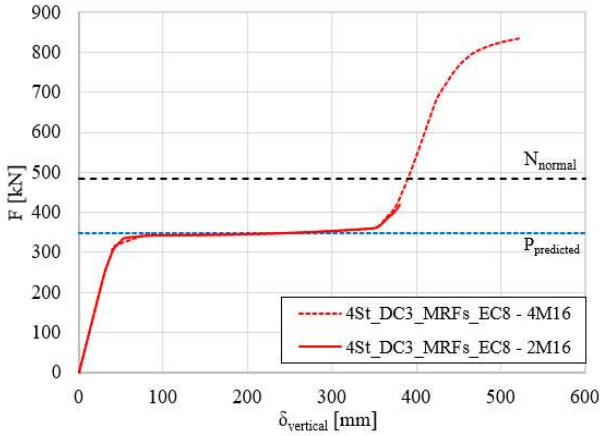
Die gleichen Beobachtungen können für die Antwort der achtstöckigen MRFs gemacht werden, dargestellt in Abbildung 10.14. Die zwei durch die Voruntersuchung identifizierten “kritischen” Rahmen sind nicht robust genug, um dem Stützenausfall mit der ursprünglichen Konfiguration der FREEDAM Vorrichtung standzuhalten. Andererseits wird die Robustheit der MRFs mit der vorgeschlagenen Konfiguration, bei der vier M16 Schrauben nach der Gleitphase auf Scherung aktiviert werden, erheblich verbessert. Das Versagen des Rahmens erfolgt erneut nach dem Scherversagen der Schrauben, wobei auch in den Trägern ein erhebliches Fließverhalten auftritt.



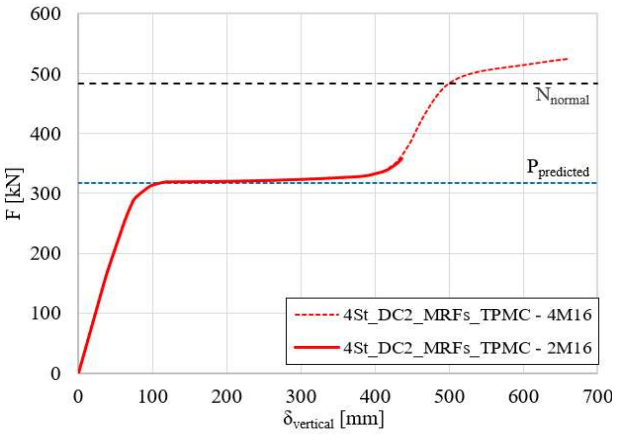
a) 4St_DC1_MRFs_EC8



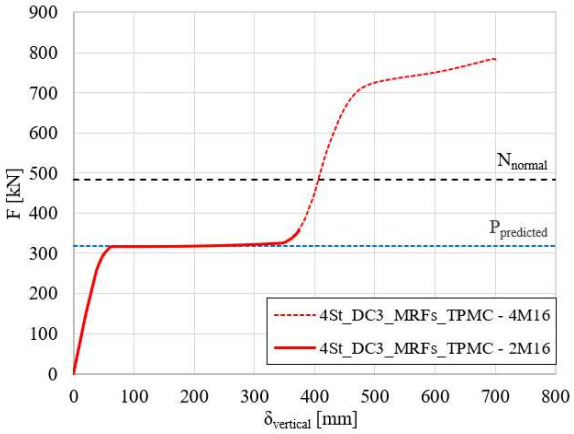
b) 4St_DC2_MRFs_EC8



c) 4St_DC3_MRFs_EC8

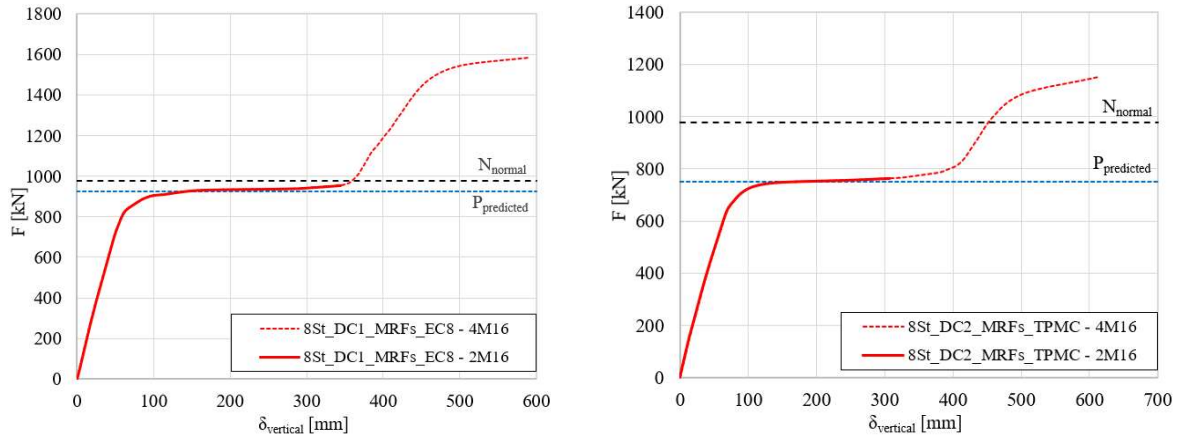


d) 4St_DC2_MRFs_TPMC



e) 4St_DC3_MRFs_TPMC

Abbildung 10.13 – Pushdown Analyse – 4-stöckige Rahmen mit FREEDAM Verbindungen



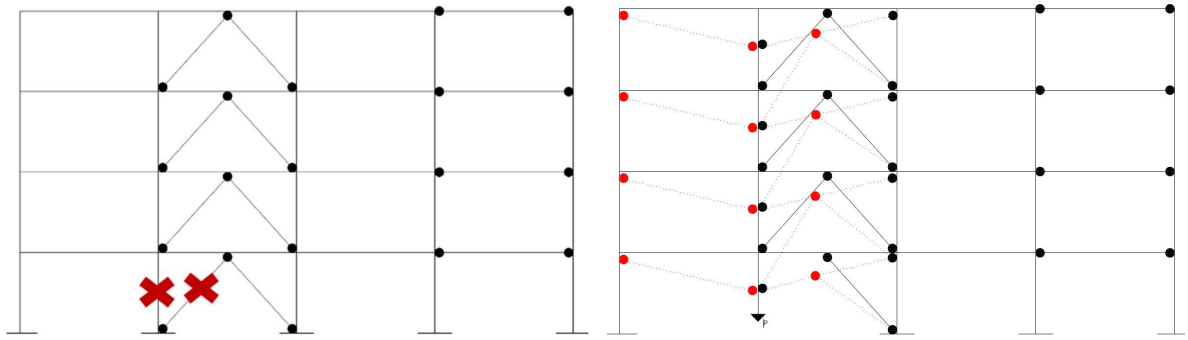
a) 4St_DC1_MRFs_EC8 *b) 8St_DC2_MRFs_TPMC*

Abbildung 10.14 – Pushdown Analyse – 8-stöckige Rahmen mit FREEDAM Verbindungen

10.2.2 *Duale konzentrisch verstrebte Rahmen (D-CBFs)*

10.2.2.1 Voruntersuchungen

Für die duale konzentrisch verstrebte Rahmen (D-CBF) ist das untersuchte Szenario der Ausfall der zweiten Erdgeschossstütze und der angrenzenden Diagonalstrebe (Abbildung 10.15a). Wie bei den MRFs wurden Voranalysen durchgeführt, bei denen die axiale vertikale Kraft, die von den vertikalen Lasten in der ausfallenden Stütze (N_{normal}) ausgeht, mit der vertikalen Kraft verglichen wurde, die durch einen plastischen Mechanismus mobilisiert wird, der sich über den ausfallenden Bauteilen entwickelt (P in Abbildung 10.15b). Für die Fälle, in denen $P > N_{normal}$, entwickelt sich kein plastischer Mechanismus, der zu Stützenausfällen führt, und die Struktur ist stabil. Wenn hingegen $P < N_{normal}$, kommt es zur Entwicklung eines plastischen Mechanismus, der zum Ausfall der Stütze führt. Diese letzten Fälle wurden ausgewählt, um in SAP2000 weiter analysiert zu werden. Es ist erwähnenswert, dass für die Berechnung von P die plastischen Gelenke in Diagonalstreben und an den Trägerenden für die Rahmen mit gevouteten Verbindungen angenommen wurden, während für die Rahmen mit FREEDAM Anschlüssen die plastischen Gelenke an den FREEDAM Verbindungen berücksichtigt wurden, sowohl an den Träger-Stützen-Verbindungen als auch an den FREEDAM Diagonalstreben-Verbindungen.



a) Positionen der entfernten Stütze und Diagonalstrebe *b) Plastischer Mechanismus für D-CBF Rahmen*

Abbildung 10.15 – CBF Robustheits-Analyse

Aus dieser Analyse wurden 4 Rahmen mit Voutenverbindungen und 8 Rahmen mit FREEDAM Verbindungen für die Robustheitsanalyse ausgewählt (Tabelle 10.4 und Tabelle 10.5).

Tabelle 10.4: Ergebnisse der Voruntersuchung für D-CBF mit traditionellen Verbindungen

Kennzeichnung der Struktur	Höhe	Duktilitätsklasse	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Niedrige Höhe	DC1	473	2167	4.59
4 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	473	1553	3.29
4 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	473	1692	3.58
4 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	473	872	1.84
4 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	473	1309	2.77
8 St_DC1_D-CBFs_EC8	Mittlere Höhe	DC1	971	3444	3.55
8 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	971	3337	3.44
8 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	971	4329	4.46
8 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	971	1426	1.47
8 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	971	1900	1.96

Tabelle 10.5: Ergebnisse der Voruntersuchung für D-CBF mit FREEDAM Verbindungen

Kennzeichnung der Struktur	Höhe	Duktilitätsklasse	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Niedrige Höhe	DC1	473	982	2.17
4 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	473	522	1.20
4 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	473	770	1.72
4 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	473	376	0.88
4 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	473	385	0.79
8 St_DC1_D-CBFs_EC8	Mittlere Höhe	DC1	971	1124	2.62
8 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	971	1004	2.35
8 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	971	1035	2.01
8 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	971	854	0.92
8 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	971	1000	1.03

10.2.2.2 Modellierung des Verbindungsbereichs

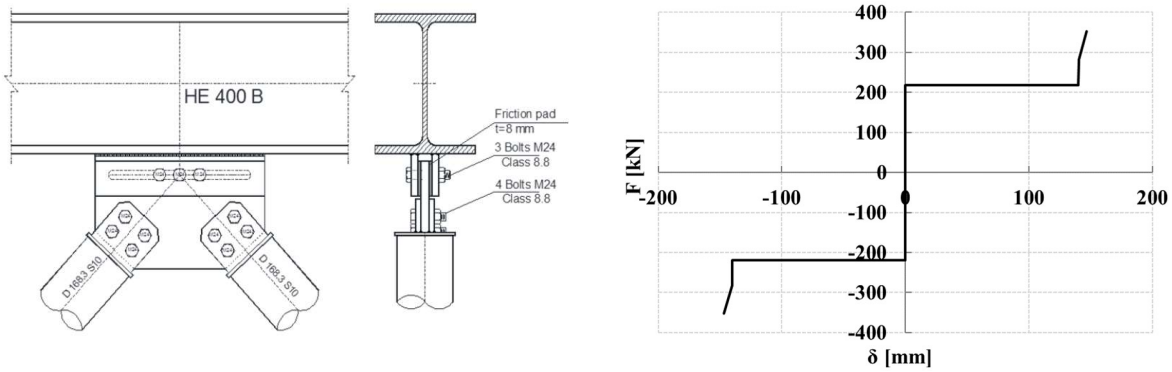
Wie zuvor gezeigt, sind Verbindungen Schlüssel-Elemente, die die globale Robustheit von Stahlkonstruktionen stark beeinflussen. Daher sollte bei der Robustheitsanalyse das Verhalten der Verbindungen korrekt modelliert werden, außer in den Fällen, in denen die Verbindungen als starr und volltragfähig angesehen werden.

Für die untersuchten Fälle wurde ein Federmodell verwendet, um die FREEDAM Träger-Stützen Verbindungen zu modellieren. Insbesondere wurde ein durch starre Elemente verbundenes Zwei-Feder-Modell, das den Abstand zwischen der Achse des Trägerflansches auf Zug und dem Druckzentrum, d.h. den Hebelarm *z* nach der vereinfachten Komponentenmethode der EN 1993-1-8 [7] berücksichtigt, verwendet, wie in Abbildung 10.8a dargestellt und zuvor für die MRFs durchgeführt. Die Kraft-Verformungseigenschaften der Federn berücksichtigen sowohl das Gleit- als auch das post-Gleitverhalten der gesamten FREEDAM Verbindung [9] (Abbildung 10.8b-c). Was den Gleitwiderstand betrifft, so wurde dieser Wert für jeden Rahmen und jedes

Stockwerk entsprechend den zuvor in der seismischen Analyse berücksichtigten Werten angepasst.

Es ist erwähnenswert, dass zwei verschiedene Konfigurationen der Langlöcher der Reibungsvorrichtungen erwogen wurden, und zwar die in Abbildung 10.8 dargestellte Konfiguration, d.h., die langen Schlitzlöcher mit zwei Schrauben in jedem Loch und eine zweite Konfiguration unter Annahme vier kleinerer Schlitzlöcher, wie bei den MRFs. Wie oben im Abschnitt Ergebnisse berichtet, ändert diese zweite Konfiguration signifikant die Robustheit der Rahmen, wie auch für die MRFs beobachtet.

Zusätzlich wurden für den Sonderfall der CBF-Rahmen auch die FREEDAM-Schubverbindungen im Kreuzungsbereich der Verbände mit einer Scherfeder modelliert (Abbildung 10.16).



a) Verbindung - allgemeine Zeichnung *b) Scherverhalten*

Abbildung 10.16 – Verbindungen für Verbände

10.2.2.3 Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die wichtigsten Ergebnisse der Stützenausfall-Analyse in duale CBF Rahmen berichtet. Eine erste Robustheitsanalyse wurde durchgeführt, um zu untersuchen, ob die verschiedenen Belastungsschemata in X- und Y-Richtung des Gebäudes in einem signifikanten Unterschied in der Antwort der Rahmen auswirken könnten. Für diese Untersuchung wurde ein Rahmen mit traditionellen Verbindungen verwendet. Die Kraft im Verhältnis zur vertikalen Verformung dieser Struktur, wenn das Belastungsschema in X- oder Y-Richtung angewendet wird, ist in Abbildung 10.17 zu sehen. Wie beobachtet, ist die Robustheitsantwort ziemlich ähnlich, die kleineren Unterschiede der Kurven hängen damit zusammen, dass die Träger zuerst in der Y-Richtung zu fließen beginnen, weil die Kräfte, die auf die Träger wirken, im Vergleich zu den Kräften, die bei gleicher Verformung in X-Richtung auf die Träger wirken, größer sind. Für die Rahmen mit FREEDAM Verbindungen wurde dieses Verhalten ebenfalls beobachtet. Auf diese Weise wurde entschieden, dass die Durchführung der Analysen in X-Richtung ausreichend war, um die Robustheit der Rahmen zu verstehen.

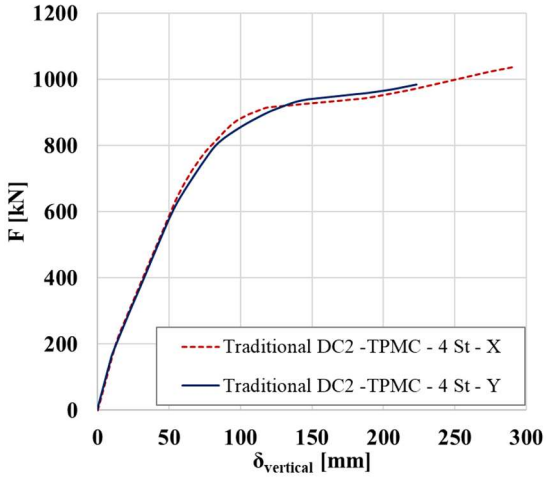


Abbildung 10.17 – Pushdown Analyse – Einfluss des Belastungsschemas

In den folgenden Graphen (Abbildung 10.18 und Abbildung 10.19) wird die Kraft im Verhältnis zur vertikalen Verformung für jeden untersuchten Fall unter Berücksichtigung der ursprünglichen Verbindungskonfiguration, d.h. mit zwei Langlöchern, berichtet. Im Allgemeinen kann festgestellt werden, dass alle Strukturen den Stützenausfall überstehen, d.h., ihr Grenzwiderstand ist höher als die vertikale Kraft in der ausfallenden Stütze (N_{normal}). Zusätzlich scheint die prognostizierte Kraft, die der Bildung eines plastischen Mechanismus in den Strukturen entspricht ($P_{predicted}$), mit den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen übereinzustimmen. Um diesen Kraftwert herum beginnen die Kurven ein plastisches Verhalten zu zeigen, was auf die plastische Verformung der Trägerenden in den Rahmen mit traditionellen Verbindungen und das Erreichen des Reibungswiderstandes in den Rahmen mit den FREEDAM-Verbindungen zurückzuführen ist.

Bei den Rahmen mit traditionellen Verbindungen wurden die Untersuchungen gestoppt, wenn die plastischen Gelenke der Trägerenden und Verstrebungen ihren Grenzwiderstand oder ihre Grenzrotation erreicht hatten oder wenn die plastischen Gelenke in einem Teil der Struktur auftraten, der nicht direkt vom Ausfall der Stützen betroffen war, d.h. der nicht direkt über den ausgefallenen Stützen lag. Beim Vergleich der untersuchten Fälle ist zu beobachten, dass das Verhalten sehr ähnlich ist; der Hauptunterschied ist, dass die Struktur mit 8 Stockwerken eine niedrigere Duktilitätskapazität aufweist, da die plastischen Gelenke in dem nicht direkt betroffenen Teil der Struktur früher aktiviert werden.

Bei den untersuchten Rahmen mit den FREEDAM Verbindungen lassen sich die gleichen Beobachtungen machen. Alle Rahmen zeigen das gleiche Verhalten, wobei kleine Unterschiede von Tragwerk zu Tragwerk durch die Anpassung der Reibungswiderstände sowohl bei den Träger-Stützen-Verbindungen als auch bei den Scherverbindungen entstehen. Vergleicht man den Einfluss der Gebäudehöhe, so lässt sich hier die gleiche Schlussfolgerung wie bei den Rahmen mit traditionellen Verbindungen ziehen, d.h. die Duktilität der Rahmen nimmt mit zunehmender Gebäudehöhe leicht ab, wobei das Versagen der Rahmen dem Erreichen des Scherwiderstands der Schrauben der Reibungsvorrichtungen entspricht.

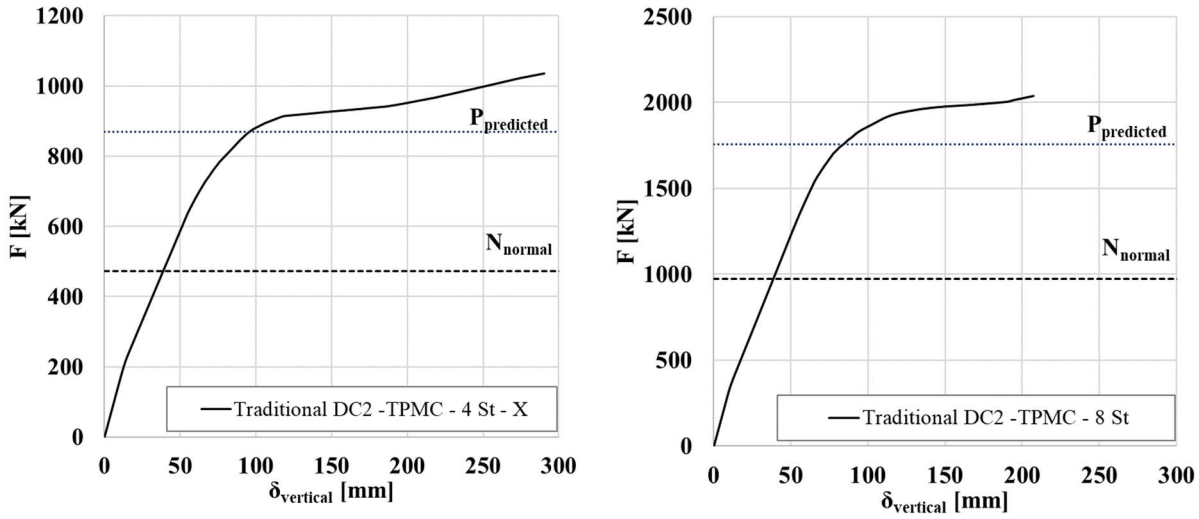


Abbildung 10.18 – Pushdown Analyse – Rahmen mit traditionellen Verbindungen

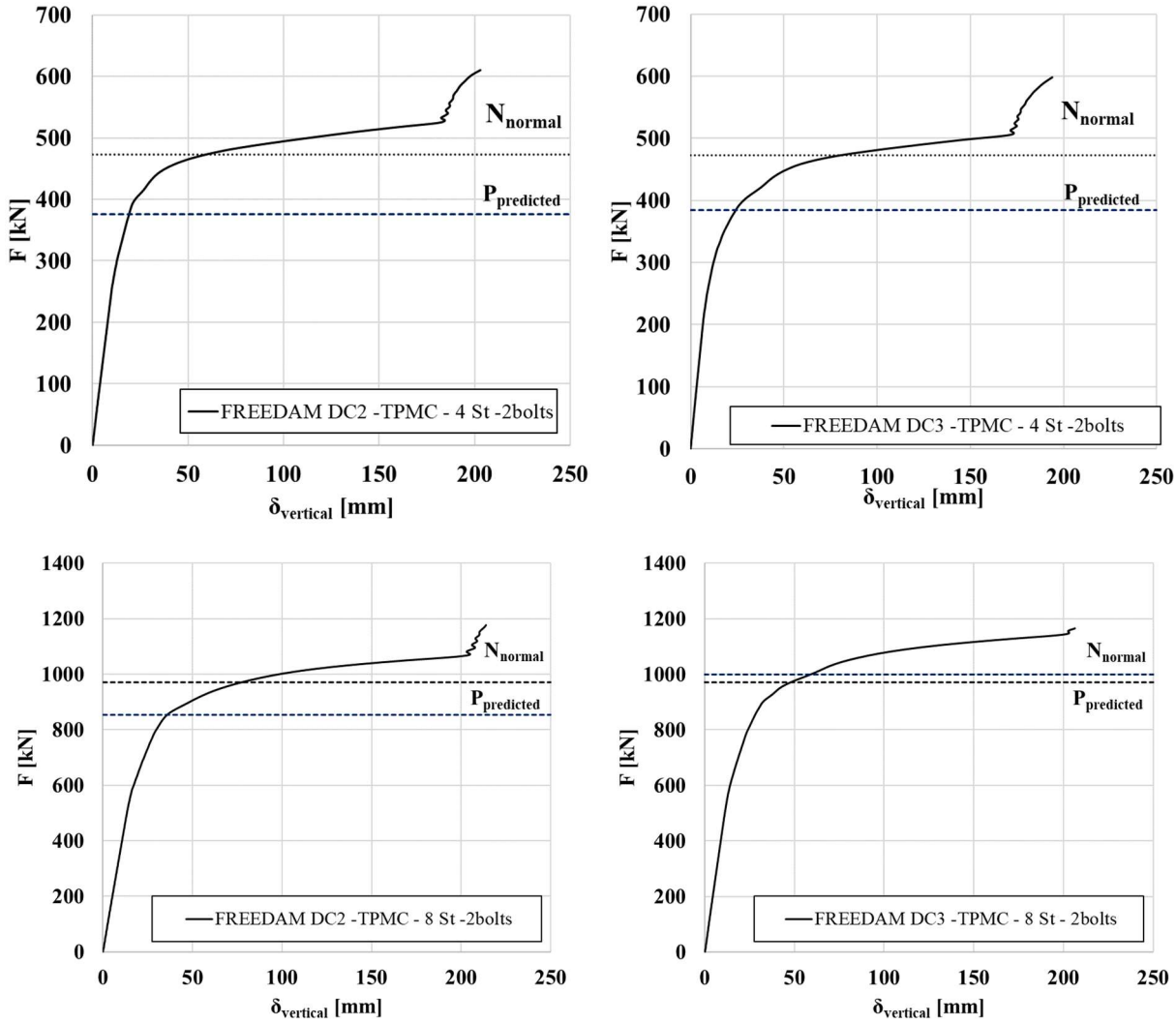
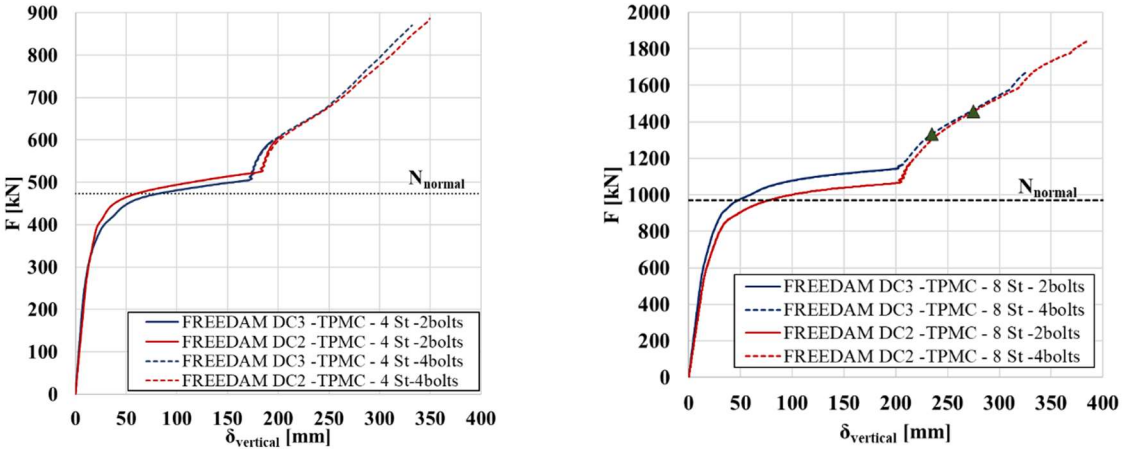


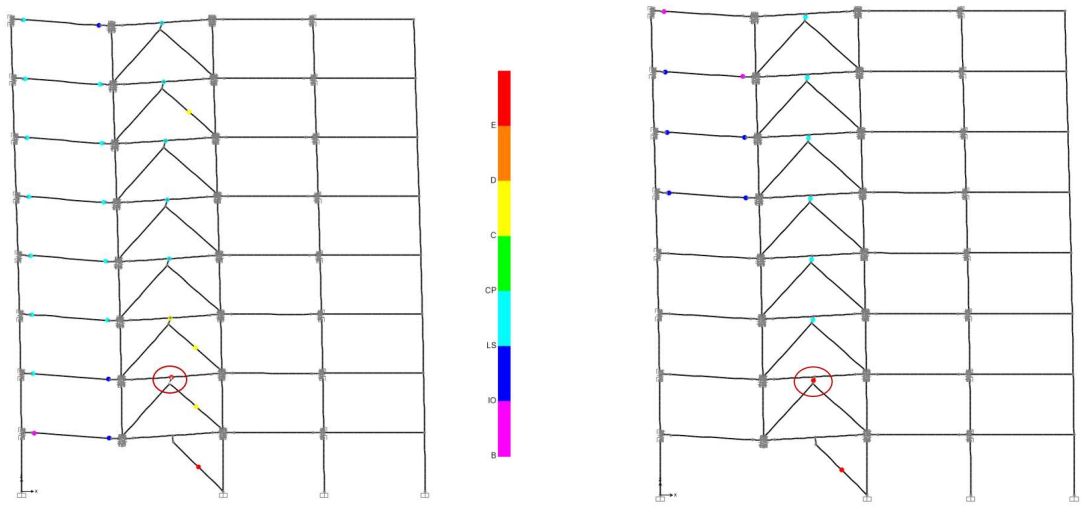
Abbildung 10.19 – Pushdown Analyse – Rahmen mit FREEDAM Verbindungen

Letztendlich zeigen die folgenden Graphen (Abbildung 10.20) den Einfluss der Langloch Konfiguration auf die Robustheit der Rahmen. Es liegt auf der Hand, dass die Verwendung von vier statt zwei Langlöchern die strukturelle Antwort in Bezug auf post-Gleitwiderstand und Duktilität deutlich verbessert, da alle Schrauben des Reibungsdämpfers am Ende der Gleitphase aktiviert werden, anstatt nur zwei. Daher sollte dieser geometrische Parameter beim Entwurf solcher Verbindungen berücksichtigt werden. Bei den untersuchten 8-stöckigen Rahmen mit der empfohlenen Konfiguration für die Langlöcher kommt es im Feld ohne Aussteifungen nach dem Gleiten der Verbindungen zum Fließen der Träger (Dreiecke in Abbildung 10.20). Der Versagensmodus für diese Fälle hängt mit den auf Schub belasteten Schrauben zusammen, auf der Höhe der Verbindung, die sich am Kreuzungspunkt der Verbände des zweiten Stockwerks befindet (Abbildung 10.21). Es ist anzumerken, dass die plastischen Gelenke in den Trägern leicht vermieden werden können, wenn der post-Gleitwiderstand der Verbindungen bei der Bemessung des Trägerquerschnitts berücksichtigt wird.



a) 4-stöckige Rahmen *b) 8-stöckige Rahmen*

Abbildung 10.20 – Einfluss der Langloch Konfiguration



a) DC2 – TPMC – 4bolts *b) DC2 – TPMC – 4bolts*

Abbildung 10.21 – Rahmen mit FREEDAM Verbindungen - plastische Gelenke und Versagen der Verbindungen

10.3 FAZIT

Dieses Kapitel hat sich mit der Bewertung der Robustheit sowohl von biegesteifen Rahmen (MRFs) als auch von duale konzentrisch verstrebten Rahmen (D-CBFs) befasst. Statische Untersuchungen wurden unter Betrachtung der plötzlichen Entfernung eines Bauteils eines Außenrahmens im Erdgeschoss durchgeführt. Im ersten Schritt wurde eine Voruntersuchung mit dem Ziel der Identifizierung der Strukturen durchgeführt, bei denen nach dem Ausfall des Bauteils wahrscheinlich ein plastischer Mechanismus auftritt. In einem zweiten Schritt wurden dann numerische Untersuchungen für die so identifizierten kritischen Strukturen durchgeführt, wobei für jede Typologie sowohl Rahmen mit traditionellen als auch mit FREEDAM Verbindungen und mit 4 oder 8 Geschossen einbezogen wurden. Als Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Robustheit der biegesteifen Rahmen (MRFs) mit traditionellen volltragfähigen Verbindungen, die für den Widerstand gegen seismische Einwirkungen ausgelegt sind, wurde durch nichtlineare statische Analysen für ein Stützenausfallszenario bewertet. Das Ergebnis der numerischen Untersuchungen zeigt, dass alle so bemessenen MRFs ein angemessenes Maß an Robustheit aufweisen, um den Ausfall einer Erdgeschossstütze zu überstehen.
- Die mit FREEDAM Vorrichtungen ausgestatteten ursprünglich vorgeschlagenen MRFs sind nicht ausreichend widerstandsfähig, um das Stützenausfallszenario zu überstehen. Die fehlende Resttragfähigkeit ist auf den spröden Versagensmodus zurückzuführen, der in den Vorrichtungen durch das Schubversagen der Schrauben verursacht wird. In dieser Untersuchung wurde eine praktische und wirtschaftlich effiziente Lösung zur Überwindung dieses Problems gefunden. Die vorgeschlagene geringfügige Änderung ist, die zwei langen Schlitzlöcher in der Reibungsvorrichtung durch vier kürzere Schlitzlöcher zu ersetzen, sodass am Ende der Gleitphase alle vier Schrauben auf Schub aktiviert werden, anstelle von zwei. Die hier durchgeführten numerischen Untersuchungen verdeutlichten die Wirksamkeit dieser einfachen Maßnahme, wobei die Robustheit aller mit den modifizierten Vorrichtungen ausgestatteten MRFs so weit verbessert wurde, dass die Strukturen dem angenommenen Stützenausfall mit begrenzten plastischen Verformungen standhalten.
- Alle CBF Rahmen mit traditionellen Verbindungen, unabhängig von der Typologie, konnten ein Stützenausfall-Szenario überstehen und höhere Resttragfähigkeit und Duktilität aufweisen. Dies wird allerdings durch die plastische Verformung der Trägerenden und in den Verbänden der CBF Rahmen erreicht.
- Alle CBF Rahmen mit FREEDAM Verbindungen konnten das Stützenausfall-Szenario überstehen durch Aktivierung des Gleitens auf der Ebene der Träger-Stützen- und Streben-Verbindungen, wodurch die anderen Bauteile der Struktur im elastischen Bereich bleiben. Bezüglich der Resttragfähigkeit und der Duktilität der Rahmen kommt es sehr auf die Konfiguration der Schlitzlöcher des Dämpfers an. Wenn die vier Schrauben unter Verwendung von vier Schlitzlöchern nach dem Gleiten auf Schub beansprucht werden, sind der Widerstand und die Duktilität dieser Strukturen denen mit traditionellen Verbindungen sehr ähnlich.

10.4 LITERATUR

[1] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings, 2002.

[2] CEN, EN 1990, Eurocode 0: Basis of structural design., CEN, Brussels., 2005

[3] R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso, Advances in theory of plastic mechanism control: closed form solution for MR-Frames, Earthq. Eng. Struct. Dyn. 44 (2015) 1035–54

[4] Eurocode 1, Actions on structures - Part 1-7: Accidental actions. Brussels, Belgium, 2006

[5] FINELG user's manual, "Nonlinear finite element analysis program", 2019 Edition

[6] CEN. Eurocode 3: "Design of steel structures — Part 1-14: Design assisted by finite element analysis", prEN 1993-1-14, 2021

[7] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints, Brussels, Belgium, 2010

[8] M. D'Antimo, "Impact characterization of innovative seismically designed connections for robustness application", PhD Thesis, 2020.

[9] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, J. Constr. Steel Res. 168 (2020).

ECCS
CECM
E K S

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com