

ECCS
CECM
EKS



ПРОЕКТИРАНЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ НА СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ С ВЪЗЛИ БЕЗ ОСТАТЪЧНИ ПОВРЕДИ

2022





FREEDAM-PLUS

Валоризация на знанията за възли без остатъчни повреди за стоманени конструкции (FREE from DAMage)

Grant Agreement Number: 899321-2020

Проектиране за сеизмични въздействия на стоманени конструкции с възли без остатъчни повреди (FREE from DAMage)

Под общата редакция на Vincenzo Piluso и Massimo Latour

Автори:

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 Jaspert, Jean-Francois Demonceau

University of Liege, Belgium



15/03/2022

FREEDAM-PLUS

**Проектиране за сеизмични въздействия на стоманени
конструкции с възли без остатъчни повреди
(FREE from DAMage)**

първо издание, Март 2022

Издадено от:

ECCS – Европейска конвенция за стоманени конструкции
publications@steelconstruct.com
www.steelconstruct.com

Всички права запазени. Никакви части от тази публикация не могат да бъдат възпроизведени, съхранявани в системи за извличане на информация, или разпространявани под каквато и да е форма или по какъвто и да е начин (електронен, механичен, фотокопиране, запис или по друг начин) без предварителното разрешение на собственика на авторските права.

ECCS не носи отговорност относно използването на материала за каквито и да било цели, както и относно информацията, съдържаща се в тази публикация.

Всички права запазени © 2022 ECCS – Европейска конвенция за стоманени конструкции

ISBN: 978-92-9147-188-1

Отпечатано в Macasi Artes Gráficas, Coimbra, Portugal

FREEDAM-PLUS: Проектиране за сеизмични въздействия на стоманени конструкции с възли без остатъчни повреди (FREE from DAMage)

Настоящият документ е превод на български език на книгата „Проектиране за сеизмични въздействия на стоманени конструкции с възли без остатъчни повреди“ (възли FREEDAM). Възлите са разработени в проекта *RFCS FREEDAM – Free from Damage Joints* (RFSR-CT-2015-00022). Този превод е неразделна част от проекта *RFCS FREEDAM-PLUS – Valorization of the knowledge for FREE from DAMage steel connections* (Grant Agreement Number: 899321-2020) и е извършен от екип от Университета по архитектура, строителство и геодезия, София, в състав: проф. Н. Рангелов, гл.ас. Ч. Пенелов, гл.ас. И. Хаджиянева, гл.ас. Г. Радославов.

Автори на изданието (версия на английски)

Vincenzo Piluso (Координатор), Gianvittorio Rizzano, Rosario Montuori, Elide Nastri, Massimo Latour, Antonella Bianca Francavilla, Sabatino Di Benedetto (Университетът в Салерно, Италия)

Raffaele Landolfo, Mario D’Aniello (Университетът в Неапол, Италия)

Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos (Университетът в Коимбра, Португалия)

Jean-Pierre Jaspert, Jean-Francois Demonceau (Университетът в Лиеж, Белгия)

Участващи организации

Организациите, участващи в проекта FREEDAM-PLUS, са както следва:

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 Liège

Place Du 20 AOUT 7 Liège, 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

Nisantepi 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

Университет по архитектура, строителство и геодезия

бул. Хр. Смирненски 1,
1046 София, България
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

СЪДЪРЖАНИЕ

СЪДЪРЖАНИЕ	I
ПРЕДГОВОР	V
СПИСЪК НА ФИГУРИТЕ	VIII
СПИСЪК НА ТАБЛИЦИТЕ	XIV
1 ГЛАВА 1	1
1.1 ВЪВЕДЕНИЕ.....	1
1.2 НЕДОСТАТЪЦИ НА ТРАДИЦИОННИТЕ СЪЕДИНЕНИЯ.....	5
1.3 ИНТЕЛИГЕНТНИ СЪЕДИНЕНИЯ.....	10
1.3.1 <i>Интелигентни съединения с хистерезисни демпфери</i>	10
1.3.2 <i>Интелигентни съединения с BRB</i>	13
1.3.3 <i>Интелигентни съединения с фрикционни демпфери</i>	16
1.4 САМОЦЕНТРИРАЩИ СЪЕДИНЕНИЯ.....	22
1.5 ЛИТЕРАТУРА.....	24
2 ГЛАВА 2	29
2.1 ВЪВЕДЕНИЕ.....	29
2.2 ИЗБОР НА МАТЕРИАЛ ЗА ФРИКЦИОННИТЕ ПОДЛОЖКИ.....	33
2.2.1 <i>Основни теории на триенето</i>	33
2.2.2 <i>Фрикционни материали, изпитани в рамките на научен проект FREEDAM</i>	35
2.3 ПОВЕДЕНИЕ ПРИ ЦИКЛИЧНО ПРОМЕНЛИВО НАТОВАРВАНЕ.....	38
2.3.1 <i>Експериментална постановка</i>	38
2.3.2 <i>Постановка на квази-статичните експерименти (с ниска скорост на прилагане на натоварването)</i>	38
2.3.3 <i>Експериментална постановка на тестовете с висока скорост на прилагане на натоварването</i>	40
2.3.4 <i>Обобщение на експерименталните резултати</i>	41
2.4 ЗАГУБА НА НАПРЯГАЩА СИЛА ПО ВРЕМЕ НА ЕКСПЛОАТАЦИЯ.....	55
2.4.1 <i>Въведение</i>	55
2.4.2 <i>Краткосрочна загуба на напрегаща сила</i>	58
2.4.3 <i>Средносрочна загуба на напрегаща сила</i>	60
2.4.4 <i>Дългосрочна загуба на предварително напрегане</i>	62
2.5 ПРОЕКТИРАНЕ И МОДЕЛИРАНЕ НА ФРИКЦИОННИ ДЕМПФЕРИ.....	64
2.5.1 <i>Изчислителни стойности на коефициента на триене и регресионни модели</i>	64
2.6 ЛИТЕРАТУРА.....	66
3 ГЛАВА 3	70
3.1 ВЪВЕДЕНИЕ.....	70
3.2 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА КРАЙНИ ВЪЗЛИ.....	72
3.2.1 <i>Описание на експерименталната постановка</i>	72
3.2.2 <i>Резултати от експерименталните изследвания</i>	78
3.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ВЪТРЕШНИ ВЪЗЛИ.....	84
3.3.1 <i>Описание на експерименталната постановка</i>	84
3.3.2 <i>Резултати от експерименталните изследвания</i>	87
3.4 ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	90
3.5 ЛИТЕРАТУРА.....	91
4 ГЛАВА 4	94

4.1	ВЪВЕДЕНИЕ	94
4.2	МОДЕЛИРАНЕ НА ДЕМПФЕРИТЕ FREEDAM С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ	95
4.2.1	Предпоставки при моделирането	95
4.2.2	Валидиране и анализ на резултатите	98
4.3	ЧИСЛЕНО МОДЕЛИРАНЕ НА СЪЕДИНЕНИЯТА FREEDAM	104
4.3.1	Моделиране – основни предпоставки.....	104
4.3.2	Анализ и проверка на резултатите: крайни възли	106
4.3.3	Анализ и проверка на резултатите: вътрешни възли.....	108
4.4	РЕЗЮМЕ НА НОВАТА ИНФОРМАЦИЯ ЗА ОРАЗМЕРИТЕЛНАТА ПРОЦЕДУРА	110
4.4.1	Срязващи сили в съединенията с T- и L-профилите.....	110
4.4.2	Влияние на предварителното налягане на болтовете.....	114
4.4.3	Влияние на коефициента на триене.....	116
4.5	ЛИТЕРАТУРА	117
5	ГЛАВА 5.....	120
5.1	ВЪВЕДЕНИЕ	120
5.2	ДЕМПФЕРИ FREEDAM, ПОДЛОЖЕНИ НА УДАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.....	121
5.2.1	Описание на опитните образци и експерименталната програма.....	121
5.2.2	Описание на опитната постановка	123
5.2.3	Резултати от изпитванията	125
5.2.4	Числена симулация на резултатите от изпитванията	127
5.3	СЪЕДИНЕНИЯ FREEDAM, ПОДЛОЖЕНИ НА УДАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.....	129
5.3.1	Изследвани типове съединения.....	129
5.3.2	Изследване на съединения на крайни възли.....	130
5.3.3	Изследване на съединения на вътрешни възли.....	134
5.3.4	Обобщение на новата информация, използвана за основа на указанията за проектиране...	143
5.4	ЛИТЕРАТУРА	144
6	ГЛАВА 6.....	148
6.1	ВЪВЕДЕНИЕ	148
6.2	ТЕСТОВ ОБРАЗЕЦ НА СГРАДА	148
6.3	ПСЕВДОДИНАМИЧНО ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ТЕСТОВА СГРАДА С РИГЕЛИ С ОТСЛАБЕНО СЕЧЕНИЕ	151
6.3.1	Империял Валеј (Imperial Valley) (PGA = 1.10g)	152
6.3.2	Спитак (PGA = 0,80g).....	153
6.3.3	Изкуствена генерирана акселерограма (PGA = 0,50g).....	154
6.3.4	Санта Барбара (Santa Barbara) (PGA = 0,80g).....	154
6.3.5	Коалинга (Coalinga) (PGA = 0,80g)	155
6.4	ПСЕВДОДИНАМИЧНО ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ТЕСТОВА СГРАДА С FREEDAM ФРИКЦИОННИ СЪЕДИНЕНИЯ.....	158
6.4.1	Империял Валеј (Imperial Valley) (PGA = 1,10g)	158
6.4.2	Спитак (PGA = 0.80g)	159
6.4.3	Изкуствена акселерограма (PGA = 0.50g).....	160
6.4.4	Санта Барбара (Santa Barbara) (PGA = 0.80g).....	161
6.4.5	Коалинга (Coalinga) (PGA = 0.80g)	162
6.5	ЧИСЛЕНИ СИМУЛАЦИИ НА СЕИЗМИЧНОТО РЕАГИРАНЕ	163
6.5.1	Конструкция с възли с отслабено сечение на гредата (RBS).....	163
6.5.2	Конструкция със съединения FREEDAM.....	168
6.6	СРАВНЕНИЕ НА СЕИЗМИЧНОТО ПОВЕДЕНИЕ	174
6.7	ЛИТЕРАТУРА	176
7	ГЛАВА 7.....	178

7.1	ОБХВАТ	178
7.2	НОРМАТИВНИ ИЗТОЧНИЦИ	178
7.3	ОСНОВИ НА ПРОЕКТИРАНЕТО: ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ И КЛАСОВЕ НА ДУКТИЛНОСТ 178	
7.4	ОСНОВНО ПРЕДСТАВЯНЕ НА СЕИЗМИЧНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ.....	179
7.5	АНАЛИЗ И ОЦЕНКА	179
7.6	КОЕФИЦИЕНТ НА ПОВЕДЕНИЕ ЗА ИЗЧИСЛИТЕЛЕН (РЕДУЦИРАН) СПЕКТЪР НА РЕАГИРАНЕ ПРИ ПОДХОД, ОСНОВАН НА СИЛИ.....	180
7.7	ОБЩИ РАЗПОРЕДБИ ОТНОСНО ФРИКЦИОННИТЕ ДЕМПФЕРИ	181
7.8	ДЕФОРМАЦИОННИ КРИТЕРИИ И МАТЕРИАЛНИ МОДЕЛИ	182
7.8.1	Общи положения.....	182
7.8.2	Ротация при приплъзване.....	183
7.8.3	Носимоспособност на огъване при приплъзване.....	183
7.8.4	Гранична ротация.....	184
7.9	ОТЧИТАНЕ НА ЕФЕКТИ ОТ ВТОРИ РЕД.....	184
7.10	ОГРАНИЧЕНИЯ НА МЕЖДУЕТАЖНИТЕ ПРЕМЕСТВАНИЯ.....	185
7.11	ПРОВЕРКИ ЗА БЕЗОПАСНОСТ.....	185
7.12	МАТЕРИАЛИ.....	186
7.13	КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ	186
7.14	ГРЕДИ.....	187
7.15	КОЛОНИ.....	188
7.16	ВЪЗЛИ ГРЕДА-КОЛОНА	189
7.17	БАЗИ НА КОЛОНИТЕ.....	192
7.18	ИЗИСКВАНИЯ КЪМ ФРИКЦИОННИТЕ ДЕМПФЕРИ	192
7.18.1	Подготовка на контактните повърхности на фрикционните подложки.....	192
7.18.2	Натягане на предварително напрегнатите болтове от фрикционния демпфер.....	193
7.19	ЛИТЕРАТУРА.....	208
8	ГЛАВА 8	210
8.1	ВЪВЕДЕНИЕ	210
8.2	КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ.....	211
8.2.1	Проектиране на възли с вертикална (VFC) конфигурация	212
8.2.2	Проектиране на възли с хоризонтална (HFC) конфигурация.....	220
8.3	ПРИМЕР ЗА ПРИЛОЖЕНИЕ НА ОРАЗМЕРИТЕЛНАТА ПРОЦЕДУРА.....	222
8.4	СТАНДАРТИЗИРАНИ ПРЕДВАРИТЕЛНО ОРАЗМЕРЕНИ УСТРОЙСТВА.....	228
8.5	ЛИТЕРАТУРА	231
9	ГЛАВА 9	232
9.1	ВЪВЕДЕНИЕ	232
9.2	РАЗГЛЕЖДАН В ПРИМЕРА СЛУЧАЙ	232
9.2.1	Геометрия.....	232
9.3	ПОСТОЯННИ И ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ	233
9.3.1	Постоянни товари	233
9.3.2	Променливи експлоатационни натоварвания (q_k).....	234
9.3.3	Проектиране на комбинираната ламаринобетонна плоча	235
9.3.4	Проектиране на подовите греди	235
9.3.5	Определяне на концентрираните и разпределените вертикални товари върху рамките, поемащи хоризонтални въздействия.....	236
9.3.6	Проверки за глобална устойчивост.....	237
9.3.7	Еквивалентни хоризонтални сили, отчитащи несъвършенствата.....	237

9.4	ДЕФИНИЦИЯ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИЯ СПЕКТЪР НА РЕАГИРАНЕ СЪГЛАСНО PREN 1998-1-1 239	
9.4.1	Параметри на спектъра на реагиране	240
9.4.2	Спектри на реагиране за гранично състояние “напълно функционираща сграда” (OP) и за гранично състояние „значителни повреди“ (SD)	241
9.5	МОДЕЛ НА КОНСТРУКЦИЯТА.....	242
9.6	ОРАЗМЕРЯВАНЕ ЗА ГРАВИТАЦИОННИ ТОВАРИ.....	244
9.7	ОРАЗМЕРЯВАНЕ НА ДИСИПАТИВНИТЕ ЗОНИ – ВЪЗЛИТЕ FREEDAM	244
9.8	ОРАЗМЕРИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА В СЪОТВЕТСТВИЕ С PREN1998	246
9.8.1	Оразмеряване на гредите.....	246
9.8.2	Оразмеряване на колоните	246
9.8.3	Проверка за чувствителност към ефектите от втори ред	247
9.8.4	Проверка на междуетажните премествания.....	247
9.9	ОРАЗМЕРИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА В СЪОТВЕТСТВИЕ С ТЕОРИЯТА ЗА КОНТРОЛ НА ПЛАСТИЧНИЯ МЕХАНИЗЪМ (ТКПМ).....	248
9.9.1	Изчисляване на етажните сеизмични сили.....	248
9.9.2	Процедура за проектиране	249
9.9.3	Проверка на междуетажните премествания.....	253
9.9.4	Валидиране на процедурата с нелинеен статичен (pushover) анализ	254
9.10	ЛИТЕРАТУРА	255
10	ГЛАВА 10.....	258
10.1	ВЪВЕДЕНИЕ	258
10.1.1	Общи данни.....	258
10.1.2	Нормативни основи	261
10.2	ИЗСЛЕДВАНЕ НА КОНСТРУКТИВНАТА ЗДРАВИНА.....	262
10.2.1	Рамки с корави възли (MRFs)	262
10.2.2	Дуални рамки с центрично включени диагонали (D-CBFs)	271
А)	ОБЩ ВИД НА FREEDAM СЪЕДИНЕНИЕ.....	273
В)	РАБОТНА ДИАГРАМА ПРИ СРЯЗВАНЕ	273
10.3	ИЗВОДИ	276
10.4	ЛИТЕРАТУРА	277

ПРЕДГОВОР

Научноизследователският проект FREEDAM, акроним на “FREE from DAMage steel connections” (“Възли без остатъчни повреди за стоманени конструкции”), бе финансиран от Европейския съюз чрез Изследователския фонд за въглища и стомана (RFCS) при кампанията през 2015 година. Проектът FREEDAM бе насочен към разработването на нова стратегия, целяща проектиране на съединения и възли, които са в състояние да понесат без повреди необходимите ротации, случващи се при разрушителни земетресения. Иновативните възли греда-колона са оборудвани с фрикционни демпфери при долните пояси на гредите, които дисипират входящата сеизмична енергия. Носимоспособността на триене се калибрира чрез вариране на броя и диаметъра на болтовете, както и на затягащия момент и съответната сила на предварително налягане в болтовете. Носимоспособността на огъване на възела се получава като произведение от носимоспособността на триене на демпфера и момента на вътрешните сили. Възлите са проектирани да реализират широки и стабилни хистерезисни примки без повреди в съединителните стоманени части. Базовата идея на работата е инспирирана от стратегията за допълнителна дисипация на енергия, но основана на използване на демпферите в един по-различен аспект. Докато стратегиите за пасивен контрол най-общо се основават на увеличаване на дисипационния капацитет на главната носеща конструкция чрез допълнителен принос, дължащ се на демпферни устройства, то стратегията на проекта FREEDAM се базира на фрикционни демпфери, които са замислени изцяло да заменят традиционните дисипативни участъци при стоманените рамки с корави възли в краищата на гредите. Следователно разработването на възлите FREEDAM трябва от една страна да се разглежда като първа постигната цел в посока на елиминиране на разходите за ремонт на конструктивните възли след силно земетресение.

Като следваща стъпка към амбициозната цел за конструкции без остатъчни повреди може да се търсят такива детайли на съединенията между неконструктивни елементи и главната конструкция, които биха били в състояние да предотвратят повреди и в неконструктивните елементи и системи (ограждащи панели, тавани, сградни инсталации и т.н.).

Проектът FREEDAM включва шест партньорски институции, в това число четири университета и двама участника от индустрията:

- Университетът в Салерно (Италия), координатор на проекта, под ръководството на проф. Vincenzo Piluso;
- Университетът в Лиеж (Белгия) под ръководството на проф. Jean-Pierre Jaspart;
- Университетът в Неапол “Federico II” (Италия) под ръководството на проф. Raffaele Landolfo;
- Университетът в Коимбра (Португалия) под ръководството на проф. Luís Simões da Silva;
- FIP Industriale S.p.A. (Италия) под ръководството на д-р инж. Maria Gabriella Castellano;
- Feliz Metalomecanica S.A. (Португалия) под ръководството на д-р инж. José Manuel Silva.

Европейският мащаб на изследователския консорциум позволи провеждането на широка експериментална програма върху предлаганите фрикционни демпфери, фрагменти греда-колона с вградени демпфери и изпитвания на цяла двуетажна конструкция. Проведени са общо 120 изпитвания на фрикционни демпфери при циклично натоварване (60 при циклични въздействия с ниски скорости и 60 при такива с високи скорости,

включително въздействия симулиращи реални земетресения) за изследване на трибологичните (свързаните с поведението при триене) характеристики на различни фрикционни повърхности с оглед реализиране на фрикционните подложки на демпферите. Допълнително са проведени и 6 експеримента при ударно натоварване като предварително изследване относно конструктивната здравина, както и 6 дълготрайни експеримента за изследване на загубите на предварително налягане на болтовете по време на продължителна експлоатация на конструкцията. Цикличното поведение на възли гредо-колона с вградени фрикционни демпфери е изследвано чрез 8 експеримента върху крайни рамкови възли и още 8 експеримента върху вътрешни възли. Проведени са и 6 теста върху възли, подложени на ударно натоварване, за да се получи информация за поведението им в условия на извънредна ситуация, която би изисквала конструктивна здравина. Накрая чрез псевдодинамично изпитване са проведени и 10 теста на цяла двуетажна конструкция, подложена на сеизмични въздействия. Тук се включват 5 изпитвания на конструкции с традиционни рамкови възли и още 5 на същата конструкция, но с вградени възли FREEDAM. Сравненията между получените истории на преместванията и наблюдаваните конструктивни повреди при случаите с традиционни рамкови възли ясно демонстрират предимствата на възлите FREEDAM, които наистина проявяват търсеното поведение, практически без остатъчни повреди.

Всички експерименти са придружени и от сложни числени анализи. Например предсказаното чрез сложни модели по метода на крайните елементи циклично поведение на възлите FREEDAM се потвърждава чрез отлично съответствие с резултатите от последващите експериментални изследвания.

Всички тези изследователски усилия са представени в настоящата книга, която е един от основните резултати от проекта FREEDAM-PLUS. Този проект също се финансира от Европейския съюз чрез Изследователския фонд за възлища и стомана (RFCS) в рамките на кампанията от 2019 година. Проектът FREEDAM-PLUS „Валоризация на знанията (т.е. „повишаване на стойността на знанията чрез тяхното разпространяване“) за възли без остатъчни повреди („FREE from DAMage“) за стоманени конструкции“ е проект за разпространяване на знания и включва следните партньори:

- Университетът в Салерно (UNISA), Италия, координатор на проекта;
- Университетът в Неапол “Federico II” (UNINA), Италия;
- Университетът в Лиеж (ULG), Белгия;
- Университетът в Коимбра (UC), Португалия;
- Политехническият университет в Тимишоара (UPT), Румъния;
- Европейската конвенция за стоманени конструкции (ECCS);
- Университетът Özyeğin в Истанбул (OZU), Турция;
- Националният технически университет в Атина (NTUA), Гърция;
- Техническият университет в Прага (CVUT), Чешка република;
- Националният институт за приложни науки в Рен (INSA), Франция;
- Техническият университет в Делфт (TUD), Нидерландия;
- Университетът в Любляна (UL), Словения;
- Университетът по архитектура, строителство и геодезия, София (UASG), България;
- Каталунският политехнически университет в Барселона (UPC), Испания;
- Рейнско-Вестфалският технически университет в Аахен (RWTH), Германия.

Първите шест глави на книгата представят т. нар. „информативни документи“ от проекта FREEDAM-PLUS, Глава 7 дава предварителни препоръки за проектиране, а последните три глави на практика представляват ръководство за проектиране с примери.

Важно е да се подчертае, че тази книга е разработена преди завършването на новото издание на Еврокод 8: Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. В този контекст са положени големи усилия изданието да е в максимално съответствие с новите постановки на Еврокод 8, който все още е в процес на ревизиране. Това означава, че главите на книгата, предназначени да дадат препоръки за проектиране и практическо прилагане на възли FREEDAM, са разработени в съответствие с най-актуалните към момента версии на EN 1998-1-1 и EN 1998-1-2. Взета е под внимание и документация на CEN, налична у някои от партньорите, които участват в проектните групи, отговорни за редактирането на частите на Еврокод 8, третиращи стоманени конструкции. Въпреки това може да се очаква, че по време на процеса на ревизиране на Еврокод 8 могат да настъпят някои промени. Ето защо, независимо че общата философия на проектиране и съответните изисквания са добре установени, могат да се очакват някои промени в т. нар. правила за приложение. Въпреки несигурността относно бъдещето на конкретните нормативни изисквания, от първостепенно значение е фактът, че за пръв път в Еврокод 8 предстои въвеждане на специално приложение, посветено на проектиране на възли и съединения за сеизмични въздействия. В него се предвижда и раздел за възли греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери. На практика тази книга представлява основа на стъпката в тази посока.

15 март 2022

проф. Vincenzo Piluso
координатор на проектите
FREEDAM и FREEDAM-PLUS

Настоящото издание на български език е преведено и подготвено от колектив от катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“ от Строителен факултет на УАСГ в състав: проф. Николай Рангелов, гл. ас. Чавдар Пенелов, гл. ас. Ирена Хаджиянева и гл. ас. Георги Радославов. Трябва да се отбележи, че съдържанието на книгата предполага и въвеждането на нови, в известен смисъл неутвърдени у нас термини. В този контекст авторите на превода са си поставили и амбициозната цел да предложат съответна адекватна терминология на български език, която би могла да стане основа и при издаването на следващото поколение Еврокодове на български език.

СПИСЪК НА ФИГУРИТЕ

Фигура 1.1: Сравнение между различни стратегии за проектиране	4
Фигура 1.2: Поведение на компонентите на възел, проектиран така, че възловото поле да е най-слабия компонент [25]	6
Фигура 1.3: Циклична зависимост момент-завъртане при възел, проектиран така, че възловото поле да е най-слабия компонент [25]	7
Фигура 1.4: Циклични зависимости момент-завъртане на възли с RBS [25]	7
Фигура 1.5: Циклични зависимости момент-ротация за съединения с разделени свързващи фланцеви Т-профили, проектирани така, че Т-профилите да са най-слабия компонент [25]	8
Фигура 1.6: Съединение греда-колона с гребеновиден демпфер [28]	11
Фигура 1.7: Означения и критерий за проектиране на съединения с гребеновидни демпфери	11
Фигура 1.8: Резултати от изпитвания на съединения с гребеновидни демпфери	12
Фигура 1.9: Съединения греда-колона, оборудвани с диагонали с предотвратено изкълчване [29]	13
Фигура 1.10: Конструктивен детайл на “изцяло стоманен” BRB, използван като хистерезисен елемент [29]	13
Фигура 1.11: Сили във възел греда-колона, оборудван с BRB от горната и долната страна на гредата [29]	14
Фигура 1.12: Усилия във възел греда-колона, оборудван с BRB от долната страна на гредата [29]	15
Фигура 1.13: Зависимост момент-ротация на възли греда-колона, оборудвани с BRB, и подложени на циклично натоварване [29]	16
Фигура 1.14: Концепция и идеализирана хистерезисна зависимост сила-преместване на симетрично фрикционно съединение	17
Фигура 1.15: Концепция и идеализирана хистерезисна зависимост сила-преместване на несиметрично фрикционно съединение	17
Фигура 1.16: Огъване на тялото на болта с двойна кривина	18
Фигура 1.17: Възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни съединения [36, 43]	19
Фигура 1.18: Поведение при циклично натоварване на възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни съединения [43]	19
Фигура 1.19: а) Конфигурация с хоризонтален демпфер;	20
б) Конфигурация с вертикален демпфер	20
Фигура 1.20: Изпитване на съединение, оборудвано с фрикционен демпфер с хоризонтална конфигурация	21
Фигура 1.21: Изпитване на съединение, оборудвано с фрикционен демпфер с вертикална конфигурация	22
Фигура 1.22: Самоцентриращи съединения, оборудвани с фрикционни демпфери [48, 54]	22
Фигура 1.23: Части на самоцентриращо съединение с фрикционни демпфери (ляво)	23
и поведение при циклично натоварване (дясно) [48, 54]	23
Фигура 2.1 – Вискозни демпфери на моста Рион – Антирион, Гърция (с позволение на FIPMEC srl)	29
Фигура 2.2 – Диагонали с предотвратено изкълчване, инсталирани в сглобяема стоманобетонна конструкция в Анкона, Италия (с позволение на FIPMEC srl)	29
Фигура 2.3 – Устройство ADAS след изпитване	30
Фигура 2.4 – Pall – фрикционно устройство, инсталирано върху диагонал от вертикална връзка на Boeing Commercial Airplane Factory Everett, USA	30
Фигура 2.5 – Първият японски патент за антисеизмично фрикционно устройство [11]	30
Фигура 2.6 – Концепция на възел с плъзгаща се става със симетрични фрикционни устройства [12]	31
Фигура 2.7 – Възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни демпфери - Te Puni Village, Уелингтън, Нова Зеландия [13]	31
Фигура 2.8 – Разлика между видимите и реалните контактни повърхности [14]	31
Фигура 2.9 – Абразивно износване [14]	31
Фигура 2.10 – Концептуален изглед на FREEDAM възел	32
Фигура 2.11 – FREEDAM възел греда-колона по време на лабораторно изпитване	32
Фигура 2.12 – Тест с нисковъглеродна стомана [14] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 210 kN - 1 равнина на срязване	36
Фигура 2.13 – Тест с нисковъглеродна стомана [43] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване	36
Фигура 2.14 – Тест с каучуков материал M2 [43] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване	36
Фигура 2.15 – Крехко разрушение по отслабено сечение на каучуковите фрикционни подложки [43]	36
Фигура 2.16 – Тест със струйно нанесен алуминий [40] с 1 болт –2 равнини на срязване – коефициент на триене, определен от авторите: 0.71	37

Фигура 2.17 – Тест със струйно нанесен алуминий [43] 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване	37
Фигура 2.18 – Схема на процеса на електродръгово струйно нанасяне (www.metco.com).....	38
Фигура 2.19 – Схема на процеса на плазмено струйно нанасяне (www.metco.com)	38
Фигура 2.20 – Геометрия на типовия образец.....	39
Фигура 2.21 Тестова постановка.....	39
Фигура 2.22 – Последователност на напрегане	39
Фигура 2.23 Диаграма на напрегащия момент спрямо напрегащата сила	39
Фигура 2.24 – Изгледи на образците за експериментите, проведени при висока скорост на натоварване. 40	
Фигура 2.25 – Стенд за изпитване.....	41
Фигура 2.26 – Хистерезисно поведение на М6 подложки.....	42
Фигура 2.27 - Хистерезисно поведение на подложки 3М.....	42
Фигура 2.28 – Хистерезисно поведение на М7 подложки.....	42
Фигура 2.29 – Повреди на подложки М6.....	43
Фигура 2.30 – Повреди при подложки 3М.....	43
Фигура 2.31 – Типови диаграми на силите в болтовете.....	43
Фигура 2.32 - ” Действителни “ коефициенти на триене към акумулираното преместване: М6.....	43
Фигура 2.33 – Хистерезисно поведение на подложки М2.....	44
Фигура 2.34 - Хистерезисно поведение на подложки М3.....	44
Фигура 2.35 – Хистерезисно поведение на подложки М1.....	44
Фигура 2.36 - Хистерезисно поведение на подложки М4.....	44
Фигура 2.37 – Действителен коефициент на триене– М4.....	45
Фигура 2.38 – Сили в болтовете – М4.....	45
Фигура 2.39 – Повреди в подложки М1.....	45
Фигура 2.40 – Повреди в подложки М4.....	45
Фигура 2.41 – М6 подложки, 100% напрегане	46
Фигура 2.42 - М6 подложки, 80% напрегане.....	46
Фигура 2.43 – М6 подложки, 60% напрегане	46
Фигура 2.44 - М6 подложки, 40% напрегане.....	46
Фигура 2.45 – Деградация на силите в болтовете (от 100% до 40% напрегане).....	46
Фигура 2.46 – Деградация на дисипираната енергия (от 100% до 40% напрегане).....	46
Фигура 2.47 – Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М1.....	47
Фигура 2.48 - Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М4	47
Фигура 2.49 – Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М6.....	47
Фигура 2.50 – Типична диаграма „сила- преместване“ на предварително напрегнатите болтове	48
Фигура 2.51 – Болтови съединения със шайби и с дискови пружини	48
Фигура 2.52 – Диаграма „сила-преместване“ на предварително напрегнатите болтове със шайби	48
Фигура 2.53 – Диаграма „сила-преместване“ на предварително напрегнатите болтове с дискови пружини	48
Фигура 2.54 – Подложки М1 с шайби	49
Фигура 2.55 – Подложки М1 с 3DS (3 дискови пружини).....	49
Фигура 2.56 – Подложки М1 с 6DS.....	49
Фигура 2.57 – Подложки М1 с 9DS.....	49
Фигура 2.58 – Сили в болтовете при различни конфигурации на шайбите и пружините.....	50
Фигура 2.59 – Ефективна деградация на разсейването на енергия при различни конфигурации на шайбите и пружините.....	50
Фигура 2.60 – Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – М1.....	51
Фигура 2.61 - Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – М4	51
Фигура 2.62 – Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – М6.....	51
Фигура 2.63 – Влияние на случайността при определяне на скоростта – М4 подложки.....	51
Фигура 2.64 – Влияние на скоростта – М1 подложки.....	52
Фигура 2.65 – Влияние на скоростта – М4 подложки.....	52
Фигура 2.66 – Влияние на скоростта върху началния коефициент на триене – М6 подложки.....	52
Фигура 2.67 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М1 подложки.....	53
Фигура 2.68 - Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М4 подложки	53
Фигура 2.69 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М6 подложки.....	53
Фигура 2.70 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 тт – М1 подложки	54
Фигура 2.71 - Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 тт – М4 подложки	54

Фигура 2.72 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 mm – M6 подложки	54
Фигура 2.73 – Изменение на предварителното налягане във времето	55
Фигура 2.74 – Постановка за дългосрочните експерименти.....	56
Фигура 2.75 – Постановка за кратки и среднопродължителни експерименти	56
Фигура 2.76 – Персонализирана шайба (BW).....	57
Фигура 2.77 – Дискова пружина M20 по DIN 6796 (DS).....	57
Фигура 2.78 – Изследвани конфигурации на шайбите	57
Фигура 2.79 – Резултати от краткосрочните експерименти	58
Фигура 2.80 – Резултати от средносрочните експерименти	60
Фигура 2.81 – Резултати от дългосрочните експерименти	63
Фигура 2.82 – Коефициент на триене – M1.....	66
Фигура 2.83 Коефициент на триене – M4	66
Фигура 2.84 – Коефициент на триене – M6.....	66
Фигура 3.1. – Конфигурации на фрикционни съединения със SFD.....	71
Фигура 3.2 – Експериментални образци (крайни възли)	73
Фигура 3.3 – Експериментална постановка: a) FJ-CYC01-FJ-CYC04; b) FJ-CYC05-FJ-CYC08	74
Фигура 3.4 – Статически модел: a) моментова диаграма в зоната на краен рамков възел, дължаща се на сеизмично въздействие; b) възпроизвеждане на статическия модел в лабораторията	75
Фигура 3.5 - Протокол на циклично натоварване.....	76
Фигура 3.6 – Разположение на LVDT: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02.....	77
Фигура 3.7 – Хистерезисни криви	80
Фигура 3.8 – Образци в деформирано състояние: a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04...80	80
Фигура 3.9 – Разположение на измервателните инструменти - FREEDAM-CYC01.....	81
Фигура 3.10 – Разположение на измервателните инструменти - FREEDAM-CYC02.....	82
Фигура 3.11 – Зависимост между сила на триене и преместване на фрикционния демпфер.....	82
Фигура 3.12 – Локални измервания за FREEDAM-CYC01 – T-профили и L-профили.....	83
Фигура 3.13 – Локални измервания за FREEDAM-CYC02 – T-профили и L-профили.....	83
Фигура 3.14 – Налягаща сила в болтовете на фрикционния демпфер.....	83
Фигура 3.15 – Деформирано състояние на образец FREEDAM-CYC02 в края на експеримента.....	84
Фигура 3.16 – Опитни образци (вътрешни възли).....	85
Фигура 3.17 – Опитна постановка за вътрешни възли (размери в [mm])	86
Фигура 3.18 – Схема за изчисляване на опорните реакции в опитната постановка	86
Фигура 3.19 – Експериментално оборудване	87
Фигура 3.20 – Криви „момент – завъртане“ – Образци с греда IPE 270	87
Фигура 3.21 – Криви „момент – завъртане“ – Образци с греда IPE 450	88
Фигура 3.22 – Деформация на L-профили и T-профили	89
Фигура 3.23 – Деформация на L-профили и T-профил	90
Фигура 3.24 – Сили в болтовете	90
Фигура 4.1 – Модели с KE за образци с припокриване: a) пример на дискретизационната мрежа; b-i) образци с различен брой дискови пружини	96
Фигура 4.2 – Приети нелинейни работни диаграми „напрежения – деформации“	96
Фигура 4.3 – История на преместванията за серии UT-NV	97
Фигура 4.4 – Експериментална и теоретични (имплицитен и експлицитен анализ) криви сила-преместване	98
Фигура 4.5 – Поведение на образци NV-21-22-23-24 в зависимост от приплъзването	99
Фигура 4.6 – Симулирано и експериментално поведение на образци NV21-22-23-24 с материал M6	100
Фигура 4.7 – Зависимости за коефициента на триене при образци с припокриване с фрикционен материал M4 [NV-17-18-19-20].....	101
Фигура 4.8 – Зависимости „сила – преместване“ за образци с материал M4 [NV-17-18-19-20].....	101
Фигура 4.9 – Контактна площ – контактното натисково напрежение.....	102
Фигура 4.10 – Контактна площ [%] при различни стойности на въртящия момент за налягане на болтовете.....	103
Фигура 4.11 – Контактни напрежения при различни стойности на въртящия момент за налягане на болтовете.....	103
Фигура 4.12 – Триизмерни изображения на моделираните възли с FREEDAM демпфери.....	104
Фигура 4.13 – Осреднена работна диаграма за стомана S355	105
Фигура 4.14 – Сравнение на зависимостите „огъващ момент – ротация на възела“ от експерименти и числено моделиране	106
Фигура 4.15 – Сравнение на експерименталните образци и числените модели след циклично натоварване до относителна ротация 5%	107

Фигура 4.16 – Еквивалентни относителни пластични деформации (PEEQ) в болтовете от демпферното устройство.....	108
Фигура 4.17 – Сравнение между T- и X възлите с вути.....	109
Фигура 4.18 – Сравнение между T- и X възлите с вертикален демпфер.....	109
Фигура 4.19 – Срязващи сили, предавани от компонентите на възела.....	110
Фигура 4.20 – Отношение на срязващата сила от компонентите към срязващата сила в сечението на гредата при челото на колоната.....	111
Фигура 4.21 – Разпределение на срязващите сили между отделните компоненти при завъртане на демпфера 0.04 rad.....	112
Фигура 4.22 – Разпределение на PEEQ в резултат на проведения анализ на моделираните едроразмерни възли при циклично променливо натоварване.....	113
Фигура 4.23 – Нормализирана дисипирана енергия а) разсеяна чрез триене б) разсеяна чрез пластични деформации.....	113
Фигура 4.24 – Влияние на напрегащите сили върху капацитета на огъване.....	115
Фигура 5.1 - Образец FREEDAM - страничен изглед.....	122
Фигура 5.2 - Опитни образци – основна проекция (размери в mm).....	122
Фигура 5.3 - Схема на опитната постанова, използвана за изпитванията на фрикционните демпфери на ударно въздействие.....	124
Фигура 5.4 - Типове изпитвания на ударно въздействие – история на силата във времето.....	124
Фигура 5.5 - Експериментални криви сила - преместване (група А, M1).....	125
Фигура 5.6 - Числен модел на фрикционния демпфер: геометрия и гранични условия.....	128
Фигура 5.7 - Съпоставка на зависимости от експеримент и числена симулация.....	128
Фигура 5.8 - Влияние на скоростта на деформиране върху поведението на фрикционния демпфер.....	128
Фигура 5.9 - Изпитвано съединение на краен възел (Университет на Коимбра).....	129
Фигура 5.10 - Основни части на съединение на вътрешен възел (Университет на Лиеж).....	130
Фигура 5.11 - Опитна постанова.....	131
Фигура 5.12 - Експериментална зависимост момент-ротация: квази-статично изпитване и изпитване на удар.....	132
Фигура 5.13 - Съединение след разрушение: фланцеви T-профил.....	132
Фигура 5.14 - Модел по МКЕ: гранични условия.....	133
Фигура 5.15 - Моделиране на болт M16 HV.....	133
Фигура 5.16 - Съпоставка на резултати от анализ по МКЕ и експеримент.....	134
Фигура 5.17 - Резултати от параметричния анализ по МКЕ.....	134
Фигура 5.18 - Опитна постанова за ударни въздействия (половината образец) с цифрово заснемане....	134
Фигура 5.19 Шифър за обозначение на изпитване.....	135
Фигура 5.20 - Опитна постанова за ударни въздействия: Маси M1 (211kg) (b) и M2 (460 kg) (c).....	136
Фигура 5.21 - Криви сила – преместване и момент – завъртане, получени при експеримент със статично натоварване.....	136
Фигура 5.22 - Резултати от експериментите с ударно въздействие – примери за преместване във времето на точка 10С.....	137
Фигура 5.23. Числен модел (a) и сравнение на зависимостта енергия-време (b).....	140
Фигура 5.24. Сравнение на симулации на експеримента със статично натоварване, проведени с експлицитен и имплицитен анализ.....	141
Фигура 5.25 Сравнение между експерименталните изследвания и численото моделиране.....	141
Фигура 6.1– Тестов образец и неговите съединения.....	149
Фигура 6.2 – Тестовият образец с възли с RBS.....	150
Фигура 6.3 – Референтна конструктивна система, приета за проектиране на тестовите рамки.....	151
Фигура 6.4 – Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно) от Тест 1.....	152
Фигура 6.5 –RBS хистерезисни криви (вляво) и обща разсеяна енергия (вляво) от Тест 1 (MRF-1).....	153
Фигура 6.6 – Тест 2: Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно).....	153
Фигура 6.7 – Тест 3: Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно).....	154
Фигура 6.8 – Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно).....	155
Фигура 6.9 – Хистерезисни примки на RBS фрагментите (горе) и детайли на повредите (долу).....	156
Фигура 6.10 – Изглед и детайли на заварените съединения от обследвания RBS фрагмент.....	157
Фигура 6.11 – Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно) от Тест 5.....	157
Фигура 6.12 – Тест 1: Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно).....	159
Фигура 6.13 – Тест 2: Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно).....	160
Фигура 6.14 – Тест 2: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1.....	160
Фигура 6.15 – Тест 3: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно).....	160
Фигура 6.16 – Тест 3: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1.....	161

Фигура 6.17 – Тест 4: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно)	161
Фигура 6.18 – Тест 4: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1	162
Фигура 6.19 – Тест 5: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно)	162
Фигура 6.20 – Тест 5: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM – MRF-1	163
Фигура 6.21 – Детайл на съединение FREEDAM 1A след края на втората серия от тестове	163
Фигура 6.22 – 3D модел на тестовата конструкция с възли с отслабено сечение на гредата	164
Фигура 6.23 – Експериментална и числена зависимост „момент-завъртане“ на RBS	164
Фигура 6.24 – Модел с крайни елементи на фрагмент с възел с RBS	165
Фигура 6.25 – Сравнение на хистерезисното поведение за RBS-1A	167
Фигура 6.26 – Модел на конструкцията	169
Фигура 6.27 – Модел на съединението греда-колона (прецизиран модел)	170
Фигура 6.28 – Параметри на материалния модел с едноосово хистерезисно поведение	170
Фигура 6.29 – Премествания на покрива: Тест 1 (отляво) и Тест 3 (отдясно)	172
Фигура 6.30 – Срязваща сила в основата: Тест 1 (отляво) и Тест 2 (отдясно)	172
Фигура 6.31 – Хистерезисни зависимости за съединение 1A: Тест 2 (отляво) и Тест 5 (отдясно)	173
Фигура 6.32 – Сравнения между етажните премествания на ниво 2 (покрив) и срязващата сила в основата	175
Фигура 6.33 – Съединение 1A: Хистерезисни зависимости и дисипирана енергия	176
Фигура А.1: Експериментални образци за определяне на коефициента на триене: болтове в общ овален отвор (ляво) – болтове в самостоятелни овални отвори (дясно)	196
Фигура 8.1 – Схеми на възли с фрикционни демпфери: а) вертикална (VFC) конфигурация; б) хоризонтална (HFC) конфигурация	211
Фигура 8.2 – Огъващи моменти от сеизмично въздействие за разглеждан отвор	214
Фигура 8.3 – Изчислителни сили във възела	215
Фигура 8.4 – Изчислителни сили в болтовото съединение	215
Фигура 8.5 – Схема на вутата на фрикционното устройство	216
Фигура 8.6 – Необходима ротация на съединението	216
Фигура 8.7 – Проектиране на Т-профила: а) изчислителни усилия; б) необходими луфтове между частите на съединението; в) геометрия на Т-профила	218
Фигура 8.8 – Геометрия на L-профилите	219
Фигура 8.9 – Местоположение на потенциалната пластична става в гредата и на допълнителните напречни ребра	220
Фигура 8.10 – Геометрия на вутата	221
Фигура 8.11 – Допълнителни ребра, укрепяващи стеблото на гредата	222
Фигура 8.12 – Геометрия на ъгловите профили	222
Фигура 8.13 – Стандартизирани устройства	229
Фигура 8.14 – Интерфейс на приложението Freedam+, версия за Android	230
Фигура 9.1. План на конструкцията на сградата с означени системи за поемане хоризонтални товари	233
Фигура 9.2. Статически схеми на конструктивните системи за поемане на хоризонтални товари	233
Фигура 9.3. Еквивалентни геометрични несъвършенства под формата на хоризонтално отклонение	238
Фигура 9.4. Еластични спектри на реагиране за хоризонтална компонента, съответстващи на граничните състояния OP и SD	242
Фигура 9.5. Спектри на реагиране за хоризонтална компонента: еластичен спектър за граничното състояние OP и редуциран спектър за граничното състояние SD (с и без долна граница)	242
Фигура 9.6 Компютърен модел с корави зони в краищата на гредите и фиктивна (leaping) колона (а), напречно сечение на греда в зоната на възел FREEDAM (b)	243
Фигура 9.7. Схеми на натоварване за товарните състояния Hk, Gk и Qk	243
Фигура 9.8. Устройство D1 от FREEDAM възел	245
Фигура 9.9. Сравнение на резултатите от нелинеен статичен (pushover) анализ и кораво пластичен анализ за рамката по направление X	255
Фигура 9.10. Пластични стави, образувани в модела за нелинеен статичен (pushover) анализ при преместване, равно на δu	255
Фигура 10.1. План на разглежданите сгради	259
Фигура 10.2. Рамки (MRFs и D-CBFs) в направление X	259
Фигура 10.3. Рамки (MRFs и D-CBFs) в направление Y	260
Фигура 10.4. Възможни случаи за изследване	260
Фигура 10.5. Място на отпадащата колона	262
Фигура 10.6. Изследване на пластичен механизъм в рамка, разположена по периметъра на сградата	263
Фигура 10.7. Работна диаграма на материала [6]	265

Фигура 10.8. Модел с две пружини, симулиращ възлите FREEDAM.....	266
Фигура 10.9. Последователност от товарни състояния, симулиращи отказа на колона.....	267
Фигура 10.10. Нелинеен статичен pushdown анализ – рамки с традиционни възли	267
Фигура 10.11. Пластични зони (в синьо), формирани в краищата на гредите от DAP в четириетажната рамка	268
Фигура 10.12. Конфигурация на възлите FREEDAM.....	269
Фигура 10.13. Резултати от нелинеен pushdown анализ на 4-етажни рамки с възли FREEDAM.....	270
Фигура 10.14. Резултати от нелинеен pushdown анализ на 8-етажни рамки с възли FREEDAM.....	270
Фигура 10.15. Анализи на здравината на CBF дуални системи	271
Фигура 10.16. Съединения на диагоналите от връзките.....	273
Фигура 10.17. Pushdown анализ – влияние на натоварването.....	273
Фигура 10.18. Pushdown анализ – Рамки с традиционни възли	274
Фигура 10.19. Pushdown анализ – Рамки с възли FREEDAM.....	275
Фигура 10.20. Влияние на конфигурацията на овалните отвори	276
Фигура 10.21. Осеметажни конструкции с възли FREEDAM – пластични стави и разрушение на възли. 276	

СПИСЪК НА ТАБЛИЦИТЕ

Таблица 2.1: Краткосрочни загуби – конфигурация FW.....	59
Таблица 2.2: Краткосрочни загуби – конфигурация BW.....	59
Таблица 2.3: Краткосрочни загуби – конфигурация 3DS.....	59
Таблица 2.4: Краткосрочни загуби – конфигурация 3DSps	59
Таблица 2.5: Обобщение на средносрочните експерименти.....	62
Таблица 2.6: Резултати от регресионния анализ.....	64
Таблица 2.7: Статистическа вариация на стойността на статичния коефициент на триене.....	65
Таблица 2.8: Изчислителни стойности на коефициентите на триене.....	66
Таблица 3.1: История на преместването на върха на гредата	76
Таблица 3.2 – Сравнение между експерименталните и изчислителните стойности на огъващите моменти	78
Таблица 3.3 – Експериментална програма.....	85
Таблица 4.1: Сравнение между имплицитен и експлицитен анализ.....	98
Таблица 4.2: Означения на образци с дискови пружини (DS) с фрикционен материал M6 и M4.....	98
Таблица 4.3: Фрикционни характеристики – коефициент на триене	105
Таблица 4.4: Огъващи моменти в модел FD 1-2-DS при вариация в напрегащата сила	115
Таблица 4.5: Огъващи моменти в модел FD 2-2-DS при вариация в напрегащата сила	115
Таблица 4.6: Огъващи моменти в модел FD 1-2 при вариация на коефициента на триене	116
Таблица 4.7: Огъващи моменти в модел FD 2-2 при вариация на коефициента на триене	116
Таблица 5.1 - Експериментална програма	123
Таблица 5.2 - Обобщение на стойностите на фрикционните динамични коефициенти и деградацията на носещата способност на триене.....	125
Таблица 5.3. Обобщение на стойностите на динамичните коефициенти след приплъзване.....	126
Таблица 5.4. Експериментална програма.....	130
Таблица 5.5. Основни параметри на проведените експерименти с ударно въздействие	135
Таблица 5.6. Резултати от експериментите с ударно въздействие	138
Таблица 5.7. Стойности на коефициента на динамично повишаване (DIF).....	139
Таблица 5.8. Сравнение на числени и експериментални изследвания	142
Таблица 5.9. Изчисления на DIF и силата на удара	142
Таблица 6.1: Акселерограми, използвани за изпитванията	151
Таблица 6.2: Основни резултати от тестовете с образец с RBS фрагменти	152
Таблица 6.3: Основни резултати от серията от тестове с FREEDAM съединения.....	158
Таблица 6.4: Сравнение между експерименталните и числените стойности на сръзващата сила в основата, преместванията на етажите и относителните междуетажни премествания.....	166
Таблица 6.5: Сравнения за възел 1A	168
Таблица 6.6: Стойности на параметрите на модела с едноосово хистерезисно поведение	170
Таблица 6.7: Сравнение на експерименталните и числените резултати за силите в актуаторите и за етажните премествания	171
Таблица 6.8: Сравнение на експерименталните и числените резултати за съединения 1A (Псевдодинамично изпитване (PsD) – числени симулации 2 (Sim. 2)).....	173
Таблица 6.9: Сравнения между етажните премествания и сръзващата сила в основата, получени от двете серии експериментални изследвания.....	174
Таблица A.1: Класификация на фрикционните повърхности.....	200
Таблица B.1: Максимални стойности на VM по метода на въртящия момент.....	203
Таблица 8.1: Препоръчително рамо на вътрешните сили z.....	212
Таблица 8.2: Параметри на предварително оразмерените устройства FREEDAM	228
Таблица 9.1. Стойности на “неконструктивните“ постоянни товари	234
Таблица 9.2. Концентрирани товари върху колоните на рамката, успоредна на второстепенните греди.	236
Таблица 9.3. Концентрирани товари върху гредите и колоните на рамката, перпендикулярна на второстепенните греди.....	237
Таблица 9.4. Параметри на общите несъвършенства под формата на хоризонтално отклонение.....	238
Таблица 9.5. Еквивалентни хоризонтални сили за 4-етажната сграда за комбинацията ULS	238
Таблица 9.6. Еквивалентни хоризонтални сили за 4-етажната сграда за гранично състояние SD	239
Таблица 9.7. Предварителни размери на напречните сечения на ригелите и колоните	244
Таблица 9.8. Размери на устройство D1 от FREEDAM възел.....	245
Таблица 9.9. Оразмеряване на FREEDAM възлите в рамковата конструкция, разположена по ос X	245
Таблица 9.10. Оразмеряване на FREEDAM възлите в рамковата конструкция, разположена по ос Y.....	245

Таблица 9.11. Оразмеряване на гредите за осови усилия и огъващи моменти	246
Таблица 9.12. Оразмеряване на гредите на срязване	246
Таблица 9.13. Проверка на носимоспособност на напречното сечение на колоните	246
Таблица 9.14. Определяне на коефициента на завишена носимоспособност	247
Таблица 9.15. Коефициент за завишена носимоспособност и коефициент на завишаване за ефекти от втори ред	247
Таблица 9.16. Проверка на междуетажните премествания за гранично състояние SD	247
Таблица 9.17. Приети напречни сечения на гредите и колоните от рамковата конструкция по ос Y	248
Таблица 9.18. Етажни височини и маси	249
Таблица 9.19. Етажна височина и сеизмични сили по етажи	249
Таблица 9.20. Наклони на равновесните криви	250
Таблица 9.21. Осови сили в колоните от първия етаж в стадий на разрушаване	250
Таблица 9.22. Осови сили в колоните от втория етаж в стадий на разрушаване	250
Таблица 9.23. Осови сили в колоните от третия етаж в стадий на разрушаване	251
Таблица 9.24. Осови сили в колоните от четвъртия етаж в стадий на разрушаване	251
Таблица 9.25. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от първия етаж	251
Таблица 9.26. Сумарни пластични огъващи моменти за всеки етаж, необходими за избягване на нежелания механизъм на разрушаване, и максимална стойност на $i = 1ncMc, i, imt$	252
Таблица 9.27. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от втория етаж	252
Таблица 9.28. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от третия етаж	253
Таблица 9.29. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от четвъртия етаж	253
Таблица 9.30. Ограничаване на междуетажните премествания за гранично състояние SD	253
Таблица 9.31. Напречни сечения на греди и колони от конструкцията по направление Y	254
Таблица 10.1. Класификация по степен на отговорност на сгради съгласно EN 1991-1-7 [4]	261
Таблица 10.2. Резултати от предварителното изследване на рамки с традиционни възли с вути	263
Таблица 10.3. Резултати от предварителното изследване на рамки с възли FREEDAM	264
Таблица 10.4. Резултати от предварителните изследвания на D-CBF с традиционни рамкови възли	272
Таблица 10.5. Резултати от предварителните изследвания на D-CBF с FREEDAM рамкови възли	272

ГЛАВА 1

ИНТЕЛИГЕНТНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА РАМКИ, ПОЕМАЩИ СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ: КРАТЪК ПРЕГЛЕД

1.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Съвременните експериментални изследвания върху възли греда-колона в стоманени рамки, поемащи сеизмични въздействия, все повече се фокусират върху интелигентни съединения, целящи намаляване на остатъчните конструктивни повреди след разрушителни земетресения. По тази причина вниманието на много изследователи е насочено към съединения, включващи сеизмични демпфери. Тези устройства осигуряват ефективно дисипиране на входящата сеизмична енергия, като на практика заменят дисипативните зони при традиционните рамки (участъците в краищата на гредите, където се очаква формиране на пластични стави). На практика са приложими всякакви типове демпферни устройства: хистерезисни демпфери, диагонали с предотвратено изкълчване (BRB), демпфери с оловна сърцевина, демпфери със сплави с памет на формата, вискозни демпфери и фрикционни демпфери. Такива устройства не само осигуряват ефективно и устойчиво хистерезисно поведение, но и позволяват лесно да бъдат подменяни след разрушителни земетресения. Затова такива съединения греда-колона могат да се нарекат „интелигентни съединения“.

Освен това, ремонтите на конструкциите след силни земетресения зависят съществено и от размера на остатъчните деформации. Затова едно съвременно направление на изследванията върху интелигентни съединения е насочено към способността за рецентриране на конструкцията, като по този начин се елиминират остатъчните премествания на сградите след земетресението.

Тази глава предлага кратък преглед на интелигентни съединения, като с това показва жизнеността на изследователската активност върху стоманени конструкции, поемащи сеизмични въздействия, която все повече се превръща в изкуство на конструктивно детайлиране. В резултат е наличен широк набор от интелигентни решения, каквито стоманобетонните конструкции не могат да предложат.

Добре известно е, че различните стратегии за проектиране на конструкции за сеизмични въздействия могат да бъдат формулирани чрез концепция за баланс на енергията. Така, при традиционния подход на проектиране за сеизмични въздействия [1-4], при чести земетресения с период на повтаряемост, съизмерим с проектния експлоатационен срок на сградите, входящата сеизмична енергия трябва да се дисипира изцяло чрез вискозно затихване. Следователно, хистерезисната енергия е равна на нула, защото за такива земетресения конструкцията трябва да остане в еластичен стадий. Обратно, при земетресения с голям период на повтаряемост (от порядъка на 500 години и повече), по-голямата част от сеизмичната енергия се дисипира чрез хистерезисно поведение, което е свързано с големи циклични пластични деформации и съответни конструктивни повреди. Тези повреди трябва да останат в рамките на наличните дуктилност и дисипационен капацитет на конструкцията, защото, въпреки че конструктивни повреди са допустими, трябва да се гарантира, че няма да се случи глобално разрушаване и че животът на хората ще бъде съхранен.

Горното, конкретизирано към стоманени рамки с елементи, работещи на огъване, означава, че конструкцията трябва да притежава достатъчна хоризонтална коравина и

носимоспособност, за да остане в еластичен стадий при чести земетресения. В частност, достатъчна хоризонтална коравина трябва да лимитира междуетажните премествания и така да ограничи повреди в неконструктивните елементи, което е базово изискване в рамките на експлоатационните гранични състояния. Обратно, за силни и разрушителни земетресения рамките се проектират така, че да дисипират входящата сеизмична енергия чрез циклично поведение при огъване в краищата на гредите. В този контекст се препоръчва съединенията греда-колона да се проектират с достатъчен запас на носимоспособност [5-7] спрямо тази на съответните греди, като се отчита и случайното „непостоянство“ на характеристиките на материала [6], както и възможността за реализиране на механично уякчаване на стоманата в процеса до достигане на граничната носимоспособност на огъване в пластичните стави [7]. Съвременните нормативни документи и стандарти като Еврокод 8 целят формиране на максимален брой дисипативни зони. За целта се установява контрол върху меродавните форми на разрушаване посредством подходящи критерии за йерархия на носимоспособностите. Например, поведението на рамките се „дирижира“ така, че пластифицирането да стане в краищата на гредите, а не в колоните. Днес класическата философия на проектиране, основана на йерархичния критерий „слаба греда – силен възел – силна колона“, се прилага широко в практиката на проектиране [1-4] и със сигурност осигурява някои съществени предимства, като устойчиво хистерезисно поведение на дисипативните зони и недопускане на етажни пластични механизми, каквито са абсолютно недопустими поради малкия им дисипационен капацитет и големия риск от глобално разрушаване на конструкцията. От друга страна, този традиционен подход за проектиране притежава и някои недостатъци [8-10].

Що се отнася до реагиране на конструкциите при силни земетресения, основният недостатък се оказва в същността на самата концепция. Защото, от една страна, конструктивните повреди, произтичащи от големите пластични деформации, са в основата на дисипацията на сеизмичната енергия, но от друга страна, тези повреди са главният източник на преки и непреки загуби, които стават все по-неприемливи в развитите страни. Това се доказва от размерите на икономическите загуби отчетени след последните силни земетресения.

Друг недостатък, специфичен за рамковите системи, се състои в необходимостта да се прилагат т.нар. „силни“ („свръх-якостни“) възли греда-колона с изисквани от стандарта достатъчен запас от носимоспособност. Те се оказват ценово неефективни и така имат съществен принос за неконкурентноспособност спрямо други конструктивни решения с други конструктивни материали, например стоманобетон. Причина за това е, че за постигане на желаното поведение на съединенията и възлите, често се налага значително преоразмеряване, добавяне на допълнителни усилващи стеблени плочи във възловите полета, допълнителни ребра и други подобни, и дори използване на възли с вути.

През последните десетилетия са предложени няколко стратегии, целящи ограничаване на основния недостатък на традиционния подход, т.е. поява на конструктивни повреди. В частност, такава стратегия, подходяща за приложение при стоманени конструкции, е стратегията за допълнителна дисипация на енергия чрез пасивен контрол [11-15], при която сеизмичната енергия се дисипира чрез вискозно или хистерезисно затихване, реализирано чрез специални устройства, монтирани във възли, между които се очакват големи относителни премествания или скорости на движение при сеизмични въздействия [12]. В рамките на стратегията за пасивен контрол са и предложените в миналото фрикционни демпфери, предназначени да намалят хоризонталните премествания за ЕГС и да ограничат конструктивните повреди при КГС.

Фрикционните демпфери предлагат големи възможности при ниски разходи, съчетани с лесен монтаж и поддържане. Затова в миналото са предложени и

експериментално изследвани няколко такива устройства [16-18], като някои от тях са приложени в сгради по целия свят. Най-широко прилаганата система с фрикционни демпфери е на основата на връзки, включващи елементи с интегрирани в тях фрикционни демпфери [16, 19, 20]. Няколко изследователи са работили върху тази конструктивна концепция и са предложени методики за проектиране, включващи и оптимизиране на силите на триене (приплъзване) за съответната връзкова система.

За преодоляване на недостатъка на традиционната стратегия за проектиране, свързан с необходимостта да се проектират „силни“ спрямо съответните греди съединения, предложена е и алтернатива на концепцията „слаба греда – силен възел – силна колона“. Нейната философия се основава на алтернативен йерархичен критерий „силна колона – слаб възел – силна греда“ в рамките на допусканата от Еврокод 8 възможност да се използват неравноякостни възли, при условие, че притежават достатъчен ротационен капацитет (обикновено $0,035 \text{ rad}$ за зони с висока сеизмичност), което подлежи на експериментално доказване. При този подход, даже и при греди с големи напречни сечения поради големи отвори или големи вертикални товари, използването на неравноякостни възли позволява да се контролират огъващите моменти, които се пренасят от гредите в колоните. Така се избягва прекаленото преоразмеряване, което следва от йерархичия критерий „слаба греда – силна колона“. В допълнение към това, конструктивните детайли на възлите греда-колона могат да се опростят значително, което резултира в общата ценова ефективност на конструктивното решение и води до преодоляване на икономическите недостатъци на концепцията със силни възли.

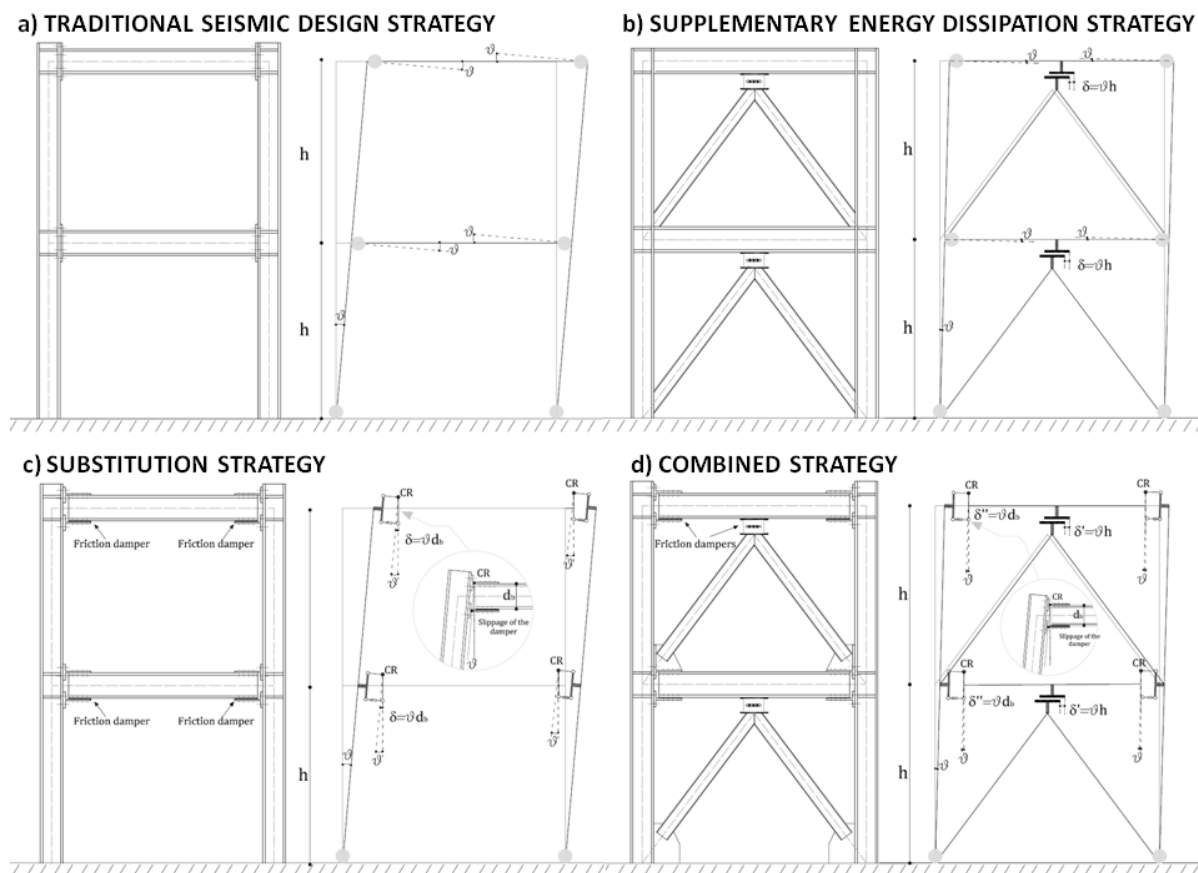
Нарастващият интерес на научната общност към прилагане на дисипативни „полу-непрекъснати“ рамки с неравноякостни възли [5, 21-27] е отразен и в последната версия на Еврокод 8. Практическото приложение на тази концепция обаче все още е силно ограничено поради необходимостта от експериментално доказване на дисипационния и ротационния капацитети на възлите, което е извън възможностите на редовите проектантите. Освен това, независимо че концепцията с неравноякостни възли може да доведе до по-икономично проектно решение, тя също има недостатъци, като намалена хоризонтална коравина на рамката и ограничен капацитет за дисипация на енергия в краищата на гредите.

Използвайки направените по-горе изводи като отправна точка, много изследователи работят върху преодоляване на недостатъците на описаните стратегии като се фокусират върху разработване на „интелигентни съединения“, в които дисипирането на сеизмична енергия да се съсредоточи в специално проектирани дисипатори или демпферни устройства, вградени в компонентите на самото съединение. Целта следователно е съединенията да се проектират така, че да устояват без повреди не само чести земетресения (ЕГС), но и редки и разрушителни такива, съответстващи на доста по-голям период на повтаряемост (КГС).

Идеята за изследването е вдъхновена от стратегията за допълнителна дисипация на енергия, но основана на прилагането на демпфери в един нов контекст. Наистина, стратегиите с пасивен контрол най-общо са основани на съчетаване на капацитета за дисипиране на енергия на главната конструкция с допълнителна дисипация в демпферни устройства. За разлика то това, идеята на новата стратегия, която може да се нарече „стратегия на заместване“, е прилагане на демпфери, разработени така, че да заместят изцяло традиционните дисипативни зони в краищата на гредите при рамки.

От технологична гледна точка, предложената иновация включва разработване на съединения греда-колона за рамки с вградени в тях демпфери. Те могат да са разположени при долния пояс на гредата или при двата пояса. Демпферни устройства могат да се прилагат и в рамките на други конструктивни конфигурации. Такива устройства могат да бъдат вискозни демпфери, демпфери с оловна сърцевина, хистерезисни устройства,

фрикционни демпфери, устройства със сплави с памет на формата (SMA), както и диагонали с предотвратено изкълчване (BRB).



Фигура 1.1: Сравнение между различни стратегии за проектиране

Изясняването на разликите на предлаганата стратегия спрямо традиционния подход за проектиране за сеизмични въздействия, както и спрямо стратегията за допълнителна дисипация на енергия (пасивен контрол), е направено чрез анализ на различните схеми, показани на Фиг. 1.1, където е предложено използване на фрикционни демпфери. На Фиг. 1.1a е посочено, че при традиционни рамки дисипативните зони са разположени в краищата на гредите, където трябва да се формират пластични стави. Изискванията към проектирането на рамката за сеизмични въздействия обикновено се изразяват чрез максималните относителни междуетажни премествания (на фигурата ϑ) които определят очакваните пластични ротации в дисипативните зони. Стратегията за допълнителна дисипация на енергия (Фиг. 1.1b) е насочена към намаляване на тези изисквания чрез добавяне на сеизмични демпфери, които, с оглед максимална ефективност, трябва да се разположат на места, където се очакват големи взаимни премествания. Допълнителната дисипация на енергия, която се реализира от тези устройства, води до намаляване на ϑ и като следствие – до редуциране на конструктивните повреди в краищата на гредите. Стратегията на заместване (Фиг. 1.1c) позволява предотвратяване на конструктивни повреди, защото функцията на всички дисипативни зони е изцяло заместена от съединенията, оборудвани с фрикционни демпфери. В този случай очакваните междуетажни премествания не са по-малки в сравнение с традиционната конструкция (Фиг. 1.1a), но те предизвикват ограничени конструктивни повреди само в някои части на възела. Причината за това е, че завъртанятията в съединенията греда-колона се реализират чрез подходящо определен ход на фрикционните демпфери (Фиг. 1.1c). Максималното допустимо завъртане на практика се определя от хода на демпфера и рамото на вътрешните

сили в съединението, т.е. отстоянието му до центъра на ротация CR. Полезно е да се отбележи, че относителното преместване между краищата на фрикционния демпфер $\delta = \vartheta d_b$, където d_b е височината на гредата, е значително по-малко от преместването $\delta = \vartheta h$ (h е междуетажната височина), което би възникнало при прилагане на стратегията за допълнителна дисипация на енергия (Фиг. 1.1b). Това е основното обяснение защо случаи а) и с) се очаква да доведат до съизмерими изисквания за необходими междуетажни премествания. Накрая, по-нататъшно подобрене на реагирането при сеизмични въздействия се постига чрез комбинирането на стратегията на заместване и стратегията за допълнителна дисипация на енергия. Този комбиниран подход (Фиг. 1.1d) води както до редуция на междуетажните премествания при разрушителни земетресения, така и до предпазване на съединенията греда-колона от големи повреди. В намаляването на междуетажните премествания се открива и още едно съществено предимство – редуция на повредите в неконструктивните елементи.

Прилагането на съединения греда-колона с вградени демпфери се оказва ефективен инструмент за намаляване на повреди в конструктивни части, тъй като дисипацията на сеизмичната енергия се концентрира в специално проектирани за целта компоненти, които могат да се подменят след силни земетресения. Но остава един съществен недостатък, общ както за традиционните съединения, така и за интелигентните съединения с демпфери – остатъчни премествания и общо наклоняване на сградата след силно земетресение. Размерът на тези остатъчни деформации на практика определя възможността за ефективно ремонтване и възстановяване на сградата. Ето защо изследователските усилия са насочени и към възможността за оборудване на съединенията със самоцентриращи устройства, които най-често включват система за последващо налягане.

В следващите раздели е направен кратък преглед на различни „интелигентни“ съединения със сеизмични демпфери при различни конфигурации. Обобщени са и основните резултати от техническата литература и научноизследователските проекти, и е направен опит за класификация. Представен е и кратък преглед на съединения със самоцентриращи се системи.

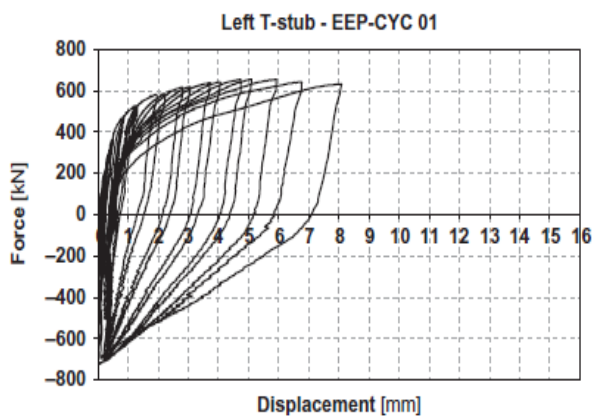
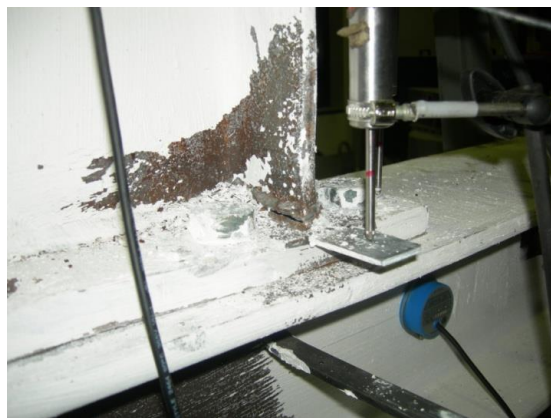
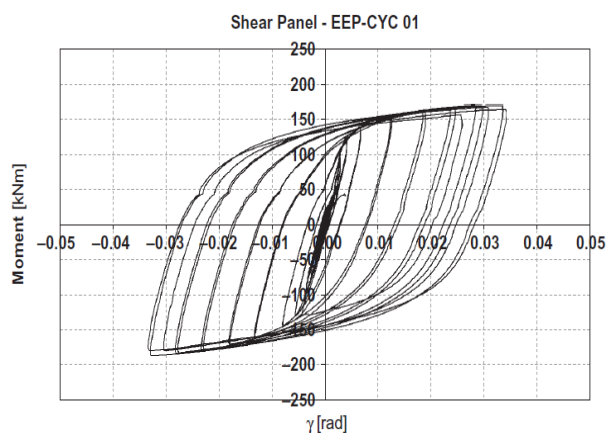
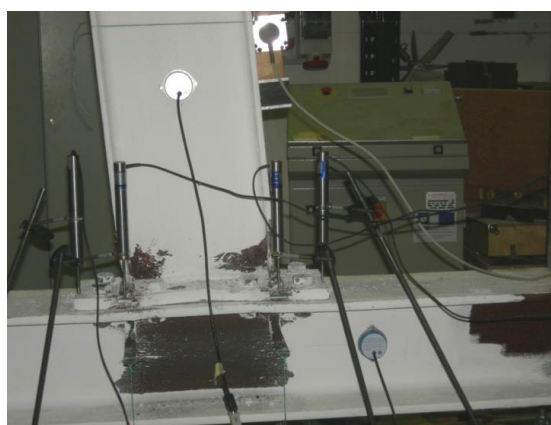
Обещаващите резултати от изследванията в тази проблематика показва, че стоманените конструкции могат да имат блестящо бъдеще заради разнообразието от възможни конструктивни решения и огромните предимства, които тези технологии осигуряват в сравнение със стоманобетонните конструкции в контекста на надеждно осигуряване за сеизмични въздействия. Отговорност на производителите на стоманени конструкции е да промотира прилагането на стомана в страните със сеизмична опасност, като запознава възложителите и проектантите с потенциала на стоманените конструкции за редуциране на преките и непреките загуби след разрушителни земетресения.

1.2 НЕДОСТАТЪЦИ НА ТРАДИЦИОННИТЕ СЪЕДИНЕНИЯ

Един бърз преглед на поведението на традиционни съединения греда-колона може да се получи от [25], където е представен анализ на резултатите от експериментална програма върху граничното поведение на възли с болтови съединения при циклично натоварване. Проектирани и изпитани са различни съединения между едни и същи греда и колона. Целта при проектирането е при еднаква носимоспособност на огъване на съединенията да се варират най-слабите им (меродавни) части (компоненти). По този начин е показано как чрез подходящо усилване на компонентите, чиито пластифициране трябва да се предотврати, може да се управлява граничното поведение на съединението. За тази цел компонентният метод е приет като средство за проектиране с йерархични критерии за компонентите. По-нататък е показана реална възможност за разширяване на компонентния метод за предсказване и на цикличното поведение на възли греда-колона, което доказва,

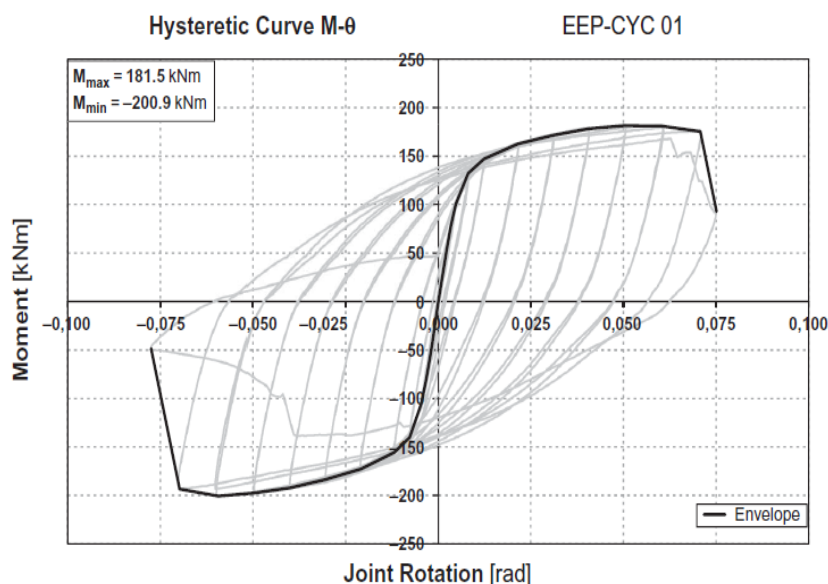
че той може да бъде мощен инструмент за проектиране на съединения за сеизмични въздействия.

На Фиг. 1.2 [25] е показано поведението на възли с фланцеви съединения с конзолни фланцеви плочи, проектирани така, че възловото поле от стеблото на колоната на срязване да е най-слабия компонент. Представено е и цикличното поведение на главните компоненти. Прилагането на компонентния метод позволява избор на компонента, който да е основен дисипатор на енергия. В случая това е възловото поле, което се вижда от зависимостта между огъващия момент и ъгловата дисторсия при срязване на възловото поле при циклично натоварване. Значителното механично уякчаване при срязване във възловото поле обаче резултира в съществено увеличена носимоспособност, което причинява пластифициране и на фланцевата плоча при огъване, и в резултат съединението се разрушава при заваръчен шев между пояса на гредата и фланцевата плоча.



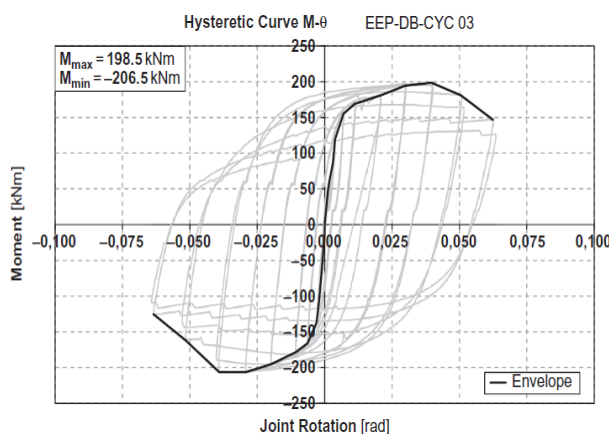
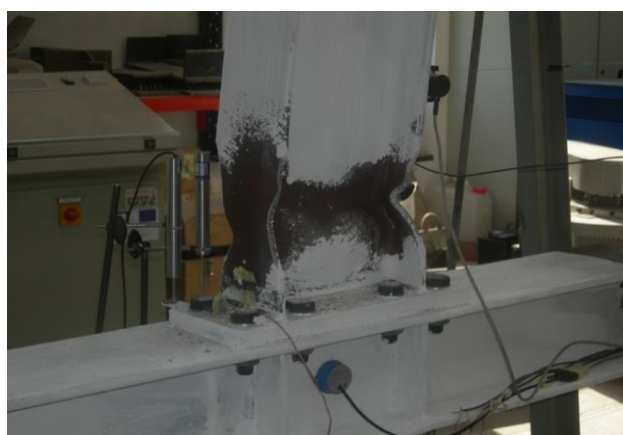
Фигура 1.2: Поведение на компонентите на възел, проектиран така, че възловото поле да е най-слабия компонент [25]

Цикличното поведение на възела е показано на Фиг. 1.3 [25]. То показва, че когато пластичните деформации във възела са предимно във възловото поле, се получават широки и устойчиви хистерезисни примки. Възелът позволява значителни пластични ротации, които се оказват доста над необходимите за силни земетресения. Въпреки, че пластифицирането на възловото поле може да осигури достатъчни пластични ротации и дисипационен капацитет, ремонтът след силно земетресение е затруднен. Освен това, за коректното моделиране на възловото поле трябва да се проведе нелинеен конструктивен анализ за оценка на сеизмичното му поведение. В пластичен стадий могат да се проявят значителни ефекти от втори ред. Затова мнението на авторите е, че независимо от демонстрираната голяма дисипация на енергия, възли греда-колона с пластифициращо се възлово поле трябва да се избягват.



Фигура 1.3: Циклична зависимост момент-завъртане при възел, проектиран така, че възловото поле да е най-слабия компонент [25]

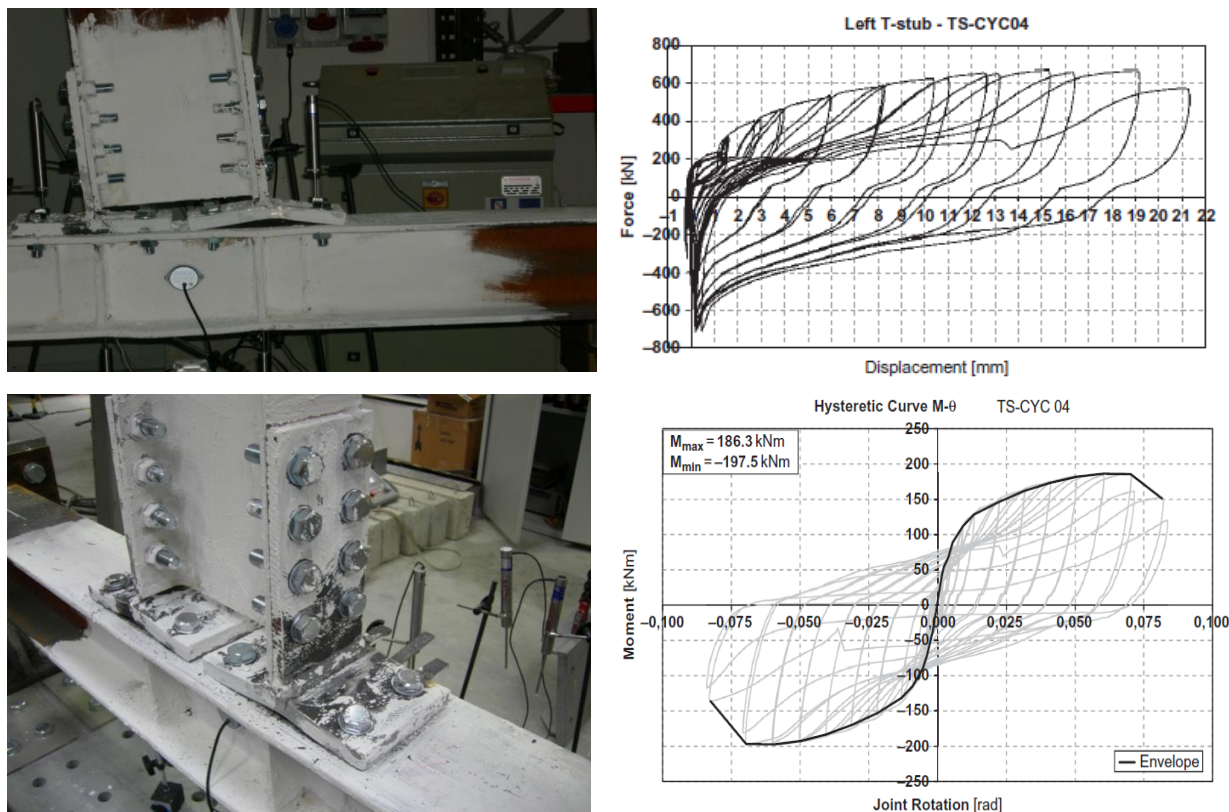
Поведението при „силни“ съединения се определя от пластифициране в края на гредата. Затова съответното циклично поведение е лимитирано от местна загуба на устойчивост на стените на гредата. В зависимост от стройностите на поясите и на стеблото, загубата на устойчивост определя деградацията на носимоспособност при циклично натоварване. Това е характерно за възли с отслабено сечение на гредата (RBS). Фиг. 1.4 [25] представя цикличното поведение на възли с фланцеве съединения с конзолни фланцеве плочи и греди с отслабено сечение. Колоната и гредата са същите, както на Фиг. 1.2, а отслабеното сечение е проектирано така, че да осигури почти същата носимоспособност на огъване.



Фигура 1.4: Циклични зависимости момент-завъртане на възли с RBS [25]

Вижда се, че пластичната става в отслабеното сечение се формира чрез местна загуба на устойчивост на двата пояса под действие на цикличното натоварване, съчетана с местна загуба на устойчивост и на стеблото поради необходимостта от кинематична съвместимост на деформациите. И при този случай възелът позволява пластични ротации далеч по-големи от необходимите за силно земетресение, но въпреки това ясно се виждат и недостатъците на традиционната философия за проектиране. Ефективното дисипиране на енергия чрез пластични деформации в отслабените сечения резултира в значителни

остатъчни хоризонтални премествания на конструкцията. Техният размер определя възможността за ремонт и възстановяване след разрушително земетресение.



Фигура 1.5: Циклични зависимости момент-ротация за съединения с разделени свързващи фланцеви Т-профили, проектирани така, че Т-профилите да са най-слабия компонент [25]

Фиг. 1.5 представя цикличното поведение на съединение с разделени фланцеви Т-профили (DST, double split tee connection) [25]. Гредата и колоната са отново същите както на Фиг. 1.2 и 1.4. Т-профилите са проектирани така, че да се най-слабия компонент, като същевременно възелът има почти същата носимоспособност на огъване като предходните възли. По този начин се демонстрира влиянието на избора на меродавния компонент. На фигурата е показана зависимостта сила-преместване за най-слабия компонент, в случая левия Т-профил. Очаквано, меродавен за разрушаването на съединението е фланцевият Т-профил, в чиито пояси се образуват пластични линии. Конкретно в случая, пукнатина възниква в пластичната линия до стеблото на Т-профила, първоначално около средата на линията, след което постепенно се развива до пълното разрушаване на пояса на Т-профила.

Добре проектирани [25], фланцевите Т-профили се оказват в състояние да реализират пластични ротации доста по-големи от необходимите за силно земетресение. Но хистерезисните примки не са така стабилни, защото се наблюдава прогресиращо прищипване. Основното предимство на това традиционно конструктивно решение е, че Т-профилите позволяват лесна подмяна, поради което могат да се разглеждат като хистерезисни устройства, вградени в съединението. От друга страна, ротационната деформативност на тези съединения може да бъде значителна и това трябва да се отчита при проектирането, за да се контролира увеличената хоризонтална деформативност на конструкцията.

На основата на направения по-горе преглед на цикличното поведение на традиционните съединения и възли греда-колона, техните предимства и недостатъци могат да се обобщят както следва.

Традиционните силни съединения проявяват следните предимства:

- дисипативните зони в краищата на гредите позволяват реализиране на необходимите пластични ротации, доста над границата $0,035 \text{ rad}$, която се изисква за конструкции с висок клас на дуктилност. Това се осигурява чрез ограничаване на стройностите на стените на гредата;
- хистерезисните примки са широки, като тяхната стабилност е свързана с деградация на носимоспособността в зависимост от стройностите на стените на гредата.

Основните им недостатъци могат да се обобщят така:

- дисипативните зони са в главната конструктивна система, която след силно земетресение се оказва повредена и се налагат ремонтни работи;
- възстановяването на пластифицираните краища на гредите не е лесно в сравнение с други типове съединения, като тези с фланцеви Т-профили;
- след разрушително земетресение конструкцията отстава деформирана (наклонена), поради което нейното рецентриране е основен проблем при възстановяването;
- при силни земетресения се реализират преки и непреки загуби.

Обратно, при традиционните неравноякостни съединения могат да се открият следните предимства:

- като се изключи пластифицирането при срязване на възловото поле, дисипативните компоненти са най-често съединителни части и могат лесно да бъдат подменени (като фланцевите Т-профили или аналогични ъглови такива);
- гредите като елементи на главните конструктивни системи остават в еластичен стадий;

От друга страна, могат да се посочат следните недостатъци:

- конструктивното проектиране с прилагане на неравноякостни възли е усложнено, тъй като проектантът трябва е в състояние да отчете не само носимоспособността на огъване на възела, но и неговата ротационна коравина, както и неговия пластичен ротационен капацитет;
- съединителните части подложени на пластифициране трябва да бъдат ремонтирани или подменени;
- след разрушително земетресение конструкцията отстава деформирана (наклонена), поради което нейното рецентриране е основен проблем при възстановяването;
- при силни земетресения се реализират преки и непреки загуби.

1.3 ИНТЕЛИГЕНТНИ СЪЕДИНЕНИЯ

Интелигентните съединения дават решения за отстраняване на много от недостатъците, които проявяват традиционните както силни, така и неравноякостни съединения, подложени на разрушителни сеизмични въздействия. Интелигентни съединения могат да бъдат замислени и разработени за постигане на една или повече от следните цели:

- осигуряване на главната конструктивна система да остане в еластичен стадий (подобно на случая с неравноякостни съединения, при които гредите остават без повреди);
- дисипиране на входящата сеизмична енергия чрез специално проектирани компоненти, които могат лесно да бъдат заменени след разрушителни земетресения;
- редуциране на остатъчните общи деформации на конструкцията след силно сеизмично въздействие.

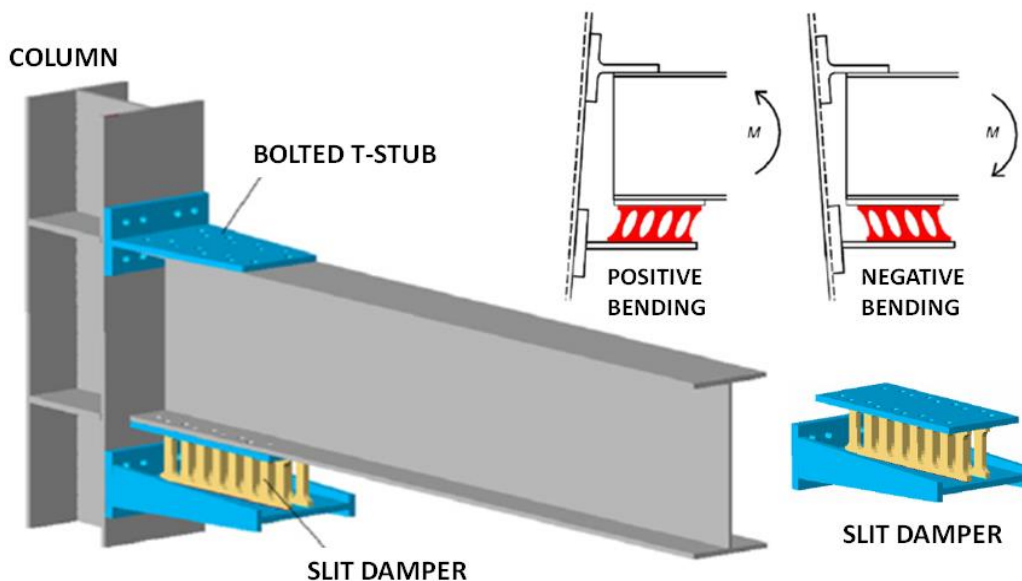
За постигане на горните цели интелигентните съединения могат да се проектират съгласно следните стратегии:

- вграждане в съединенията на различни сеизмични демпфери (хистерезисни, демпфери с оловна сърцевина, демпфери съставени от BRB, фрикционни демпфери, демпфери използващи сплави с памет на формата);
- вграждане в съединенията на рецентриращи се системи;
- едновременно вграждане в съединенията на сеизмични демпфери и самоцентриращи се системи.

По-долу са представени някои предложения за различни типове интелигентни съединения.

1.3.1 *Интелигентни съединения с хистерезисни демпфери*

Иновативна система съединения с гребеновидни хистерезисни демпфери е разработена от Oh *et al.* [28]. Тя осигурява добро сеизмично поведение и позволява бърз ремонт след силно земетресение. Гребеновидният демпфер, в който се концентрират пластичните деформации, е разположен при долния пояс на гредата (Фиг. 1.6). Центърът на ротация е фиксиран на нивото на горния пояс чрез фланцеви Т-профил. Местоположението на центъра на ротация е избрано там, за да се предотвратят повреди на стоманобетонната подова плоча, която е върху горните пояси на гредите. Носимоспособността на съединението на провлачане и неговата гранична носимоспособност на огъване се определят от съответните носимоспособности на провлачане и гранична носимоспособност на гребеновидния демпфер, и рамото на вътрешните сили в съединението.



Фигура 1.6: Съединение греда-колона с гребеновиден демпфер [28]

С дадените на Фиг. 1.7 означения носимоспособността на провлачане на гребеновидния демпфер се определя като:

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

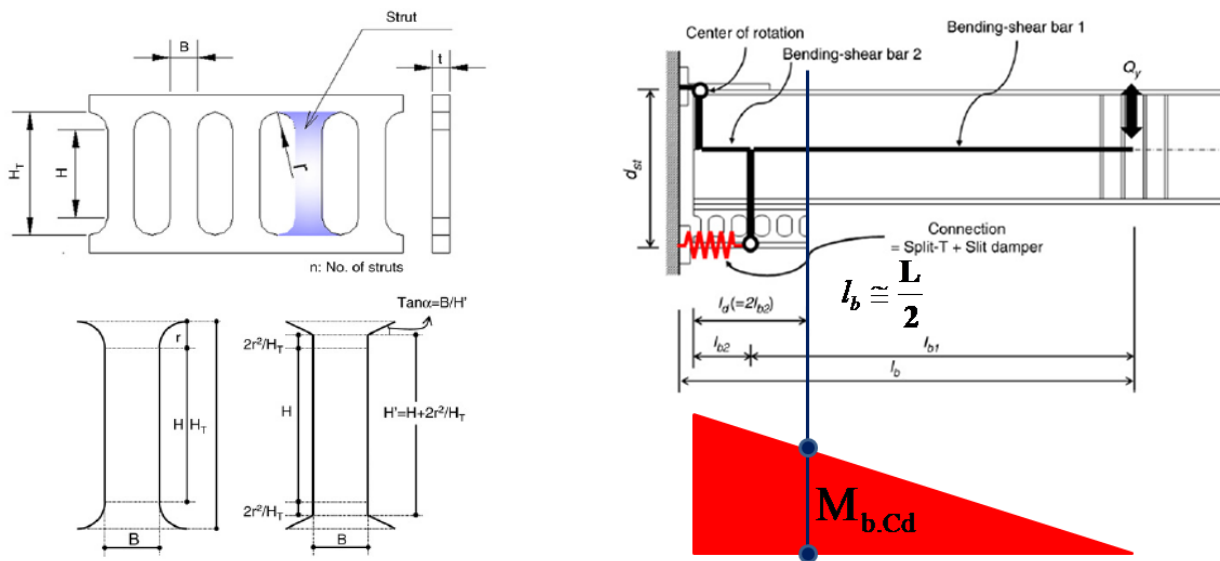
където n е броят на прътчетата в демпфера, t и B са тяхната дебелина и широчина, H' е еквивалентната височина и f_y е границата на провлачане. Граничната носимоспособност се определя по израза:

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

H_T е общата височина на прътчетата на демпфера, а f_u е граничната якост.

Преместването при начало на пластифицирането на демпфера се получава като:

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



Фигура 1.7: Означения и критерий за проектиране на съединения с гребеновидни демпфери

Задачата на интелигентните съединения е да предотвратят пластифициране на съответните греди. В този контекст, чрез прилагане на принципите на капацитивното проектиране към компонентите на съединението, лесно може да бъде изведен критерий за проектиране. Съгласно тези принципи, недисипативните елементи се проектират за максимално възможните усилия, които дисипативните елементи или компоненти са в състояние да пренесат в пластичен стадий с отчитане и на възможното уякчаване. В конкретния случай, гребеновидният демпфер е дисипативния компонент с гранична носимоспособност съгласно израз (1.2). Тогава носимоспособността на огъване на съединението, съответстваща на граничната носимоспособност на демпфера, се получава по формулата (Фиг. 1.7):

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

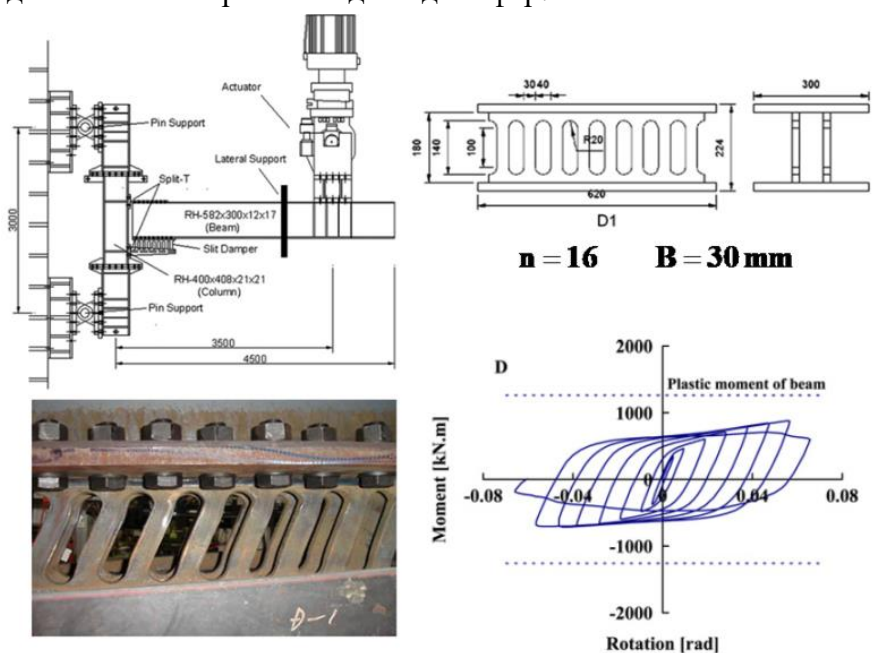
Следователно напречното сечение на гредата като недисипативен елемент, в който пластифициране не се допуска, трябва да удовлетворява следното изискване:

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

където $M_{b.Rd}$ е изчислителната носимоспособност на гредата на огъване.

Проектирането чрез изрази (1.2), (1.4) и (1.5) гарантира, че пластифициране на гредата няма да се допусне. За да се осигури, че дисипирането на енергия ще се концентрира само в демпфера, всички останали компоненти на възела също трябва да се проектират капацитивно. Това означава, че фланцевият Т-профил при горния пояс на гредата трябва да се проектира за сила, равна на P_u . Аналогично и стеблото на колоната на натиск, стеблото на колоната на опън и възловото поле на колоната на срязване трябва да бъдат проверени като се вземе предвид максималната сила P_u , която може да поеме демпферът.

Тъй като за дисипиране на енергията се използва хистерезисен демпфер, специално проектиран с достатъчен ход за премествания и достатъчен дисипационен капацитет, съединения с вградени такива демпфери осигуряват стабилно хистерезисно циклично поведение (Фиг. 1.8) и ротационен капацитет в пластичен стадий много над референтната стойност обикновено предписвана от съответните стандарти с оглед предотвратяване на пластични деформации в гредата. Ето защо, след разрушително земетресение ще е достатъчна подмяна само на гребеновидния демпфер.

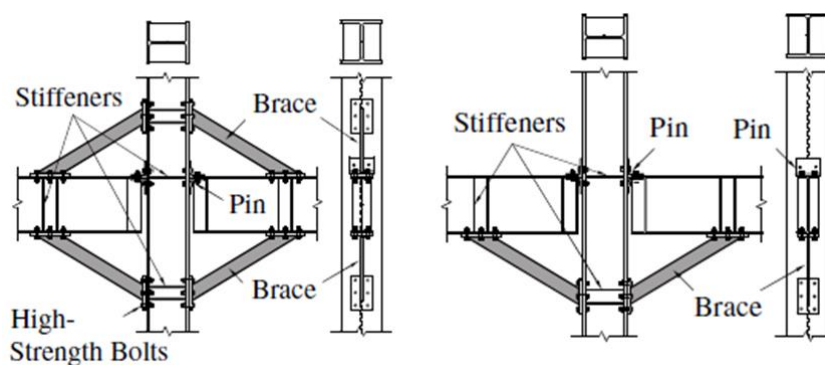


Фигура 1.8: Резултати от изпитвания на съединения с гребеновидни демпфери

Експерименталните резултати [28] демонстрират, че правилно проектираните съединения с вградени гребеновидни демпфери проявяват отлично хистерезисно поведение. Дисипацията на енергия и пластичните деформации в системата се оказват концентрирани само в демпферите, докато нееластично поведение на гредите и колоните е предотвратено чрез прилагането на принципите на капацитивното проектиране.

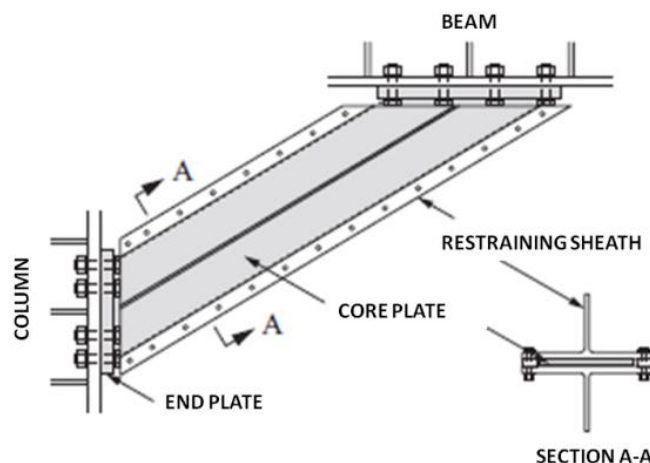
1.3.2 Интелигентни съединения с BRB

Добре известно е, че диагоналите с предотвратено изкълчване (Buckling Restrained Braces, BRB) имат като съставна част сърцевина, подложена на опън/натиск, и представляваща дисипативна част. Изкълчването ѝ при натиск се предотвратява чрез използването на подходящо проектиран външен кожух. Следователно BRB могат да се разглеждат като особен случай на хистерезисни демпфери, които обикновено се използват като диагонали на вертикални връзки. След като обаче те могат да бъдат припознати като тип хистерезисни демпфери, е очевидно, че тяхната употреба може да се разшири и за много други конструктивни конфигурации. По-специално, използването на BRB за оборудване с хистерезисни демпфери на рамкови възли греда-колона е предложено в [29] (Фиг. 1.9), където са изследвани две конфигурации на възли.



Фигура 1.9: Съединения греда-колона, оборудвани с диагонали с предотвратено изкълчване [29]

При първата конфигурация се използват диагонали с предотвратено изкълчване, свързващи горния и долния пояс на гредата към колоната. При втората конфигурация BRB са свързани само към долния пояс на гредата. И в двата случая горният пояс на гредата е свързан към колоната също и с помощта на фланцеви Т-профил, което на практика определя местоположението на центъра на ротация.



Фигура 1.10: Конструктивен детайл на "изцяло стоманен" BRB, използван като хистерезисен елемент [29]

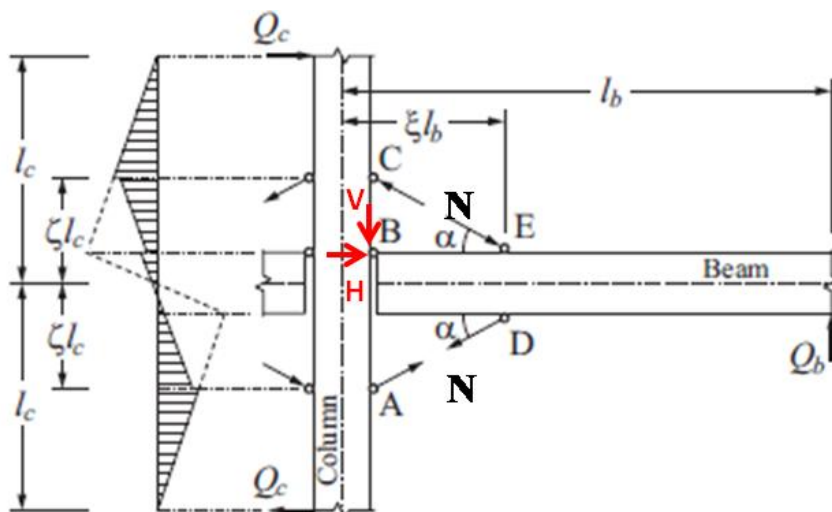
Хистерезисният демпфер е съставен от сърцевинна плоча, чието изкълчване при натиск се предотвратява от външен кожух, формиран от два болтови Т-елемента. Следователно демпферът е „изцяло стоманен“ BRB (Фиг. 1.10).

Основната цел на интелигентните съединения е предотвратяването на провлачването на гредата и концентрирането на дисипацията на енергия в сеизмичните демпфери. Проектирането на конструктивния детайл трябва да се основава на прилагането на принципите на капацитивното проектиране на ниво компоненти на възела. Започвайки от условието за провлачване на сърцевинната плоча $N = N_y$, лесно може да се определи напречната сила в гредата $Q_b = Q_{bp}$, водеща до провлачване (Фиг. 1.11). Така например, по отношение на конфигурацията с BRB, свързани към долния и горния пояс на гредата, условието за равновесие на вертикалните сили дава:

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

условието за равновесие на хоризонталните сили дава $H = 0$, а моментното уравнение, съставено спрямо центъра на ротация В, дава:

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



Фигура 1.11: Сили във възел греда-колона, оборудван с BRB от горната и долната страна на гредата [29]

Отчитайки че

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

срязващата сила в гредата, съответстваща на провлачването на сърцевинната плоча на BRB, е

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

Максималният огъващ момент в гредата, съответстващ на провлачването на BRB, е в напречното сечение ED. Изхождайки от изискването за капацитивно проектиране, той може да се определи като

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

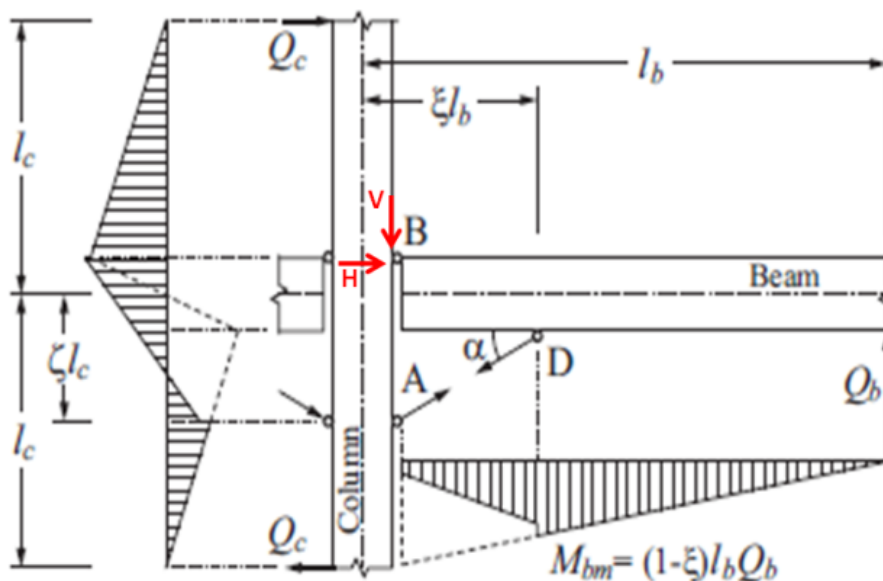
С оглед предотвратяване провлачването на гредата, трябва да бъде изпълнено следното условие:

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

Комбинирайки изрази (1.11) и (1.10), лесно се извежда условието за проектиране на сърцевинната плоча на база дадено напречно сечение на гредата

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

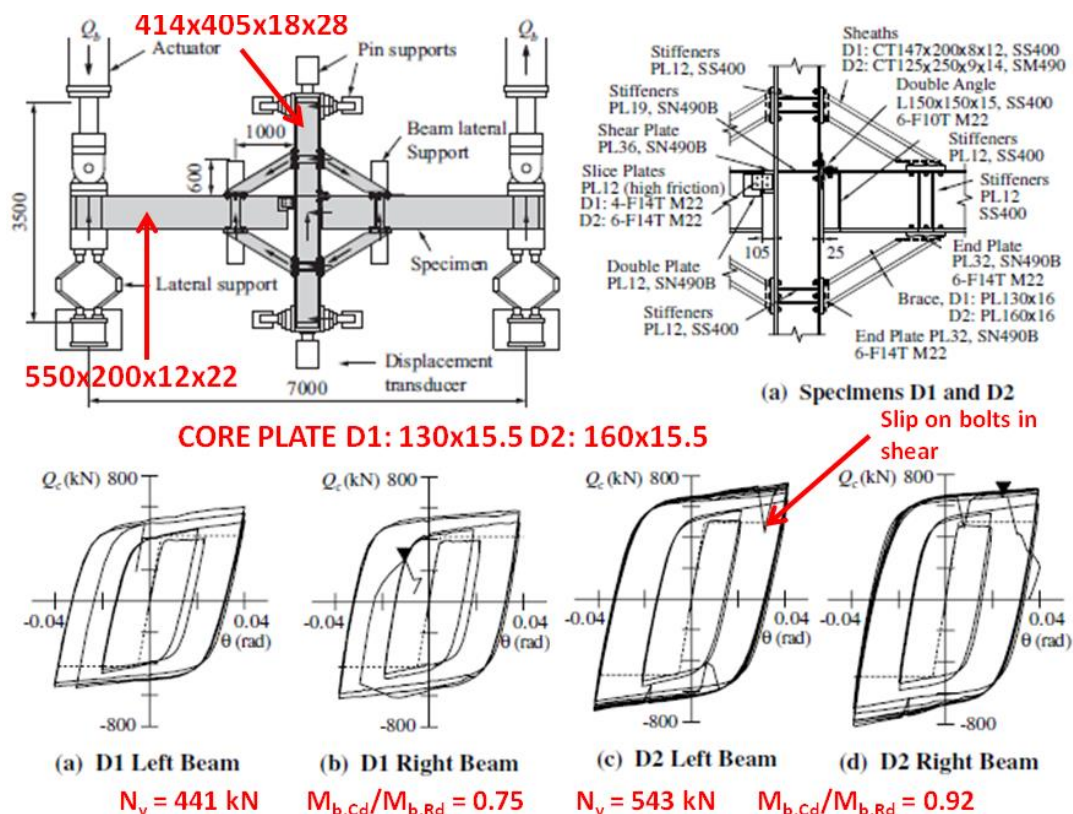
След като сърцевинната плоча на BRB е проектирана с оглед предотвратяване провлачването на гредата, всички останали елементи на възела следва да се оразмерят, отчитайки максималните усилия, генерирани при провлачването на сърцевинната плоча, т.е за $N = N_y$.



Фигура 1.12: Усилия във възел греда-колона, оборудван с BRB от долната страна на гредата [29]

Чрез прилагане на същата процедура, но за случая на възли греда-колона, оборудвани с BRB само от долната страна на гредата (Фиг.1.12), се получава следното условие за проектиране на сърцевинната плоча:

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



Фигура 1.13: Зависимост момент-ротация на възли греди-колони, оборудвани с BRB, и подложени на циклично натоварване [29]

Експерименталните резултати [29] показват, че подходящо проектираните съединения, оборудвани с хистерезисни демпфери под формата на диагонали с предотвратено изкълчване, показват отлично хистерезисно поведение (Фиг. 1.13). Дисипацията на енергия и пластичните деформации се концентрират само в BRB, докато посредством капацитивното проектиране се избягва нееластичното поведение на гредите и колоните.

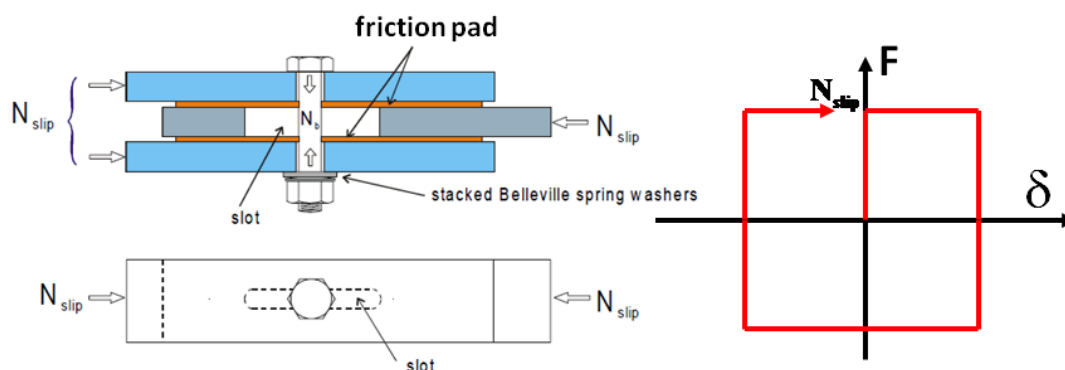
1.3.3 Интелигентни съединения с фрикционни демпфери

Въпреки че възлите греди-колони, оборудвани с фрикционни демпфери, са предложени за първи път през 1995 от Popov и Yang [30], изследователската дейност по този иновативен тип съединения получава тласък едва наскоро, основно в Нова Зеландия [31-35] (където са направени и първите приложения в реални сгради - в комплекса "Te Puni Village Buildings" [36]) и в Италия [9, 10, 37-39].

Предлаганите в момента фрикционни демпфери за оборудване на възли греди-колони могат да се разделят в две категории: 1) демпфери на основата на симетрични фрикционни съединения (Symmetric Friction Connections, SFC) и 2) демпфери на основата на несиметрични фрикционни съединения (Asymmetric Friction Connections, AFC).

Симетричните фрикционни съединения обикновено се състоят от две външни плочи, свързани с болтове със стандартни отвори към вътрешна плоча с дълъг овален отвор по направление на приложената сила. Освен това, между външните плочи и вътрешната плоча са поставени фрикционни подложки (Фиг. 1.14). Фрикционните подложки могат да са плочи от специално подбран материал или стоманени плочи с подходящо покритие. И в двата случая материалът на фрикционната подложка или покритието на стоманените плочи е необходимо да са коректно подбрани, за да се осигури адекватна стойност на коефициента на триене и да се редуцира загубата на напрегаща сила в болта в резултат на

износването на контактните повърхности. Целта е осигуряване на стабилност на хистерезисните примки [40, 42]. Обикновените шайби често се заменят с Белвил шайби, т.е. с дискови пружини, с оглед редуциране на загубите на напрегаща сила в болта.



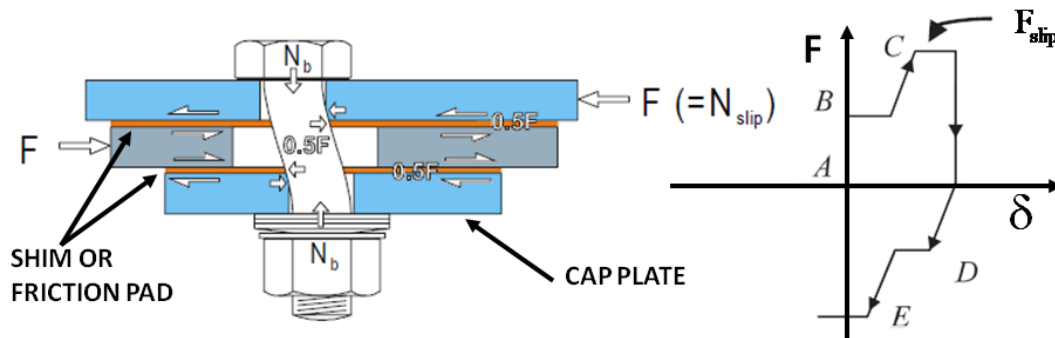
Фигура 1.14: Концепция и идеализирана хистерезисна зависимост сила-преместване на симетрично фриktionно съединение

Теоретичната зависимост сила-преместване на симетричното фриktionно съединение съответства на кораво – идеално пластичен модел на поведение, при който площадката на провлачване се дължи на достигането на носещата способност на триене на съединението, която може да се изчисли като

$$N_{slip} = n_b n_s \mu N_b, \tag{1.14}$$

където n_b е броят на болтовете, n_s е броят на контактните повърхности, μ е коефициентът на триене, а N_b е напрегащата сила в болта.

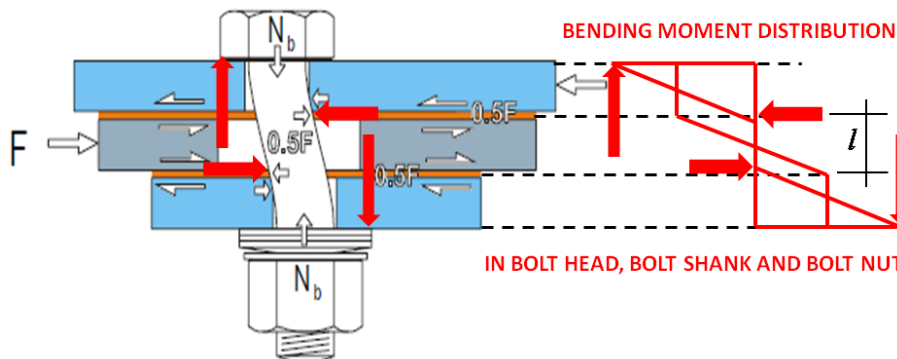
Несиметричните фриktionни съединения (Фиг. 1.15) се състоят от две външни плочи, свързани с болтове със стандартни отвори към вътрешна плоча с дълъг овален отвор по направление на силата, но силата се предава на устройството само чрез едната външна плоча. Втората външна плоча, наричана още покриваща плоча, не е подложена на действието на външна сила. Освен това, между вътрешната плоча и външните плочи се поставят две уплътнителни плочи или фриktionни подложки.



Фигура 1.15: Концепция и идеализирана хистерезисна зависимост сила-преместване на несиметрично фриktionно съединение

В AFC има две плъзгащи се повърхности: 1) повърхността между горната уплътнителна плоча и външната плоча, предаваща приложената сила, и 2) повърхността между долната уплътнителна плоча и вътрешната плоча. Идеализираната зависимост сила-преместване на AFC се характеризира с две нива на силата, при които настъпва приплъзване. Когато силата, дължаща се на сеизмично въздействие, превиши носещата способност на триене на AFC, първоначално настъпва приплъзване по първата повърхност при носеща способност на триене, съответстваща на точка В. По-нататъшно увеличаване

на силата от сеизмично въздействие предизвиква приплъзване по втората повърхност, което съответства на носещата способност на триене, означена с точка С. В този стадий болтът се намира в състояние на двойна кривина, с моментова диаграма в болта, показана на Фиг. 1.16. При обръщане посоката на силата настъпва приплъзване по първата повърхност (точка D), последвано от приплъзване по втората повърхност (точка E).



Фигура 1.16: Огъване на тялото на болта с двойна кривина

Максималният огъващ момент в тялото на болта се определя като

$$M = \frac{Vl}{2} = \frac{\mu Nl}{2}. \tag{1.15}$$

Изчислителната носеща способност на огъване на тялото на болта, редуцирана поради наличието на опънната сила N , дължаща се на предварителното налягане, се определя като

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

Изчислителната носеща способност на срязване на тялото на болта е

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

Болтът е едновременно подложен на действието на огъващ момент и срязваща сила, като взаимодействието $M-V$ се отчита чрез следната безопасна област:

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

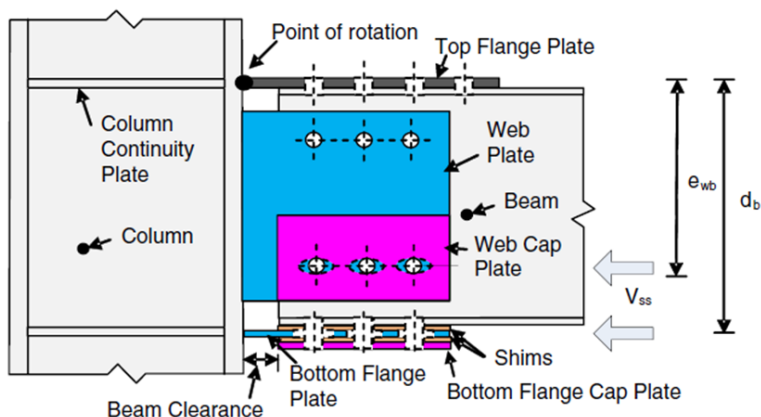
Имайки предвид, че $V = \mu N$, комбинирайки уравнения (1.15-1.18), и решавайки по отношение на N , носимоспособността на триене за един болт се определя като:

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

Полезно е да се отбележи, че главният недостатък на AFC в сравнение с SFC е взаимодействието $M-N-V$ за тялото на болта, което при даден диаметър на болта и даден коефициент на триене води до редуция на силата, предавана чрез триене. Фактически стойността на N , съответстваща на провлачване на болта, е по-малка от N_b , така че AFC са в състояние да предават по-малка сила в сравнение с SFC. От друга страна, авторите на AFC споменават за известен самоцентриращ ефект, дължащ се на специфичната форма на хистерезисните примки.

Възлите греда-колона, оборудвани с несиметрични фриktionни демпфери, са известни също и като възли с плъзгаща се става (Фиг. 1.17) [31-35]. Краят на гредата се намира на известно отстояние от челото на колоната. Горният пояс на гредата е свързан към пояса на колоната чрез плоча, заварена към колоната, и свързана с болтове към гредата. Краят на пояската плоча, заварен към колоната, обуславя центъра на ротация. С местоположението на центъра на ротация се цели минимизирането на повредите в подовата плоча. Срязващата сила в гредата се поема от горния ред стеблени болтове.

Предвидени са овални в хоризонтално направление отвори в долната поясна плоча, както и в долния ред болтове на стъблената плоча, заварена към колоната, като целта е да се допусне значителна ротация на края на гредата спрямо челото на колоната. Луфтът между гредата и колоната трябва да е достатъчно голям, за да поеме очакваната ротация на съединението при силно сеизмично въздействие. Под долната поясна плоча се намира поясната покриваща плоча. Тя е плаваща плоча, тъй като няма физическа връзка между нея и останалата част от възела, освен чрез болтовете. Аналогично, от външната страна на стъблената плоча е поставена стъблена покриваща плоча. По всички триещи се повърхности се поставят уплътнителни плочи. Тези плочи могат да са изработени от стомана, бронз или друг материал. Отворите в тях са стандартни, така че приплъзването настъпва от страната на уплътнителната плоча, намираща се в контакт с долната поясна плоча или стъблената плоча.



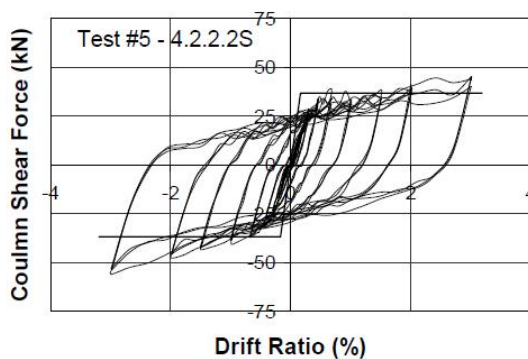
Фигура 1.17: Възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни съединения [36, 43]

Поведението при циклично натоварване на възел с плъзгаща се става, оборудван с асиметрични фрикционни съединения, е показано на Фиг. 1.18. Следва да се отбележи, че формата на хистерезисните примки не е като при традиционно фрикционно устройство (т. е. не е правоъгълна).

Този тип съединение се определя от авторите му като съединение с ниско ниво на повреди, тъй като провлачването се ограничава до формиране на пластични линии в поясните плочи, заварени към колоната, в резултат на огъването им при ротацията на съединението, както и до възможно провлачване на болтовете в резултат на взаимодействието $M-N-V$, характерно за AFC. Това означава, че след силно сеизмично въздействие болтовете следва да се подменят.



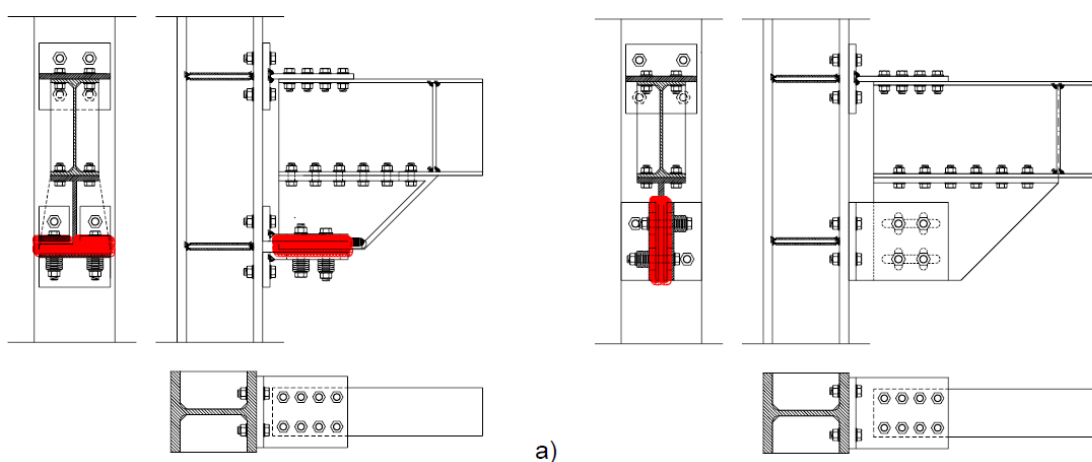
(a) Test Frame



(b) Hysteretic Behaviour

Фигура 1.18: Поведение при циклично натоварване на възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни съединения [43]

Широкообхватно експериментално изследване на възли гредя-колона, оборудвани със симетрични фрикционни съединения, е проведено в Университета на Салерно в рамките на Европейския изследователски проект FREEDAM [44]. Съединението на изследваните възли е замислено така, че да позволи използването на фрикционен демпфер, произведен и сглобен в заводски условия, така че да се осигури максимален контрол върху нивото на предварително налягане на болтовете, обуславящо носимоспособността на триене на фрикционния демпфер. Предварително произведеният и сглобен в завода фрикционен демпфер се прикрепва на обекта с помощта на болтове към поясите на гредата и колоната. В допълнение, предложеното съединение с фрикционен демпфер е с увеличено рамо на вътрешните сили, водещо до увеличаване на огъващия момент, съответстващ на приплъзването (Фиг. 1.19). Експерименталната програма, водеща до разработването на фрикционния демпфер, е представена в Глава 2, докато тестването на възли гредя-колона е представено в Глава 3.



Фигура 1.19: а) Конфигурация с хоризонтален демпфер;
б) Конфигурация с вертикален демпфер

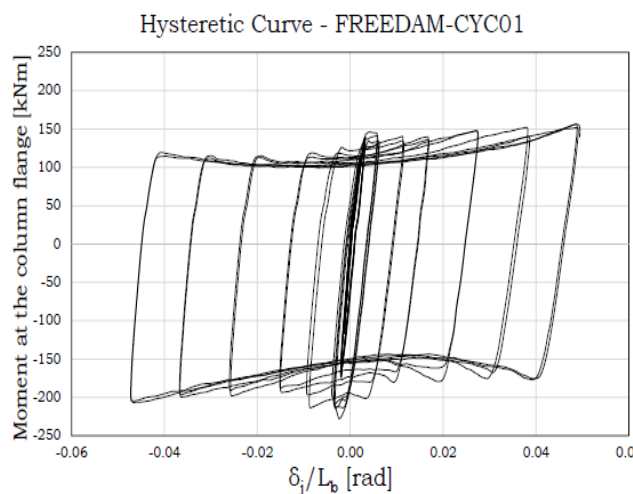
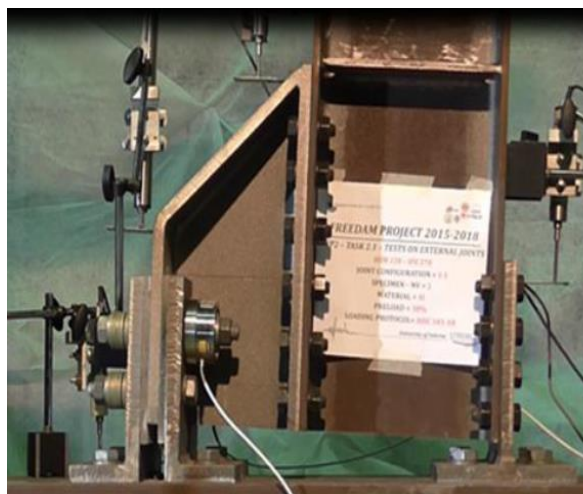
Изпитани са осем едностранни възли гредя-колона. Основната цел на експериментите е да се валидира методиката за проектиране, разработена в рамките на проекта, както и да се оцени предложената система по отношение дисипацията на енергия и предотвратяването на повредите в съединението.

Разгледани са два различни размера на греди (IPE 270 и IPE 450) и две различни конфигурации на фрикционния демпфер, с който се оборудват възлите (хоризонтална и вертикална), вж. Фиг. 1.19. За всяка конфигурация на демпфер експериментът е повторен два пъти, веднъж с използване на дискови пружини, и веднъж с използването на обикновени плоски шайби за окомплектоване на болтовите съединения [44, 45].

Образците са проектирани така, че за всички части на възела, с изключение на фрикционната подложка, да се използват изчислителните модели, предложени в Еврокод 3, част 1-8. За новата част на възела – фрикционния демпфер, са използвани резултатите от експерименталните изследвания, специално посветени на него. Процедурата за проектиране на възли гредя-колона, оборудвани с FREEDAM демпфери, е представена в Глава 7 от Част II (Ръководство за проектиране).

Като пример на Фиг. 1.20 е показано изпитването на възел гредя-колона, оборудван с фрикционен демпфер с хоризонтална конфигурация. Поведението на възела при циклично натоварване е илюстрирано чрез зависимостта между огъващия момент при челото на колоната и ротацията на съединението. Специфичната форма на хистерезисните примки се дължи на огъването на стеблото на Т-профила, запънато към колоната, както и на огъването на ъгловите профили в резултат на ротацията на съединението. Като

следствие разпределението на напреженията във фрикционните подложки се различава от това, което се наблюдава при експерименталното изследване на изолирани фрикционни демпфери, подложени на осово натоварване.



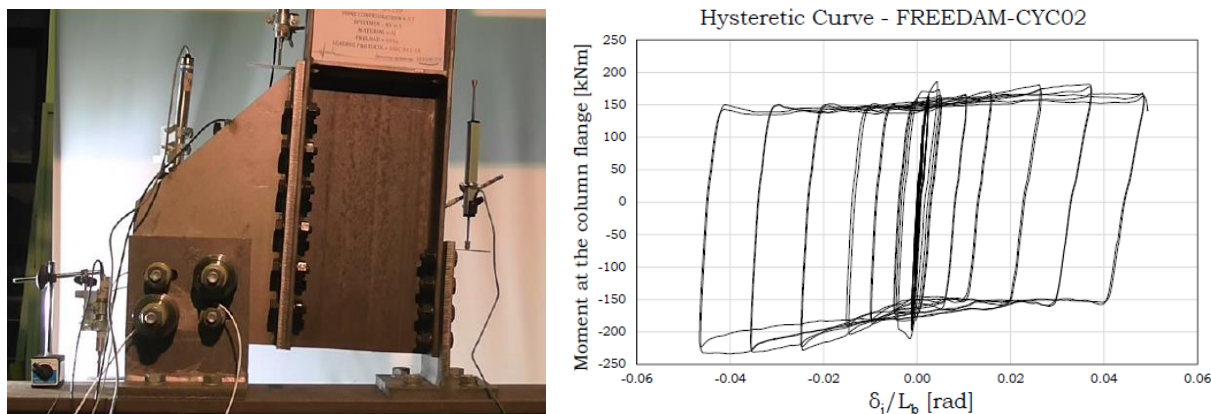
Фигура 1.20: Изпитване на съединение, оборудвано с фрикционен демпфер с хоризонтална конфигурация

Известно минимално провлачане се наблюдава единствено в стеблото на запънатия към колоната Т-профил, както и на стеблата на ъгловите профили в резултат на огъването им. Чрез елементарно проектиране на дължината на дългите овални отвори на фрикционните демпфери се осигурява поемането на всяка желана стойност на ротацията от страна на съединенията.

Възелът гредя-колона, оборудван с демпфер с вертикална конфигурация, е проектиран с оглед частично избягване на описаните по-горе недостатъци, в резултат на което да се подобри формата на хистерезисните примки. И в този случай е предвидено фрикционният демпфер да се произвежда и сглобява в заводски условия, след което на обекта да се свързва с болтове към поясите на гредата и колоната.

Пример за изпитване на възел гредя-колона, оборудван с фрикционен демпфер с вертикална конфигурация, е показан на Фиг. 1.21. Поведението на възела при циклично натоварване е илюстрирано чрез зависимостта между огъващия момент при челото на колоната и ротацията на съединението. Формата на хистерезисните примки е много близка до идеалната правоъгълна форма. Също така, хистерезисните примки са изключително стабилни, като се наблюдава минимална деградация на носимоспособността на триене, която се дължи на износването на контактните повърхности на фрикционните подложки. За доброто поведение на възела допринася и специално разработената технология за нанасяне на покритието на фрикционните подложки [44].

В този случай минималното провлачане е ограничено в рамките на стеблото на фланцевия Т-профил (определящо центъра на ротацията), запънато към колоната, и подложено на огъване в резултат на ротацията на съединението. Центърът на ротация очевидно се намира на нивото на горния пояс на гредата, върху който стъпва подовата плоча. Този избор на центъра на ротация има за цел да се предотвратят повредите в стоманобетонната подова плоча в конструкции на сгради.

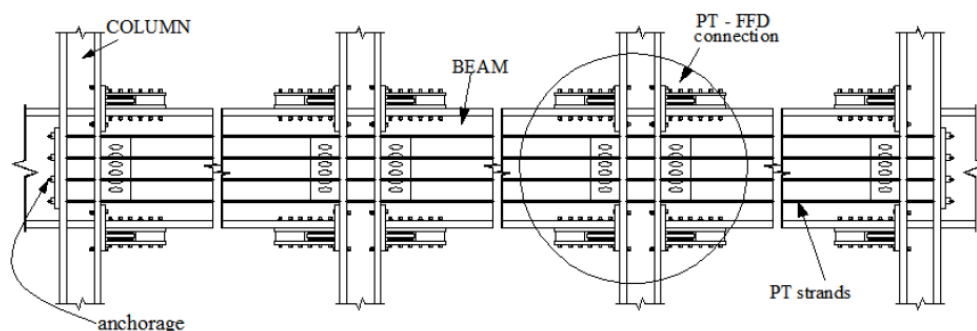


Фигура 1.21: Изпитване на съединение, оборудвано с фриксионен демпфер с вертикална конфигурация

1.4 САМОЦЕНТРИРАЩИ СЪЕДИНЕНИЯ

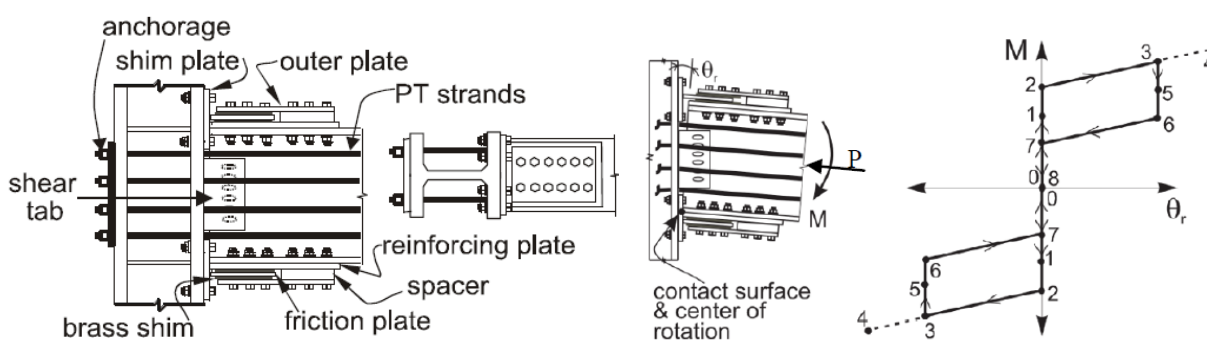
Наскоро са предложени и самоцентриращи дисипативни съединения (SC-DC) за рамки, работещи на огъване [46-54]. Самоцентриращата им система се състои от напрегнати на обекта възета, съчетани с дисипативно съединение. Въпреки че предложените от различни изследователи SC-DC са оборудвани с хистерезисни или фриксионни демпфери, по принцип дисипативните съединения в SC-DC могат да се оборудват с всеки тип пасивни сеизмични демпфери.

На Фиг. 1.22 като пример е показано самоцентриращо дисипативно съединение, оборудвано с пасивни фриксионни демпфери. Самоцентриращата система обикновено има за съставна част напрегнати стоманени възета, успоредни на гредите, и преминаващи непрекъснато през колоните в отвори на рамката. Напрегнатите възета са анкерирани извън зоната на съединението, както е показано на Фиг. 1.23. Високоякостните стоманени възета се напъват, след като се инсталират фриксионните устройства. Поясите на гредата са притиснати към поясите на колоните в резултат на началната напъгаща сила във възетата. Необходими са допълнителни усилващи плочи, за да се предотврати преждевременно провлачване или местна загуба на устойчивост на поясите на гредите в резултат на големия натиск, породен от комбинираното действие на огъването и осовата сила, причинена от напъгането. Обикновено такива усилващи плочи се заваряват от външната страна на поясите на гредите. Между пояса на колоната и поясите на гредата се поставят уплътнителни плочи, така че само поясите на гредата и усилващите плочи да са в контакт с колоната. Това позволява да се поддържа добър контакт между поясите на гредата и челото на колоната, като същевременно предпазва стемлото на гредата от провлачване в резултат на опиране в колоната.



Фигура 1.22: Самоцентриращи съединения, оборудвани с фриксионни демпфери [48, 54]

Фрикционните устройства са на нивата на поясите на гредата. Съставени са от вътрешна (фрикционна) плоча, поставена между две бронзови уплътнителни плочи, служещи за фрикционни подложки. Последните са в контакт с вътрешната плоча от една страна, и усилващата поясна плоча или външната плоча от друга страна. Всички плочи са свързани с болтове към поясите на гредата. Вътрешната плоча е с дълги овални отвори, за да се осигури плъзгането на фрикционните демпфери при разтваряне и затваряне на съединението. Тя е на практика стъбло на фланцевия Т-профил, чийто пояс е уплътнителната плоча между пояса на гредата и пояса на колоната. Гредата се завърта около центъра на ротация, намиращ се в средата на дебелината на усилващата плоча. При това се генерира триене в резултат на плъзгането на вътрешната плоча спрямо пояса на гредата и външната плоча. За поемане на срязващите сили се използва стъблена плоча с надлъжни овални отвори, свързана с болтове към стъблото, и заварена към пояса на колоната.



Фигура 1.23: Части на самоцентриращо съединение с фрикционни демпфери (ляво) и поведение при циклично натоварване (дясно) [48, 54]

Зависимостта момент-ротация на този тип съединения при циклично натоварване е показана схематично на Фиг. 1.23. Поведението им се характеризира с отваряне и затваряне на луфт в мястото на контакта греда-колоната. Сумарната носимоспособност на огъване на съединението се осигурява от началната напрегаща сила във въжетата, силите на триене, както и от допълнителната сила, дължаща се на удължаването на въжетата. Силите на триене действат в средата на дебелината на горната и долната фрикционна плоча.

Под действие на приложения момент съединението първоначално работи като кораво съединение, като взаимното завъртане между гредата и колоната е нулево (етапът от 0 до 2 на Фиг. 1.23). Щом като приложеният момент достигне носещата способност на огъване, дължаща се на началната напрегаща сила във въжетата, настъпва декомпресия на гредата от челото на колоната. Съответният момент (точка 1) се нарича момент при декомпресия. Приложеният момент продължава да нараства (етапът между 1 и 2), като ротацията на гредата е все още потисната в резултат на носещата способност на фрикционния демпфер при опънатия пояс на гредата. В състоянието, съответстващо на точка 1, силата на триене е минимална, като нараства постепенно до максималната си стойност (точка 2), при което започва ротацията на гредата спрямо колоната.

След отварянето на луфт между гредата и колоната еластичната осова коравина на напрегнатите въжета осигурява остатъчната носимоспособност на съединението. В тази фаза удължението на въжетата води до допълнителна сила, допринасяща за поемане на приложения момент. Евентуално може да настъпи провлачване на въжетата (точка 4). В началото на разтоварване (точка 3), взаимното завъртане между греда и колона остава константна (3-6). Точка 5 съответства на състоянието, при което силата на триене отново става равна на нула. В етапа между точки 5 и 6 силата на триене сменя посоката си и

постепенно нараства отново до максималната си стойност – точка 6. В етапа между точки 6 и 7 гредата се завърта, докато горният пояс на гредата отново опре в уплътнителната плоча, но без да е натиснат. В етапа между точки 7 и 8 стойността на силата на триене намалява, като гредата е притисната към уплътнителните плочи, а в точка 8 моментът става равен на нула. Обръщането на знака на момента ще доведе до подобно поведение на съединението при обратна посока на натоварването, Фиг. 1.23.

Лесно е да се установи, че с оглед постигане на самоцентриращо поведение е необходимо напрегащите възета да работят еластично и, в допълнение, да се усилят поясите на гредата, за да се избегне провлачването им. Ако тези предпоставки са изпълнени, това води до запазване на напрегащата сила и самоцентриране на съединението при разтоварване. Това означава, че взаимното завъртане между греда и колона се анулира след премахване на момента, действащ на съединението. Конструкцията се връща в състоянието преди земетресението, при условие че колоните са проектирани, така че да се избегне провлачването им. Зависимостта момент-ротация на съединението се характеризира с хистерезисни примки с формата на знаме, като способността за разсейване на енергия зависи от силата между триещите се повърхности.

1.5 ЛИТЕРАТУРА

- [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 ASCE/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., Jaspert 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

ГЛАВА 2

ПАСИВНИ СИСТЕМИ ОСНОВАНИ НА ФРИКЦИОННИ ДЕМПФЕРИ

2.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Разработването на устройства за допълнително затихване започва преди около 50 години в Нова Зеландия, благодарение на подобреното разбиране за сеизмичното реагиране на конструкциите, основано на физическата интерпретация на динамичното им реагиране чрез енергиен баланс [1]-[4]. Всъщност входящата сеизмична енергия се трансформира в кинетична енергия, енергии на вискозното и хистерезисното затихване, и енергия на еластичните деформации. Добавянето на системи за пасивна дисипация на енергия в определени точки на конструкцията променя нейните характеристики и, по-конкретно, води до модифициране на енергийния баланс при сеизмично въздействие, осигурявайки предимства, свързани с редуцирането на хоризонталните премествания и повредите в конструкцията. В допълнение, ако дисипацията на енергия се извършва в т. нар. конструктивни бушони, това води до по-лесен ремонт на конструкцията след силно сеизмично въздействие. Причината за това е възможността за по-лесна подмяна на споменатите устройства. Поради тези предимства през последните няколко десетилетия разработването на системи за допълнително затихване е обект на сериозно внимание от учени и инженери, което води до разработването на голям брой дисипативни устройства [5]-[10]. Много от тези системи са инсталирани в сгради и мостове в целия свят, както за целите на сеизмична реконструкция, така и в нови конструкции (Фиг. 2.1- 2.4).



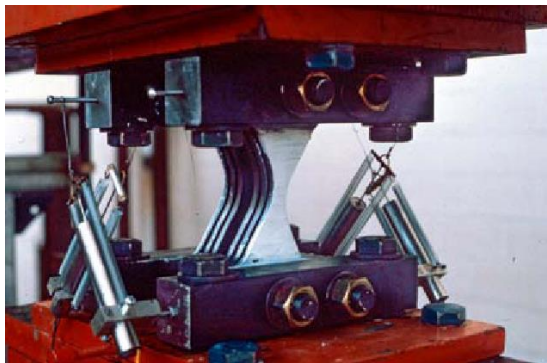
Фигура 2.1 – Вискозни демпфери на моста Рион – Антирион, Гърция (с позволението на FIPMEC srl)



Фигура 2.2 – Диагонали с предотвратено изкълчване, инсталирани в сглобяема стоманобетонна конструкция в Анкона, Италия (с позволението на FIPMEC srl)

Най-общо системите за пасивна дисипация на енергия могат да се разделят в три категории: *i) активирани чрез преместване; ii) активирани чрез скорост; iii) активирани чрез движение*. Първата категория включва устройства, които дисипират енергия в резултат на взаимното преместване на две точки от конструкцията. Характеристиките на тези демпфери не зависят от честотата на движение, като силите в демпфера са във фаза с разрезните усилия в конструкцията. Типичен пример за системи от тази категория са всички типове метални провлачващи демпфери. Втората категория включва демпфери, които дисипират сеизмичната входяща енергия чрез релативна скорост между свързаните точки от конструкцията. Характеристиките на тези демпфери зависят от честотния състав на сеизмичното движение, като обикновено максималните сили, генерирани в демпферите, не са във фаза с реагирането на конструкцията. Това означава, че максималната носеща способност на активираните чрез скоростта демпфери не се

случва едновременно с максималните разрезни усилия и премествания в конструкцията. Типични примери за зависими от скоростта системи са вискозните и виско-еластичните демпфери.



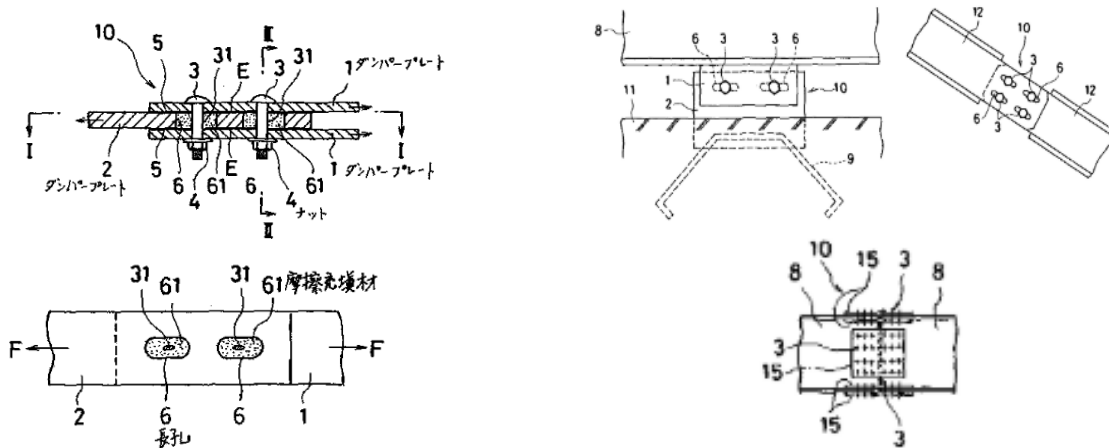
Фигура 2.3 – Устройство ADAS след изпитване



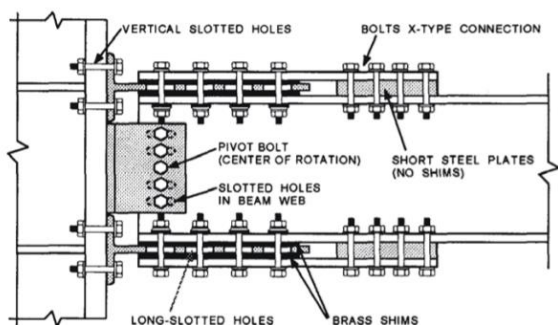
Фигура 2.4 – Pall – фрикционно устройство, инсталирано върху диагонал от вертикална връзка на Boeing Commercial Airplane Factory Everett, USA (с позволение на Dr Pall)

И накрая, активираните от движение устройства са тези, които променят реагирането на конструкцията чрез второстепенна система. Типичен пример за устройство, активирано чрез движение, е настроеният масов демпфер, който се състои от система маса – пружина – дашпот, способна да смущава енергийния поток, редуцирайки по този начин реагирането на конструкцията.

Една категория демпфери е основана на сухото триене като способ за разсейване на входящата сеизмична енергия. При тези устройства енергията се дисипира чрез приплъзване между две контактни повърхности, които са притиснати с помощта на хидравлично налягане, електромагнитни сили или, в най-простия случай, на високоякостни болтове. Последният метод за притискане на повърхностите е може би най-разпространен в строителната практика, което се дължи на неговата простота. С използването на високоякостни болтове (задавайки брой и диаметър на болтовете) е възможно прилагането на константна сила с контролирана стойност върху две или повече повърхности в контакт. Фрикционните демпфери обичайно попадат в категорията на активираните чрез преместване демпфери, тъй като обикновено се приема, че силата на триене слабо зависи от скоростта и честотния състав на въздействието. Въпреки това износването на повърхностите и деградацията на носимоспособността на триене до голяма степен зависят от скоростта. Поведението при циклично натоварване на фрикционните демпфери обичайно се описва чрез кораво-пластична зависимост сила-преместване.



Фигура 2.5 – Първият японски патент за антисеизмично фрикционно устройство [11]



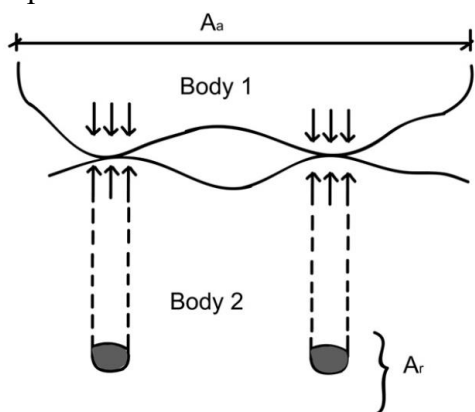
Фигура 2.6 – Концепция на възел с плъзгаща се става със симетрични фрикционни устройства [12]



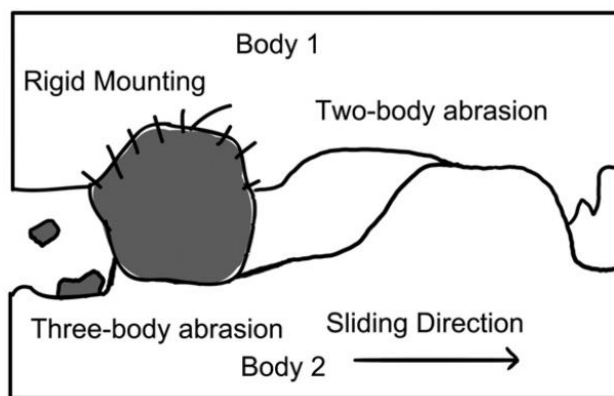
Фигура 2.7 – Възел с плъзгаща се става с асиметрични фрикционни демпфери - Te Puni Village, Уелингтън, Нова Зеландия [13]

Следователно единственият параметър, от който проектантът се нуждае, е силата на триене. Тя от своя страна зависи от стойността на силата, нормална на контактните повърхности, както и от коефициента на триене. Последният е характеристика на триещите се повърхности. Съществено предимство на фрикционните демпфери е липсата на взаимно преместване в експлоатационно гранично състояние, докато при силно сеизмично въздействие се постига дисипация на входящата сеизмична енергия.

Коефициентът на триене зависи от различни явления, като адхезията, микрогеометрията на повърхностите, съдържанието на примеси. Тези явления се изучават от трибологията, занимаваща се с физическо моделиране на топографията на повърхностите, твърдостта на материалите, механичните характеристики, и ефектите в повърхностните слоеве. Целта е разработването на теории за предсказване на силите на триене при статично и динамично натоварване (Фиг. 2.8 и 2.9). В конструктивното инженерство характеристиките на материалите, подложени на триене, се изследват с експериментални методи. За целите на сеизмичното инженерство това обикновено е достатъчно, за да се предостави необходимата информация за проектирането на тези устройства.



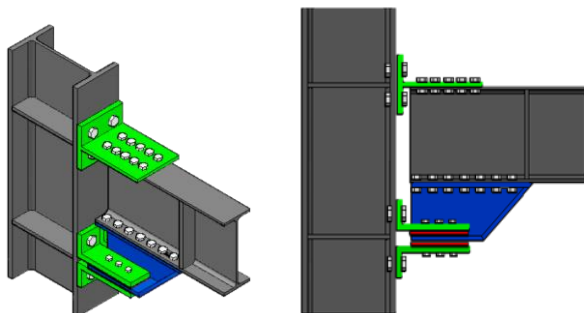
Фигура 2.8 – Разлика между видимите и реалните контактни повърхности [14]



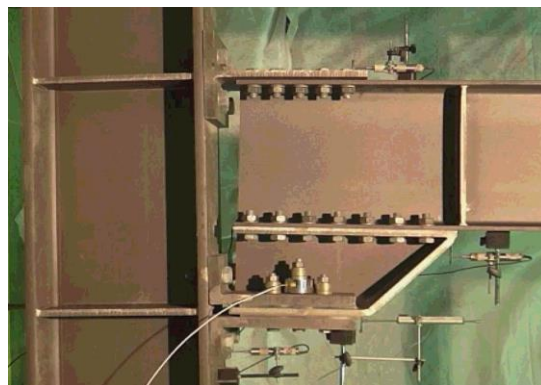
Фигура 2.9 – Абразивно износване [14]

В техническата литература редица работи се занимават с изучаване на хистерезисното поведение на триещи се метални повърхности с различна повърхностна обработка, притиснати с помощта на високоякостни предварително напрегнати болтове. Този случай е от голямо значение за целите на строителното инженерство, защото на него са базирани по-голямата част от фрикционните демпфери за дисипативни диагонали или свързващи елементи, разработвани от 70-те години на миналия век до днес. Първите устройства от този тип са разработени в [15], където е предложено монтирането на

фрикционни демпфери в пресечната точка на диагоналите на вертикални връзки. При това са използвани азбестови спирачни накладки между плъзгащите се стоманени повърхности. Една от най-простите форми на фрикционен демпфер е предложена в [16], където в края на диагонал от вертикална връзка е монтирано болтово съединение с плочи с овални отвори. Съединението е проектирано да приплъзва преди провлачването или изкълчването на диагонала. Друг тип фрикционен демпфер за ламбда - вертикална връзка е предложен в [17]. Последните разработки на фрикционни демпфери са свързани с концепцията за т. нар. системи с ниско ниво на повредите, при които дисипацията на входящата сеизмична енергия причинява незначителни повреди в конструкцията. Наскоро са изследвани съединения греда – колона с ниско ниво на повредите. Болтовите съединения с овални отвори се оказват обещаваща алтернатива на традиционните типове съединения. Те са основно изследвани от Grigorian *et al.* [12]. На база на тези изследвания от Clifton са разработени възлите греда – колона с плъзгаща се става, при които се използват асиметрични фрикционни съединения (AFC) на долния пояс на гредата [18, 21] (2.6, 2.7). След тези начални изследвания през последните години са предложени и други подобни решения. В [23], [24] фрикционният демпфер е реализиран чрез ъглови профили и вута, свързана с болтове към долния пояс на гредата и към колоната. Основното предимство на тази конфигурация е възможността за заводско изпълнение на демпфера, осигуряващо по-добър контрол на използваните фрикционни подложки, както и по-добро приложение на процедурите за налягане на болтовете. Основната разлика в сравнение с решението, предложено от Clifton, е възприемането на симетрични фрикционни съединения (SFC) вместо асиметрични такива (AFC). И при двете решения се цели предпазването на стоманобетонната плоча и съединението от повреди, като последните се концентрират във фрикционното устройство, свързано към долния пояс на гредата (Фиг. 2.10, 2.11).



Фигура 2.10 – Концептуален изглед на FREEDAM възел



Фигура 2.11 – FREEDAM възел греда-колона по време на лабораторно изпитване

Ясно е, че от първостепенно значение е разработването на надежден демпфер, способен да осигури стабилни хистерезисни примки с форма, близка до правоъгълната. В рамките на изследователския проект FREEDAM този въпрос е широко проучен, като са предложени решения с ниска цена и лесно приложими в практиката. Също така са осигурени прости инструменти за проектиране и моделиране на разработените фрикционни демпфери с болтови съединения с овални отвори. Силата на триене във фрикционния демпфер е равна на налягащата сила в болта, умножена по коефициента на триене, броя на болтовете и броя на триещите се повърхности. За да се управлява носимоспособността на триене на фрикционния демпфер е необходимо да се контролира налягащата сила, приложена чрез болтовете, както и коректно да се отчете коефициентът на триене на материала, използван за реализиране на триещата се повърхност. Налягащата сила в болта може да се контролира чрез методите, предложени в EN1090-2 [27] (комбинирания метод, метода на въртящия момент, или чрез индикаторни шайби), чиято цел е да осигурят минимум 95% надеждност на налягането, както се изисква от

EN1990 [26]. Стойността на коефициента на триене, който дадена повърхност е необходимо да осигури, трябва да се потвърди експериментално; тя зависи от използваните за реализиране на фрикционното устройство материали, а също и от трибологичните свойства на повърхността: повърхностната обработка, микро и макро твърдостта, съпротивлението на срязване на материалите, грапавостта. Тази тема е разгледана в следващите параграфи, където е описано поведението на фрикционните демпфери, разработени в рамките на проекта FREEDAM. По-конкретно, представено е поведението на демпферите при циклично натоварване (в условията на ниска и висока скорост на натоварването). Впоследствие е разгледано влиянието на продължителността на експлоатация върху реагирането на фрикционните демпфери. Дадена е информация за проектирането на фрикционните демпфери на рамковите възли FREEDAM.

2.2 ИЗБОР НА МАТЕРИАЛ ЗА ФРИКЦИОННИТЕ ПОДЛОЖКИ

2.2.1 Основни теории на триенето

Основната част трудове в областта на трибологията са насочени към изследване на фрикционните характеристики на металите, като са определени два основни причини за поява на триене – адхезия и набраздяване. Адхезията възниква при притискане на две повърхности до степен, при която неравностите получават пластични деформации и в резултат - поведение близко до това на лепените съединения. В резултат на плътния контакт е необходима допълнителна сила за срязване на адхезионната връзка. Ефектът на набраздяване се получава в резултат на естествената грапавост на повърхностите и взаимното преместване на повърхностите, при което единия елемент се повдига и преминава над другия. Според най-простото математическо обяснение на адхезионния компонент в [28], бидейки зависима от адхезията, носимоспособността на срязване на „лепените“ съединения трябва да е пропорционална на реалната контактна площ, което в случая на металните конструкции с еластично-идеално пластично поведение се представя чрез $A = N/\sigma_0$, където A е реалната контактна площ, σ_0 е повърхностната твърдост и N е притискащата сила, приложена перпендикулярно на повърхностите. Общата сила на триене вследствие на адхезията (F_A) може да се изрази чрез:

$$F_A = As = \frac{N}{\sigma_0} s \quad (2.1)$$

където s напрежението, необходимо за срязване на „лепеното“ съединение. Както беше посочено, при набраздяването на повърхностите се получава триене, което се причинява от неравностите по повърхността на по-твърдия метал, проникващи в по-мекия. Съгласно теорията на Bowden и Tabor, приносят му може да се изчисли от следния израз:

$$F_P = nrh\sigma_0 \quad (2.2)$$

където n е броя на неравностите, r е половината от широчината им, а h е височината им. В резултат, сумарната хлъзгаща сила (F) в резултат на адхезията и сцеплението се получава от:

$$F = F_A + F_P = \frac{N}{\sigma_0} s + nrh\sigma_0 \quad (2.3)$$

По принцип, набраздяването има голямо значение при процеса на абразия, но при металите приносят му е незначителен в сравнение с този на адхезията. Така че, уравнение (2.1) изяснява много важно свойство на металите, според което отношението между силата

на триене и приложената нормалната сила е константно и не зависи от големината на видимата площ. Практически, теорията на Bowden and Tabor's обяснява два от трите основни постулата в класическата теория на триене при сухи условия, според която:

- Силата на триене не зависи от видимата контактна площ;
- Сумарната сила на триене е пропорционална на приложената нормална сила;
- При ниска скорост на приплъзване, силата на триене не зависи от скоростта на приплъзване.

Първите два постулата са известни като закони на Amonton, на името на френския инженер, който ги формулира през 1699, а третият е на Coulomb [29]-[30]. При приплъзване, изчислението на срязващата сила, действаща на плъзгателната повърхност в противоположна посока на движението, се получава от добре познатото уравнение на Coulomb - $F = \mu N$, където F е силата на триене, N е нормалната сила и μ е коефициента на триене. Силата на триене е винаги противоположна на движението (при кинетично триене) или на потенциалното движение (при статично триене). Съгласно (2.1), може да се изведе следната зависимост:

$$\mu = \frac{s_0}{\sigma_0} \quad (2.4)$$

където s_0 е якостта на срязване на материала с най-ниска якост, а σ_0 е повърхностната твърдост на най-мекия материал. Уравнение (2.4) достатъчно точно характеризира коефициента на триене при метали, но принципно той зависи и от останалите три характеристики: контактното напрежение (P), скорост на плъзгане (v), и температура (T). Следователно, коефициентът на триене за контактните повърхности трябва да се изрази чрез функцията - $\mu = \mu(P, v, T)$.

В случай на материал на основата на каучук, структурата му влияе на неговите трифрикционни характеристики. Каучукът е с нисък модул на еластични деформации и неговата контактна зона много зависи от интензивността на нормалната сила, тъй като гумата се адаптира към неравностите от повърхността на по-твърдия материал [31]. Поведението на полимерите се отклонява от класическата теория на триенето. Всъщност, трибологията на полимерите зависи от адхезионните връзки, от носимоспособността на срязване на каучуковия материал и от реалната контактна площ [33]. Коефициентът на триене на полимерите, в зависимост от диапазона на приложената нормална сила и вида на полимера може да бъде представен чрез константна или намаляваща функция [33]-[35]. Предложени са няколко математически зависимости, изразяващи коефициента на триене между стоманени и каучукови повърхности μ като функция на контактните напрежения (P) и модула на еластични деформации (E). Показани са някои от тях:

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

където a и b са емпирични коефициенти, определени експериментално;

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

където стойностите на K и n също трябва да бъдат експериментално определени;

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

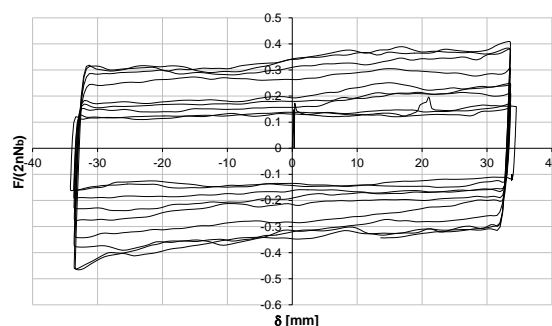
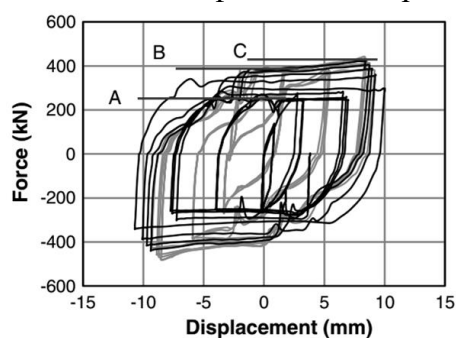
където μ_{∞} е коефициентът на триене при безкрайно голямо натисково напрежение, a е експериментално определена константа и h е твърдостта по Shore разделена на 100. Освен това би трябвало да се има предвид и още една разлика спрямо класическата теория на

триенето. При полимерните материали силата на триене е силно повлияна от скоростта на плъзгане. Това се дължи на вискозно-еластичното поведение на полимерите. Но въпреки това, за много от тях влиянието на скоростта при малки нейни изменения, (диапазона от 0.01 cm/s до 1 cm/s), е малко.

2.2.2 Фрикционни материали, изпитани в рамките на научен проект FREEDAM

Към днешна дата, няколко изследвания са посветени на изучаване на поведението на фрикционните материали за приложение при антисеизмични устройства и фрикционни съединения. Основно, в тях се изучават фрикционните материали като допълнителни устройства за дисипиране на енергия [38]-[40], но напоследък се провеждат и изследвания върху приложението им при фрикционни съединения, както и за специфични фрикционни възли с гребеновидни плочи при тръбни стоманени кули. В рамките на проект HISTWIN в [41]-[42] са направени значими проучвания на поведението на фрикционните повърхности, (при които са изследвани статични фрикционни съединения за приложение в стоманени кули за вятърни електрогенератори). Изследователски екип от университета в Auckland [18]-[21] изпитва елементарни съединения и възли с асиметрични фрикционни демпфери при циклично знакопроменливо натоварване. В допълнение са проведени изследвания за определяне на коефициента на триене на повърхностите в [43]. Всички тези проучвания са взети предвид в научен проект FREEDAM, при определяне на набора от материали за изследване и приложение във FREEDAM съединенията.

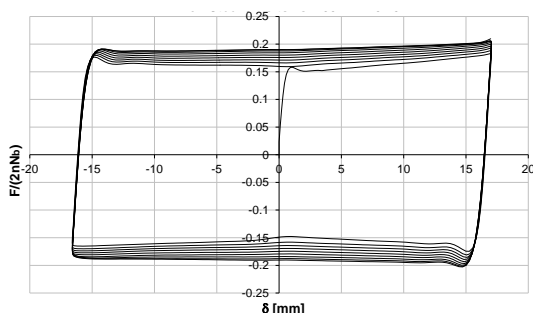
Същевременно, изборът на контактни повърхности за фрикционни демпфери е повлиян и от принципите заложи в класическите теоретични изследвания, посветени на оценка на реагирането на дисипативни устройства, поемащи сеизмични въздействия. От уравнение (2.4) лесно се забелязва, че за случая на метални повърхности, високи стойности на коефициента на триене могат да бъдат постигнати чрез комбиниране на материали с голяма разлика в повърхностната твърдост. Съществуват различни възможности за постигане на такава разлика, но материалите, които се прилагат при фрикционни съединения в комбинация със стомана са обикновено метали, каучук или карбидни сплави. Някои от тези категории, като закалени високоякостни стомани, бронз и фенолни каучуци са били задълбочено проучвани от различни изследователи. Примери за такива експериментални изследвания са проведените от [14] върху обикновени и износоустойчиви стомани и тези от [43] върху нисковъглеродна стомана, бронз, струйно нанесен алуминий и различни видове каучукови полимери. Направените проучвания доказват, че повърхностите от нисковъглеродната стомана са с нисък коефициент на триене (0.1-0.25), а при на циклично-променливо натоварване поведението им се характеризира със значително кинематично уякчаване, вследствие на повърхностните повреди и на увеличаване принос на набраздяването върху коефициента на триене, (Фигура 2.12 и Фигура 2.13). Очевидно, много ниският начален коефициент на триене и кинематичното уякчаване, показано при условия на циклично знакопроменливо натоварване, не са подходящи за приложение при фрикционни демпфери. Всъщност, ниската начална стойност на коефициента на триене представлява сериозно ограничение



Фигура 2.12 – Тест с нисковъглеродна стомана [14] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 210 kN - 1 равнина на срязване

Фигура 2.13 – Тест с нисковъглеродна стомана [43] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване

при реализирането на евтими фрикционни съединения, тъй като използването им би довело до увеличаване на броя на болтовете в демпфера и в резултат - прилагане на икономически неефективни устройства с големи размери. В допълнение, кинематичното уякчаване също е нежелано, тъй като всички останали елементи на съединението, както и колоната, трябва да се осигурят за завишените усилия, което води до преоразмеряване на сеченията на рамковите елементи. Поради описаните причини, повърхностите от въглеродна стомана обикновено не се предпочитат при антисеизмични демпферни устройства. По подобни причини високоякостните и износоустойчивите стомани, предложени в [14] също имат ограничено приложение. Въпреки, че имат по-висок коефициент на триене (около 0.4) фрикционните плочи изготвени от устойчива на износване стомана също се характеризират с кинематично уякчаване. Другите материали които са част от последните проучвания са бронз, струйно нанесено алуминиево покритие и различни видове каучук [43]. Опитът показва, че материалите на каучукова основа използвани за спирачни системи (главно на основата на фенолни смоли) показват стабилно поведение, но то е съчетано с нисък коефициент на триене (в границите от 0.15 до 0.25). В допълнение, според изводите в [43], тези материали обикновено се характеризират с ниска якост на опън, което ги прави неподходящи за приложение при фрикционни съединения, освен ако не са залепени за стоманените плочи. На практика, те лесно биха претърпели крехко разрушение в зоната на отворите под действие силите, характерни за фрикционните съединения (Фигура 2.14, Фигура 2.15).



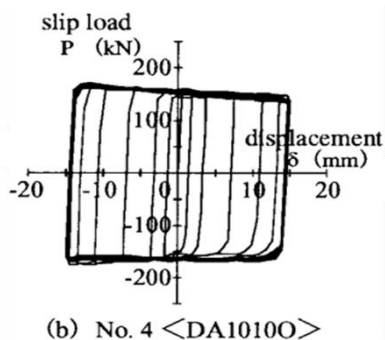
Фигура 2.14 – Тест с каучуков материал M2 [43] с 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване



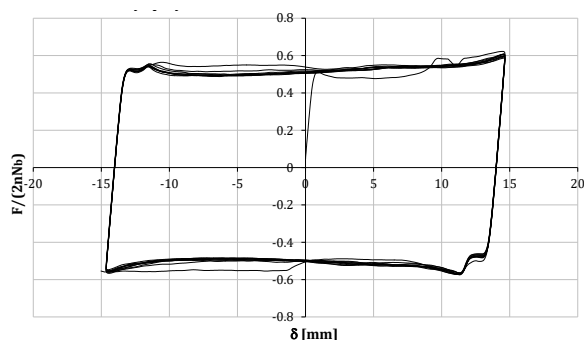
Фигура 2.15 – Крехко разрушение по отслабено сечение на каучуковите фрикционни подложки [43]

Поради тези недостатъци, каучуковите материали не са включени при повечето изследвания в проект FREEDAM.

Бронзът е обект на няколко проучвания посветени на определяне на фрикционните му характеристики [38], [39], [43] или на експериментална проверка на работата му във фрикционни съединения. Voiculescu & Dalban [39] получават, че коефициентът му на триене около 0.3, чрез експерименти върху съединения с припокриване и работещи на срязване. В [43] чрез тестване на съединения с накладки, е установена много ниска начална стойност на коефициента му на триене (около 0.1), която впоследствие нараства с увеличаване на набраздяването на повърхностите, в условията на работа при циклично знакопроменливо натоварване.

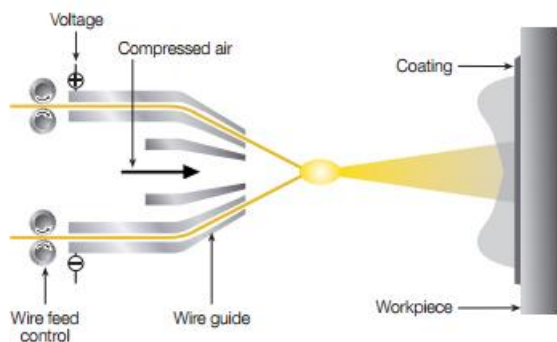


Фигура 2.16 – Тест със струйно нанесен алуминий [40] с 1 болт – 2 равнини на срязване – коефициент на триене, определен от авторите: 0.71

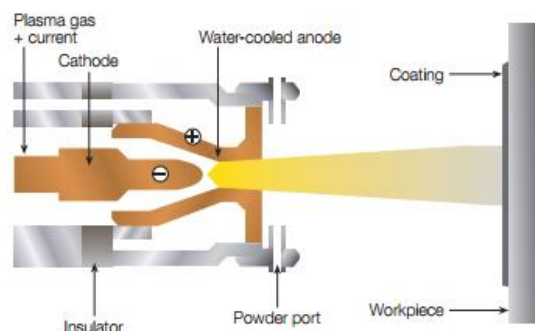


Фигура 2.17 – Тест със струйно нанесен алуминий [43] 4 болта – напрегаща сила за всеки болт 50 kN - 2 равнини на срязване

Обнадеждаващи експерименти със струйно нанесено алуминиево покритие са представени в [40] и [43], при които е установено, че той се характеризира с коефициент на триене над 0.4 и стабилно хистерезисно поведение (Фигура 2.16, Фигура 2.17). В допълнение се доказва, че струйно нанесените покрития са с висок потенциал за индустриално производството поради ниската им цена. На базата на тези изводи, в рамките на проект FREEDAM са селектирани материали, които могат да бъдат полагани чрез термична струя за изготвяне на фрикционни демпфери. Термичната струя е индустриален метод за полагане на покрития чрез специални устройства / системи чрез пръскане на стопен метал с висока скорост върху почистени и подготвени повърхности. При тази процедура, материалът на покритието се разтопява от източник на топлина и с помощта на газове се пръска върху основата, където се втвърдява и образува кораво покритие (Фигура 2.18, Фигура 2.19). Както беше споменато, разликата между повърхностната твърдост на контактните повърхности е основен показател, защото коефициентът на триене се определя от отношението между якостта на срязване на най-слабия материал (s_0) и повърхностната твърдост на най-мекия материал (σ_0) [28]. Въз основа на направените наблюдения е ясно, че за да се получи висок коефициент на триене са необходими: i) голяма разлика в повърхностните твърдости на триещите се материали; ii) висока якост срязване на най-слабия от тези материали; iii) много ниска повърхностна твърдост на най-мекия материал. За да се предотврати бъдеща корозия, фрикционните демпфери изследвани във FREEDAM са съставени от вътрешни плочи от неръждаема стомана с клас 1.4301 (еквивалентна на AISI 304), с повърхностна твърдост приблизително 130 HV. Следователно, за да се получи висок коефициент на триене, материалите за фрикционните вложки, които ще се комбинират с плочите от неръждаемата стомана трябва да имат много по-ниска или много по-висока повърхностна твърдост. За да се постигне тази цел, са проучени всички налични на пазара материали или сплави, чиято повърхностна твърдост е много „далече“ от 130 HV. Подбраните условно се разделят на два класа: „твърди“ и „меки“. От класа на „меките“ материали са изпитани чисти метални покрития нанесени чрез термична струя и характеризиращи се с HV от 5 до 30, (означени са с M1 до M5 в следващия параграф). Обратно, включените в класа на „твърдите“ материали карбидни сплави, произведени като прахообразни смеси, както и безелектролизните никелови фрикционни подложки, произведени от 3M Deutschland GmbH, са материали с висока повърхностна твърдост, подходящи за триещите се повърхности на фрикционните подложки, (означени като M6 до M8 в следващия параграф). Повърхностната твърдост на карбидните сплави варира от 550 до 1200 HV. За да се постигне висока повърхностна твърдост (600/900 HV) на фрикционните подложки с никелово покритие, произведени чрез каталитичен процес от 3M, е включена добавка от диамантен прах.



Фигура 2.18 – Схема на процеса на електродъгово струйно нанасяне (www.metco.com)



Фигура 2.19 – Схема на процеса на плазмено струйно нанасяне (www.metco.com)

Добре е да се знае, че когато корозионно устойчивата стомана се комбинира с по-твърди материали, коефициентът на триене се определя основно от отношението между якостта на срязване и повърхностната твърдост на стоманените плочи. И обратно, когато се стоманата се комбинира с по-мек материал, износването на контактните повърхности се концентрира във фрикционните подложки, като коефициентът на триене се определя от отношението между якостта на срязване и твърдостта на материала на покритието на фрикционните подложки.

2.3 ПОВЕДЕНИЕ ПРИ ЦИКЛИЧНО ПРОМЕНЛИВО НАТОВАРВАНЕ

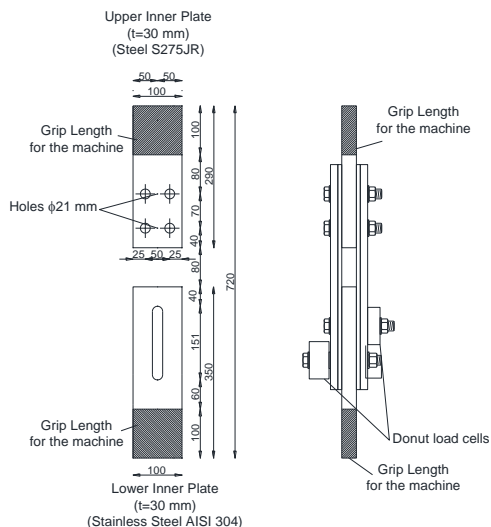
2.3.1 Експериментална постановка

За определяне на коефициента на триене на демпферите, приложени в FREEDAM е проведена широкообхватна програма в University of Salerno и във FIP Industriale SpA върху прости фрикционни демпфери. В експерименталната програма са отчетени няколко променливи като: i) вид на фрикционния материал; ii) влияние на напрегащата сила; iii) начин на конструиране на болтовото съединение; iv) вариация на характеристиките на материали и влиянието им върху коефициента на триене; v) скорост на изменение на натоварването. Основните изводи и процедури на изпитване са изложени накратко по-надолу.

2.3.2 Постановка на квази-статичните експерименти (с ниска скорост на прилагане на натоварването)

Типовият образец, използван за оценка на коефициента на триене в рамките на проект FREEDAM, е съставен от стоманени плочи, и е композиран така, че да се изследва поведението на фрикционни подложки от неръждаема стомана, покрити с един от описаните осем материала, при едноосово триене. Експерименталният образец е оформен, съгласно експерименталната постановка за определяне на приплъзването в EN1090-2 [27]. Състои се от плоча с овални отвори от неръждаема стомана с клас 1.4301 [45], (еквивалентен на клас AISI 304), стоманена плоча с кръгли отвори, свързани с тестовото устройство, фрикционни плочи и външни стоманени плочи. Приложени са предварително напрегнати болтове M20 клас 10.9 HV [46] (Фигура 2.20, Фигура 2.21). Целта на тестовата постановка е да се възпроизведат очакваните условия на работа на фрикционните демпфери във FREEDAM – съединенията между ригелите и колоните. Плочата с овални отвори от неръждаема стомана симулира вътрешно-разположения пояс на вутата, която може да бъде предварително заготвена и монтирана към долния пояс на гредата на обекта,

за реализация на демпферното устройство, докато външните стоманени плочи заместват стеблото на ъгловите профили, с които демпфера се свързва към челото на колоната.

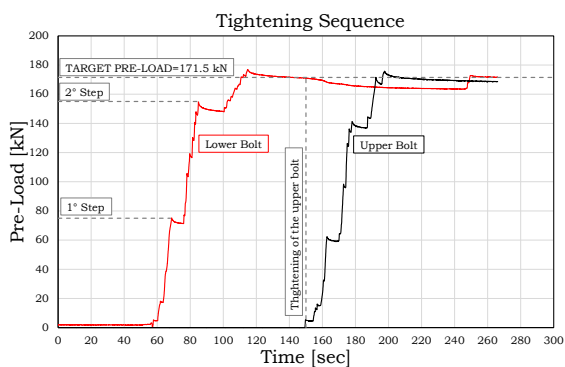


Фигура 2.20 – Геометрия на типовия образец

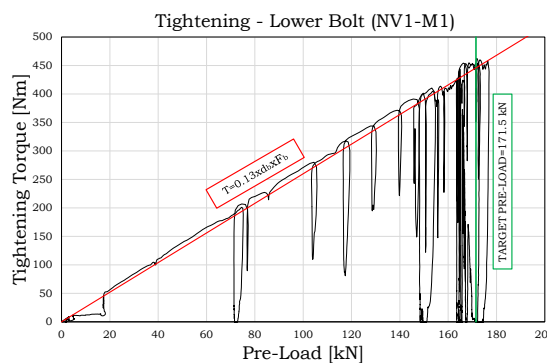


Фигура 2.21 Тестова постановка

За да се определи стойността на силата при която се получава първоначално приплъзване и нейното изменение, всички образци са тествани при циклично знакопроменливо натоварване, следващо протокола в EN15129 (2009) [47], който понастоящем е и единствения нормативен документ за изпитване на чувствителни към преместванията дисипативни устройства. За тази цел е приета процедура, при която амплитудите на циклите нарастват при 25%, 50% и 100% от максималното проектно преместване на устройството. Максималната амплитуда е определена въз основа на очакваното преместване на нивото на демпфера, при работа му при реални условия. Имайки предвид референтната стойност на рамото на двоицата, т.е. разстоянието между стеблото на горния Т-профила от FREEDAM-съединението и средата на фрикционния демпфер, равно на 600 mm при максимална ротация 40 mrad, (по-голяма от необходимия минимум от 35 mrad за DCH рамкови възли съгласно EC8), е определено съответното максимално проектно хоризонтално преместване като $0.04 \times 600 = 24$ mm, и е закръглено на 25 mm. Натоварването е приложено с нарастваща скорост, определена така, че да остане в квази-статичния диапазон и в съответствие с възможностите на оборудването. При описаните по-долу експерименти, скоростта на прилагане на натоварването варира от 1 mm/s при първите 10 цикли до 5 mm/s при максимална амплитуда. При всеки тест се натягат заедно горните и долните високоякостни болтове M20 чрез динамометричен ключ до проектно ниво, контролирано чрез тензометрични шайби (Фигура 2.22, Фигура 2.23).



Фигура 2.22 – Последователност на налягане

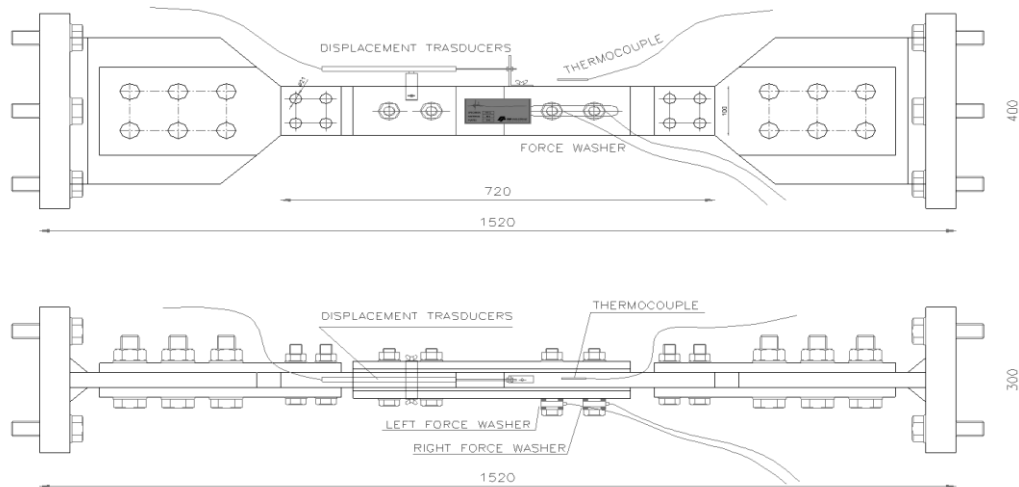


Фигура 2.23 Диаграма на налягащия момент спрямо налягащата сила

Експериментите с ниска скорост на прилагане на натоварването се осъществяват чрез универсален актуатор Schenck Hydropuls S56 (Фигура 2.21). Състои се от хидравлично бутало с капацитет на натоварване равен на ± 630 kN, максимален ход ± 125 mm, и със самобалансирана стоманена рамка, противодействаща на осовите товари. Чрез различни сензори се контролират постоянно усилията в болтовете, силата на приплъзване, въртящия момент, и преместванията. Надлъжните премествания на буталото се отчитат директно от датчиците на натоварващата система, а силата при приплъзване – чрез месдоза на натоварващата система. Преди теста се прилага натягане ръчно чрез динамометричен ключ и контрол на въртящия момент чрез сензор Futek TAT430 с максимален капацитет 680 Nm. Преди и по време на експериментите нивото на налягане се следи чрез силомерна шайба Futek LTH500 с максимален капацитет 222 kN. Преди всеки тест се прави натягане с динамометричен ключ с контролиране на приложените момент и налягащата сила. Коефициентът k за приложените болтове е 0,13. Стойността на завъртящия момент, приложен при налягане на всеки болт при всички тестове варира от максимум $0.13 \times 171.5 \times 20 = 446$ Nm (100% от предвиденото налягане) до минимум $0.40 \times 0.13 \times 171.5 \times 20 = 178$ Nm (40% от предвиденото налягане).

2.3.3 Експериментална постановка на тестовете с висока скорост на прилагане на натоварването

За да се провери поведението на фрикционните материали при висока скорост на изменение на натоварването, е планирана и проведена отделна експериментална програма с оборудване на FIP Industriale S.p.a. за изпитване на фрикционни съединения окомплектовани с фрикционни вложки.



Фигура 2.24 – Изгледи на образците за експериментите, проведени при висока скорост на натоварване

С изключение на системата за захващане към стенда, приложените експериментални образци (Фигура 2.24) са почти идентични с тези, изпитвани при квазистатичните тестове. Образците се състоят от две фрикционни подложки, плъзгащи се върху плочи с клас AISI 304. Приложени са предварително напрегнати болтове 2M20 HV 10.9, като налягането се контролира чрез две тензометрични шайби. На Фигура 2.25 е показан експерименталният стенд. Той се състои от актуатор с висока коравина и максимално натоварване до 2000 kN, ход на буталото ± 300 mm, и максимална скорост на буталото при максимално натоварване равно на 300 mm/s. Експериментите са проведени с контрол на преместванията, при прилагане в първата фаза на сигнал по синусоидален закон с честота 1.27 Hz, променлива амплитуда (до ± 25 mm) и максимална скорост 200 mm/s.

Като се изключи формата на входящия сигнал, протоколът на изпитване е същия като при квази-статичните тестове. За изследване на влиянието на скоростта върху коефициента на триене, натоварването се прилага с различна скорост в отделните етапи.



Фигура 2.25 – Стенд за изпитване

2.3.4 Обобщение на експерименталните резултати

Както беше споменато, протоколът на натоварване е определен въз основа на препоръките в EN15129 [47], като при всеки тест циклите на натоварване са съгласно показаните по-долу:

- 5 цикъла от 6.25 mm при 1 mm/s;
- 5 цикъла от 12,5 mm при 4/5 mm/s;
- 40 цикъла от 25 mm при 4/5 mm/s.

Поведението на контактните повърхности се оценява при всеки експеримент чрез анализиране на първоначалния коефициент на триене и чрез деградацията му вследствие на циклично знакопроменливото натоварване с помощта на сензорите за натоварване върху образците. В следващите графики са представени някои от получените зависимости:

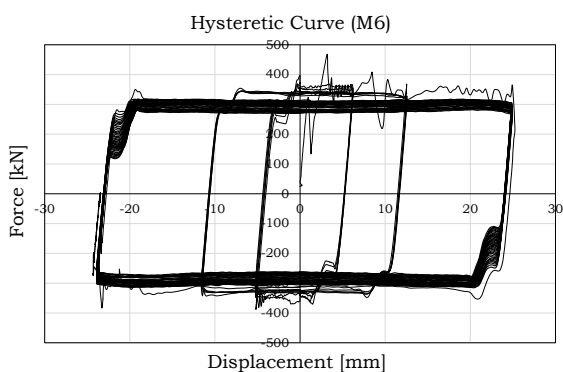
- Хистерезисната зависимост „сила-преместване“ е представена чрез натоварването при приплъзване ($F_{\text{slip},i}$) и преместването (d_i), определени съответно чрез месдозата и датчика за линейни премествания на натоварващата система;
- Представяне на „ефективната“ (или проектната) стойност на коефициента на триене ($\mu_{\text{effective}}$) към акумулираното преместване (d_{total}). Ефективната стойност на коефициента е изчислена като отношение между силата на приплъзване, определена чрез месдозата на натоварващата машина, и началната сила на предварително налягане, приложена чрез болтовете върху повърхнината на триене ($4N_0$);
- Зависимост между действителната стойност на коефициента на триене (μ_{actual}) и акумулираното преместване (d_{total}). Действителната стойност на коефициента е изчислена като отношение между силата на приплъзване, определена чрез месдозата на натоварващата машина, и сумата от действителните налягащи сили в болтовете, действащи върху повърхнината на триене ($2N_{\text{cell},1} + 2N_{\text{cell},2}$), отчетени от тензометричните шайби.

По-долу е дадено обобщението на получените резултати. В допълнение е изведена зависимост, характеризираща деградацията на ефективната дисипация, както е указано в EN 15129 [47]. Този параметър представя дисипацията на енергия нормализирана спрямо

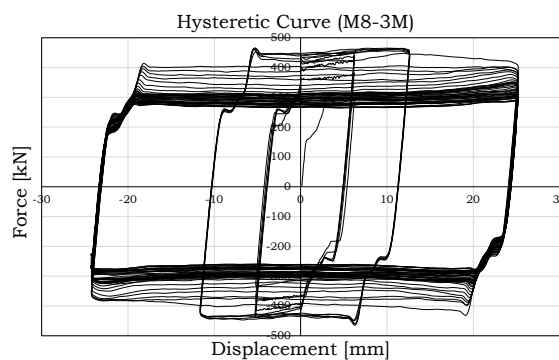
стойността на дисипираната енергия, измерена по време на третия цикъл от серията от цикли с максимална амплитуда. Основните резултати са обобщени в следващата подточка. За подробните резултати гледай резултатите в част 1.1 на проект FREEDAM.

2.3.4.1 Влияние на вида на покритието: „Твърди“ материали (М6-М8)

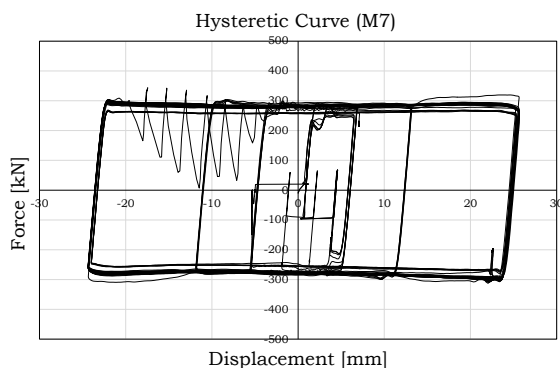
Обобщение на резултатите от изпитванията на фрикционни подложки с „твърдо“ покритие са показани на Фигура 2.26 - Фигура 2.28. Представени са изведените хистерезисните зависимости.



Фигура 2.26 – Хистерезисно поведение на М6 подложки



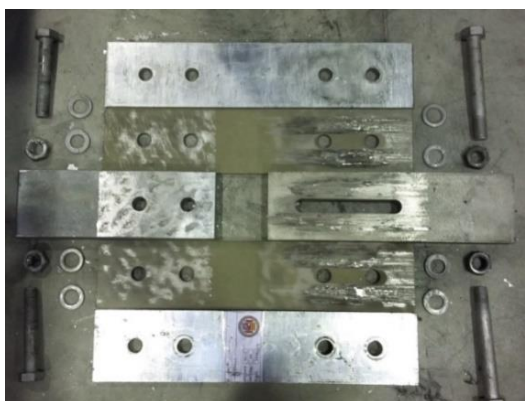
Фигура 2.27 - Хистерезисно поведение на подложки 3М



Фигура 2.28 – Хистерезисно поведение на М7 подложки

За случая на фрикционни подложки с карбидно покритие М6, реагирането при циклично знакопроменливо натоварване се характеризира с първоначално приплъзване при натоварване 350 kN и като следствие на последващата деградация, в края на теста приплъзването се получава при натоварване около 20% от първоначалната. М6 показва някои особености в поведението по време на експериментите. Това се вижда от диаграмата на Фигура 2.26, където хистерезисната крива в първия цикъл на натоварване се изменя скокообразно, при което след бързо нарастване на силата, следва внезапно освобождаване на енергия. Въпреки поведението през първия цикъл, което вероятно се дължи на разкъсването на първоначалните сили на привличане между атомите на контактните повърхности, (адхезивния компонент на триенето), приплъзването впоследствие е регулярно и надеждно. При образец М7 се наблюдава подобно поведение. То се характеризира с първоначална сила при приплъзване около 250 kN, която след няколко цикъла слабо се покачва и се стабилизира около 300 kN. Впоследствие натоварването при приплъзване при всички цикли не се променя и М7 показва стабилно дисипативно поведение. Въпреки че хистерезисната примка показана на Фигура 2.28 изглежда подобна на тази на М6, в действителност, за да се изпълни експерименталната програма при М7 се налага значително намаляване на скоростта на натоварване. То се характеризира с неколкократно рязко нарастване с последващо мигновено освобождаване на енергия,

реализирано чрез приплъзване и вибрации. Фрикционните подложки 3М показват поведение, което е наблюдавано от същите изследователи при предишни експерименти с материали като бронз и някои фенолни полимерни материали, характеризиращи се с два фази на реагирането. През първата фаза на контакта се наблюдава уякчаване и увеличаване на съпротивлението с около 60%. Втората фаза се характеризира с деградация, в края на която се достига до първоначалното ниво на силата при приплъзване. Като цяло, не се наблюдава скокообразно изменение на реагирането и всички цикли на натоварване и разтоварване се характеризират с постоянна стойност на натоварването при приплъзване. Неговата начална стойност е приблизително 400 kN (Фигура 2.27).

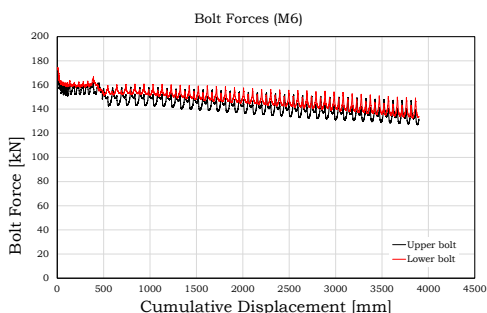


Фигура 2.29 – Повреди на подложки М6

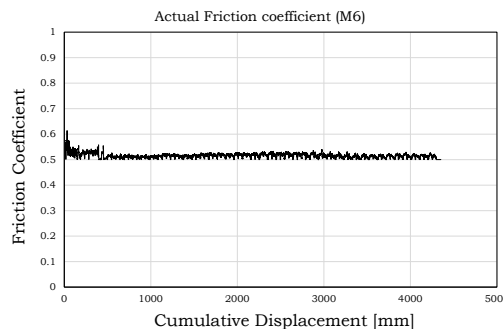


Фигура 2.30 – Повреди при подложки 3М

След приключване на експериментите, образците са разглобени за да се направи оценка на повредите върху повърхностите. На Фигура 2.29 и Фигура 2.30 са показани повърхностите на елементите на фрикционните устройства М6 и 3М. Лесно се вижда, че поради по-високата коравина на покритието спрямо тази на неръждаемата стомана, основната част от повредите са концентрирани в плочите от неръждаема стомана, които към края на теста имат много драскотини в зоната под главата на болта. Това е онагледено на Фигура 2.31 и Фигура 2.32, където за демпфер М6 с карбидно покритие на фрикционните подложки са изобразени силите в болтовете (определени чрез тензометричните шайби) спрямо акумулираното приплъзване, както и на действителния коефициент на триене спрямо акумулираното приплъзване. От същите фигури се вижда също, че двата болта, които са напрегнати със сила 171.5 kN, губят около 7% от напрегащата сила след първия цикъл на натоварване и разтоварване, като загубите нарастват с около 20% до края на експеримента. Въпреки това действителният коефициент на триене е постоянен и доказва стабилното поведение на фрикционните подложки.



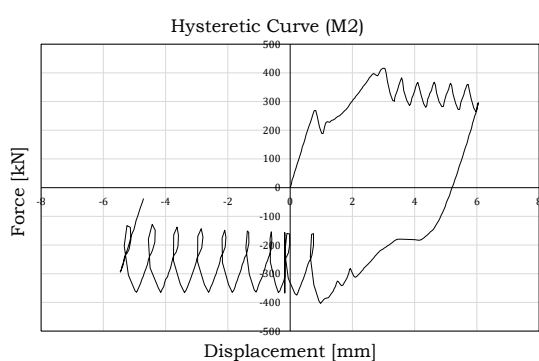
Фигура 2.31 – Типови диаграми на силите в болтовете



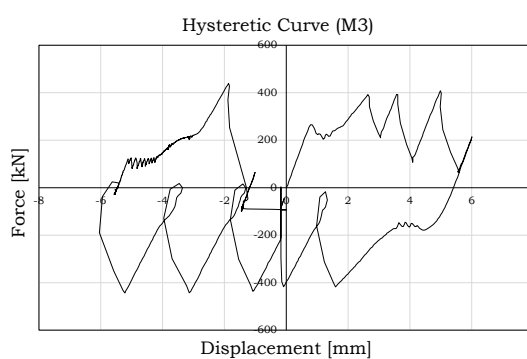
Фигура 2.32 - " Действителни " коефициенти на триене към акумулираното преместване: М6

2.3.4.2 Влияние на вида на покритието: „Меки“ материали (M1-M5)

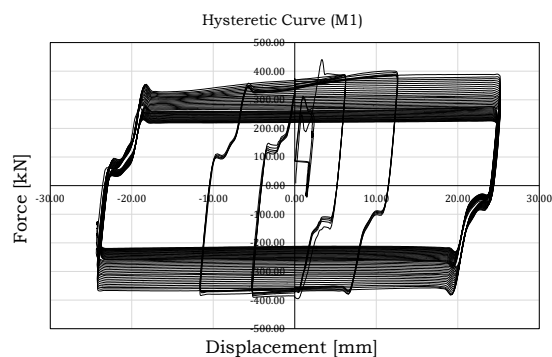
Подобно на наблюдаваното при карбидно покритие M7, някои от меките материали също показват поведение, характеризиращо се със скокообразна зависимост „натоварване-приплъзване“. Такъв е случаят при три от избраните метални покрития, а именно M2, M3 и M5, чието поведение се определя от внезапно и бурно освобождаване на енергия (Фигура 2.33, Фигура 2.34). И в тези случаи експериментите са прекъснати преждевременно, за се предотврати повреда на натоварващата система. При тези материали, след първоначалното приплъзване, хистерезисното поведение се характеризира с многократно повтарящо се прескачане на реактивната сила между нивото ѝ при статично и при динамично натоварване, както и обратното. Но все пак, въпреки че съгласно направените наблюдения, те не са подходящи за прилагане при антисеизмични устройства, това не ограничава приложението им при статични въздействия, за които проявяват висок коефициент на триене.



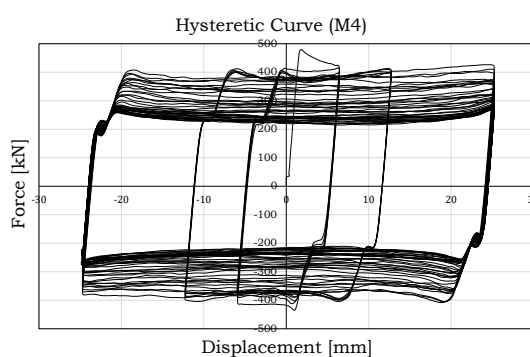
Фигура 2.33 – Хистерезисно поведение на подложки M2



Фигура 2.34 - Хистерезисно поведение на подложки M3



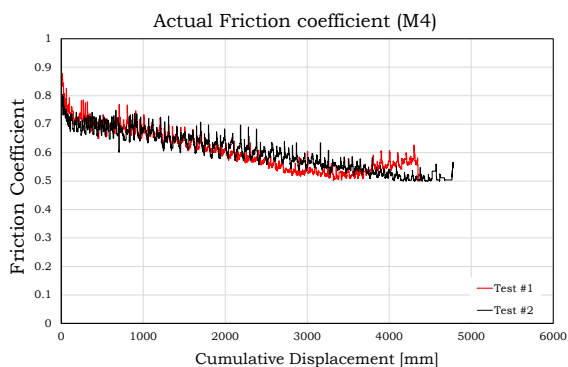
Фигура 2.35 – Хистерезисно поведение на подложки M1



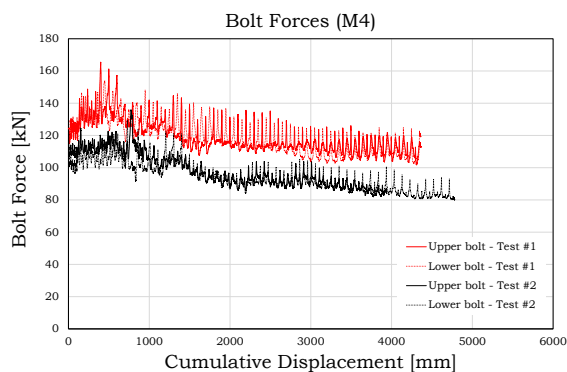
Фигура 2.36 - Хистерезисно поведение на подложки M4

Металните покрития M1 and M4 проявяват аналогично поведение (Фигура 2.37, Фигура 2.38). По-специално, хистерезисното им реагиране се характеризира с натоварване при приплъзване по-високо от това на „твърдите“ материали, но впоследствие претърпяват по-голяма деградация поради разхлабване на болтовете и поради повредите, настъпили във фрикционните подложки. Отделно, вариацията в поведението им има случаен характер, като и двата материала показват значителни разлики в поведението при два идентични теста. На Фигура 2.37 и Фигура 2.38 този ефект е онагледен за M4 чрез резултантните диаграми от двата теста, изобразяващи изменението съответно на коефициента на триене и на напрегащите сили в болтовете в зависимост от акумулираното приплъзване. От тези графики става ясно, че въпреки че действителният коефициент на триене е сходен при двата теста, болтовете реагират различно и това води до цялостна разлика в поведението. При един от експериментите след първоначалното приплъзване се получава внезапна загуба в напрегащата сила от около 15%, водеща и до пропорционална редукция на реактивната сила при приплъзване. Такива съществени разлики в поведението могат да се

дължат на несъвършенства в изпълнението на покритието на фрикционните подложки, което в случая на „меките“ материали се извършва изцяло ръчно, и е предпоставка за неравномерно разпределение върху метала. За случая на материал М1, деградацията на натоварването при приплъзване в края на теста спрямо първоначалното е приблизително 45%, а при материал М4 – 50%. Въпреки това, двата материала осигуряват много високи коефициенти на триене, така например, началния коефициент на триене за М1 и М4, е съответно около 0.55/0.65 и 0.7/0.9.



Фигура 2.37 – Действителен коефициент на триене – М4



Фигура 2.38 – Сили в болтовете – М4

Както при предишната серия, и в тази образците с „меки“ покрития са разглобени, за да се оценят повредите върху контактните повърхности. Очаквано, на Фигура 2.39 и Фигура 2.40 се вижда, че повредите са концентрирани основно във фрикционните подложки, докато плочите от неръждаема стомана са практически ненарушени.



Фигура 2.39 – Повреди в подложки М1

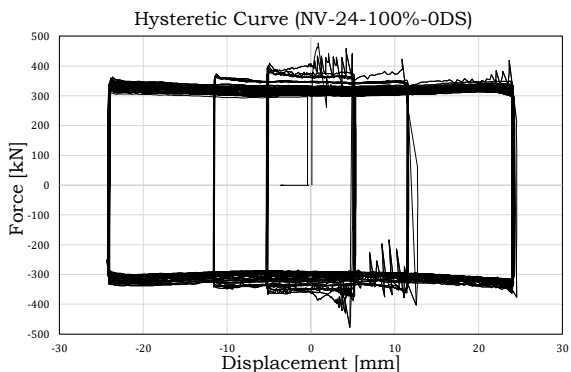


Фигура 2.40 – Повреди в подложки М4

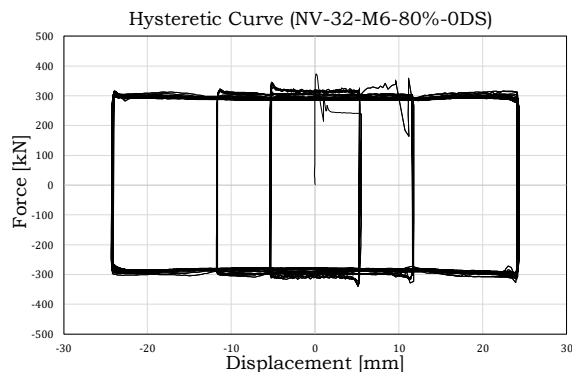
2.3.4.3 Влияние на напрегащата сила

За да се изследва влиянието на параметрите влияещи върху реагирането на „простите“ фрикционни устройства, експерименталните изследвания върху някои от материалите (М1, М4, М6) са разширени. При тези три типа материали е изследвано влиянието на напрегащата сила, конфигурацията на дисковите пружини и случайното изменение на характеристиките на материалите. В тази подточка е представено накратко влиянието на напрегането. На Фигура 2.40 – Фигура 2.44 са показани представителни класически зависимости „сила-преместване“, получени за серия от тестове с материал М6 при промяна на напрегащата сила. Резултатите от изпитванията на другите материали са подобни, затова не са показани в детайли. Както бе очаквано, хистерезисното поведение като цяло се характеризира с висока начална коравина до достигане на статичната сила, при която се получава приплъзване, която при всички проведени изследвания е по-висока от установената при динамичното реагиране. Експериментално получените диаграми при

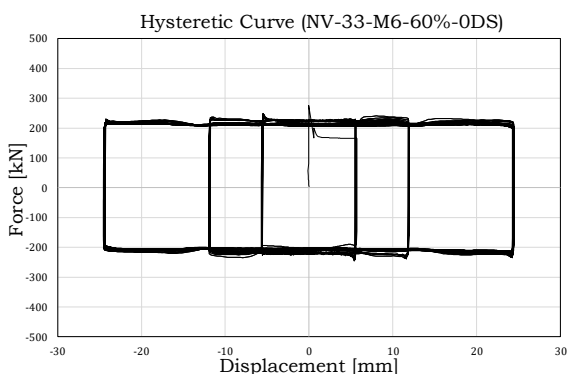
всеки от материалите са приблизително правоъгълни. Сравнението на диаграмите “сила-преместване“, показва, че единствено материал М6 е с по-нестабилно поведение. М6, както беше обяснено, е с твърдо покритие, което при първия цикъл е с леко скокообразна форма на кривата „сила-приплъзване“.



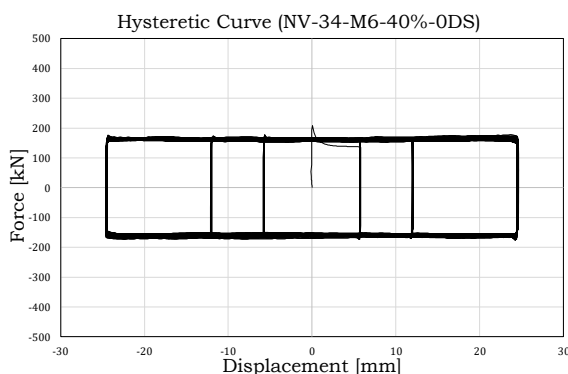
Фигура 2.41 – М6 подложки, 100% налягане



Фигура 2.42 - М6 подложки, 80% налягане

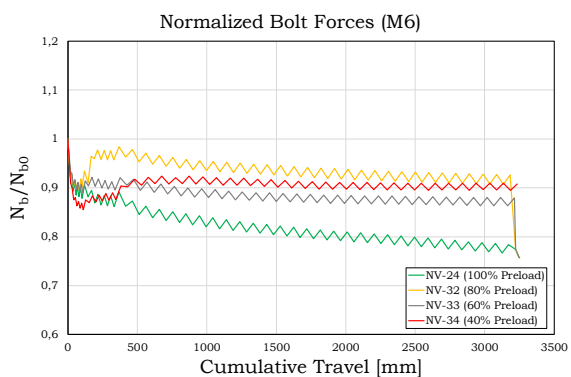


Фигура 2.43 – М6 подложки, 60% налягане

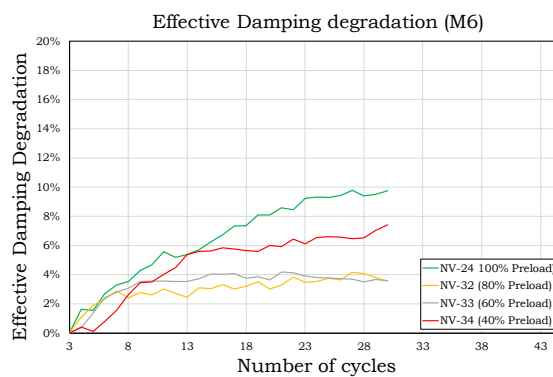


Фигура 2.44 - М6 подложки, 40% налягане

Един от най-важните аспекти наблюдавани при тази серия от експерименти е, че при този вид покритие с намаляване на налягащата сила в болтовете, изчезва скокообразното реагиране на образците. Това е доказателство, че ефектът е в пряка зависимост от контактното налягане между повърхностите. На Фигура 2.45 и Фигура 2.46 са представени изменението на силите в болтовете и на деградацията на ефективното демпфиране. Силата в болта (N_b) е нормализирана спрямо първоначалната налягаща сила (N_{b0}), докато ефективното демпфиране е изчислено съгласно процедурата в [47].

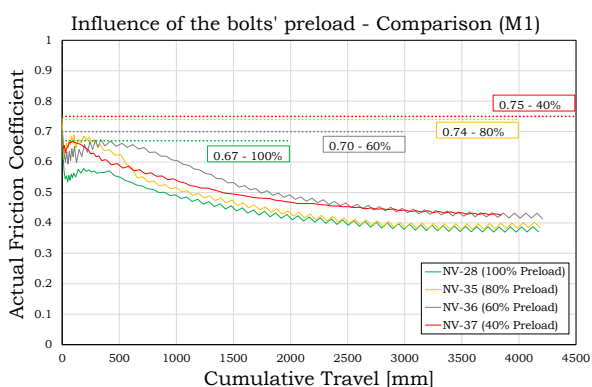


Фигура 2.45 – Деградация на силите в болтовете (от 100% до 40% налягане)

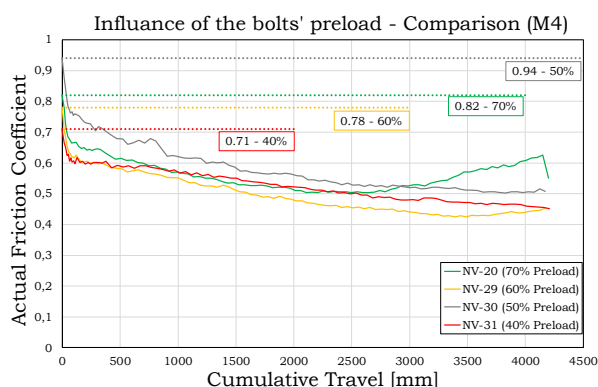


Фигура 2.46 – Деградация на дисипираната енергия (от 100% до 40% налягане)

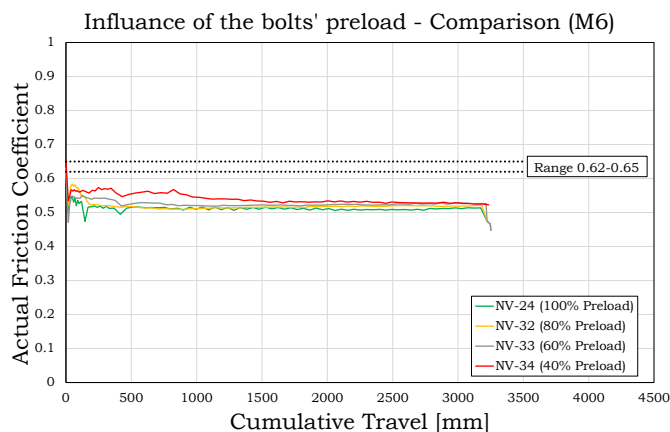
От тези графики е видно, че редуцията на началната напрегаща сила води до подобряване на ефективното демпфиране и до намаляване на деградацията му. Този последен параметър изразява главно влошаването на капацитета за разсейване на енергия във фрикционното съединение. От гледна точка на коефициента на триене, на Фигура 2.49 не се забелязва пряка връзка с предварителното напрегане, но прогресивната им деградация намалява с намаляване на напрегащата сила. Изменението на началната стойност на коефициента на триене наблюдаван при тези експерименти е в нормалните статистически граници при тези материали. Така например, началният коефициент на триене за материал М1 варира от 0.67 до 0.75, за М4 - от 0.71 до 0.94 и за М6 – от 0.62 до 0.65 (без директна връзка с приложеното напрегане), докато статистическите граници на вариация на този параметър за отделните материали са 0.62-0.81 за М1, 0.69-0.84 за М4 и 0.52-0.68 за М6.



Фигура 2.47 – Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М1



Фигура 2.48 - Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М4

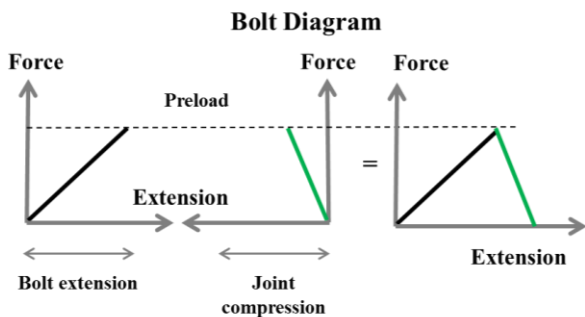


Фигура 2.49 – Влияние на предварителното напрегане върху коефициента на триене: подложки М6

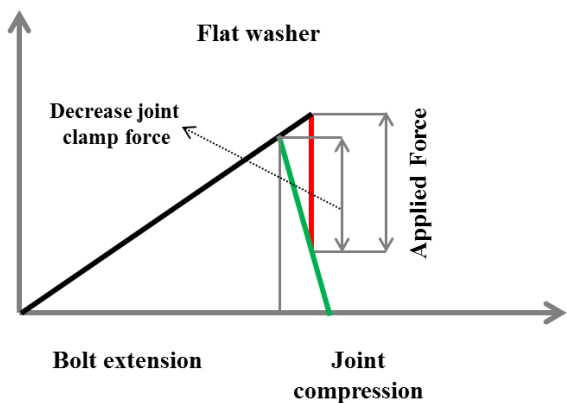
Но представянето на зависимостта между напрегащата сила нормализирана спрямо първоначалната и акумулираното преместване във фрикционните съединения, както и диаграмите, изразяващи редуцията на ефективното разсейване на енергия спрямо броя на циклите на натоварване и разтоварване, показват, че понижаването на напрегащата сила води до намаляване на загубите в предварително напрегане, както и до по-малка редукция в разсейването на енергия. В допълнение, анализът на резултатите от М6 разкрива, че редуцията на ефективното демпфиране при десетия товарен цикъл е винаги по-ниска от изискваните в EN15129 [47] 10%. При материали М1 и М3 (меки покрития) резултатите показват, че минималните изисквания могат да се постигнат само ако напрегането е до 60% от напрегащата сила.

2.3.4.4 Влияние на конфигурацията на дисковите пружини

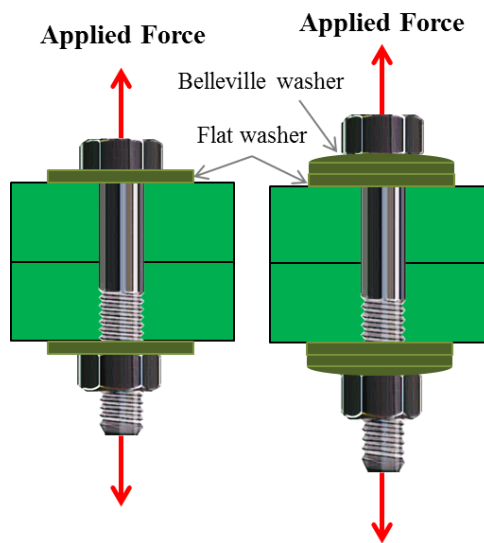
Дисковите пружини са вид конични пръстеновидни шайби, често наричани Белвил, които работят еластично до достигане на определена граничната стойност на натиска, вследствие на предварително натоварване [48]. Над тази гранична стойност, до пълното им изправяне, коравината им става значително по-висока. Благодарение на формата им, те могат да се нареждат една върху друга (успоредно групиране) за повишаване на носимоспособността им, гръб в гръб (огледално групиране) - за увеличаване на деформативността им, или чрез комбиниране на успоредно с огледално групиране за достигане на желаната коравина и носимоспособност. В техническата литература, дисковите шайби се препоръчват при необходимост от константна напрегащата сила за целия експлоатационен срок, и особено при наличие на вибрации, пълзене или когато се очаква еластично взаимодействие между болтовете.



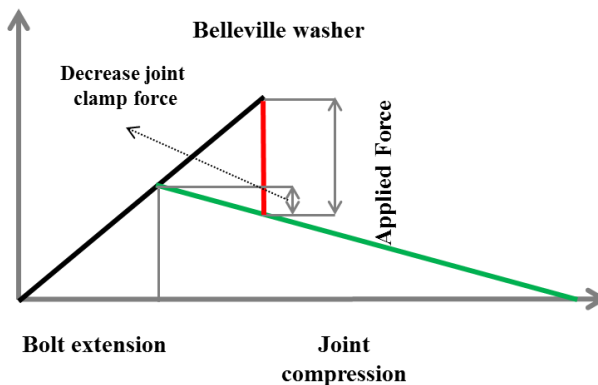
Фигура 2.50 – Типична диаграма „сила-преместване“ на предварително напрегнатите болтове



Фигура 2.52 – Диаграма „сила-преместване“ на предварително напрегнатите болтове със шайби



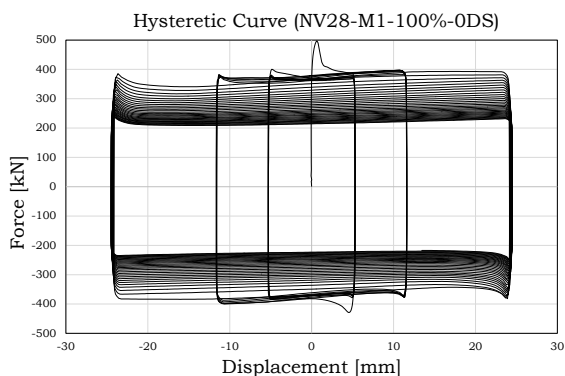
Фигура 2.51 – Болтови съединения със шайби и с дискови пружини



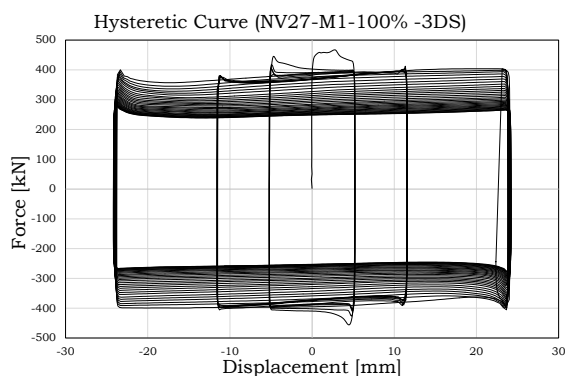
Фигура 2.53 – Диаграма „сила-преместване“ на предварително напрегнатите болтове с дискови пружини

Всички тези особености са подробно обяснени в [48]. Ефектът от прилагане на дисковите пружини е онагледен на Фигура 2.50 – Фигура 2.54, където е показано поведението на пакети без и с дискови пружини. Основната разлика между двата варианта се състои във факта, че при намаляване на дебелината на пакета вследствие на износване,

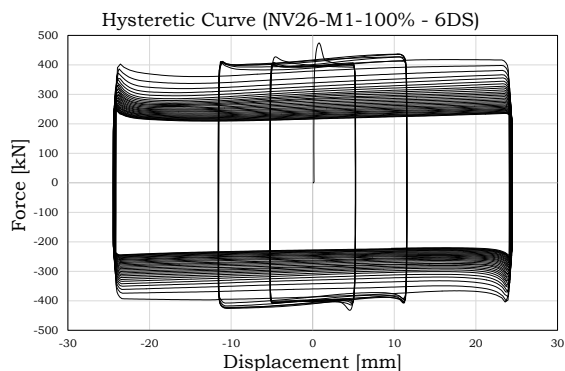
смачкване, нагъване или пълзене на покритията, по-ниската коравина на пакета при наличие на конични шайби води до компенсиране на намалението на тази дебелината. На практика, коничните шайби реагират като пружини избутващи главата и гайката, и по този начин възстановяващи напрегането, поне частично. Влиянието на дисковите пружини е изследвано в рамките на проект FREEDAM чрез изпитване на четири различни решения на пакетите: без конични шайби, с три успоредно разположени, с две огледални серии с по три паралелно разположени (6 шайби), с три огледални серии с по три паралелно разположени (9 шайби). След обобщение на резултатите от изпитвания на различни материали е установено тяхното сходно поведение, представено по-долу чрез получените зависимости при M1. Избрани са резултатите за M1, защото при тях влиянието на дисковите пружини върху реагирането при циклично знакопроменливо натоварване е по-очевидно. Както може да се види от Фигура 2.54-Фигура 2.57, като цяло конфигурацията на дисковите пружини не оказва силно влияние върху хистерезисното поведение. На практика, при всички експерименти първоначалното приплъзване се получава при 400 kN и завършва с приплъзване при натоварване около 200 kN, като за разлика от очакваното, пакетите с по-голям брой пружини показват и по-сериозна редуция на разсеяната енергия.



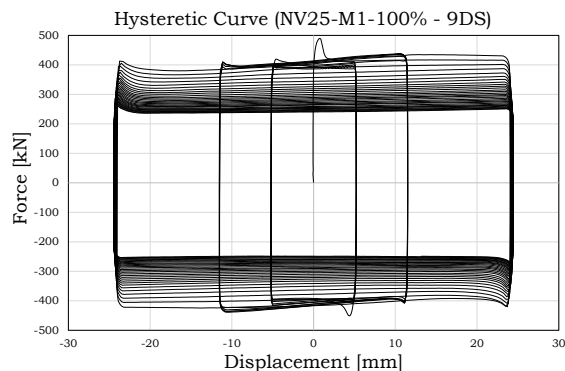
Фигура 2.54 – Подложки M1 с шайби



Фигура 2.55 – Подложки M1 с 3DS (3 дискови пружини)



Фигура 2.56 – Подложки M1 с 6DS

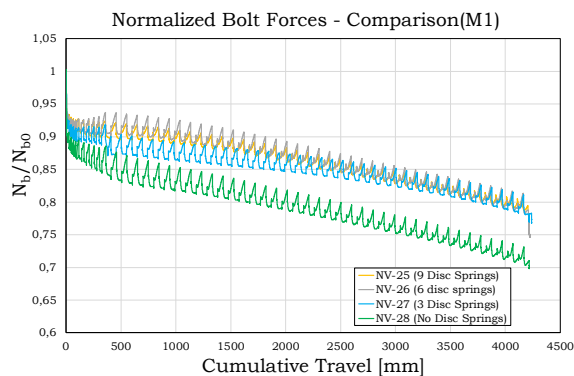


Фигура 2.57 – Подложки M1 с 9DS

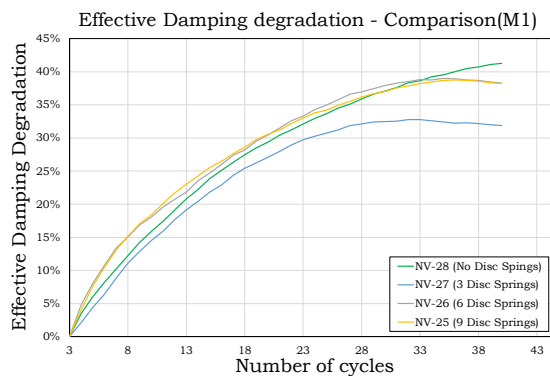
В резултат, от гледна точка общо хистерезисно поведение, прилагането на европейските стандартни дискови шайби има ограничено влияние. Този извод се потвърждава и от изобразяването на напрегащата сила в болтовете спрямо деградацията на ефективното разсейване на енергия на (Фигура 2.58, Фигура 2.59).

Показаното на Фигура 2.58 изменение на силите в болтовете, показва че по-голямата деформативност на пакета води до по-малка загуба на напрегаща сила. Все пак това не подобрява цялостното хистерезисно поведение на съединението, най-вероятно поради увеличеното износване на фрикционните повърхности. Този ефект се вижда на Фигура 2.59, където различни варианти на дисковите пружини не подобряват реагирането на образците.

В заключение, резултатите от тази серия от експерименти показва, че европейските стандартни дискови шайби спомагат за поддържане на постоянна напрегаща сила в болтовете, но не подобряват цялостното им хистерезисно поведение. Следователно, въпреки че играят съществена роля при ограничаване на неблагоприятните ефекти вследствие дългосрочната загуба на напрегаща сила, вибрациите и температурни разлики, тези шайби имат ограничено влияние върху хистерезисното поведение на фрикционните съединения.



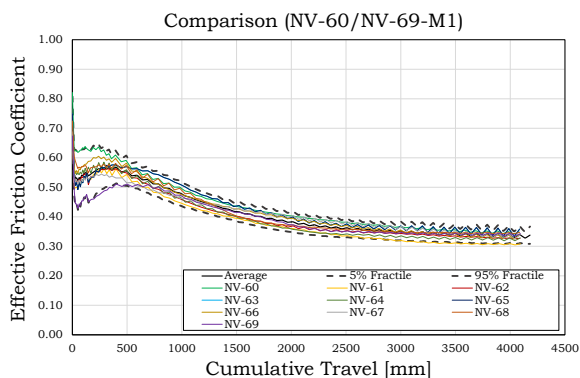
Фигура 2.58 – Сили в болтовете при различни конфигурации на шайбите и пружините



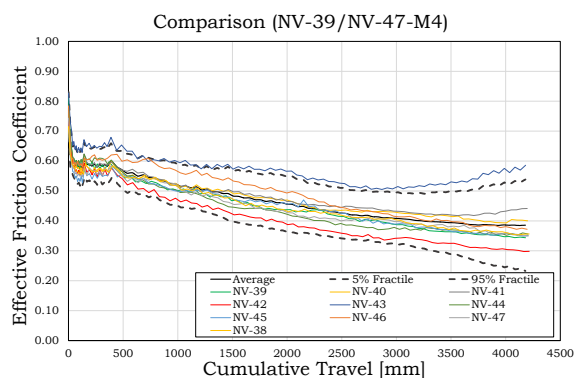
Фигура 2.59 – Ефективна деградация на разсейването на енергия при различни конфигурации на шайбите и пружините

2.3.4.5 Влияние на случайното разпределение на характеристиките

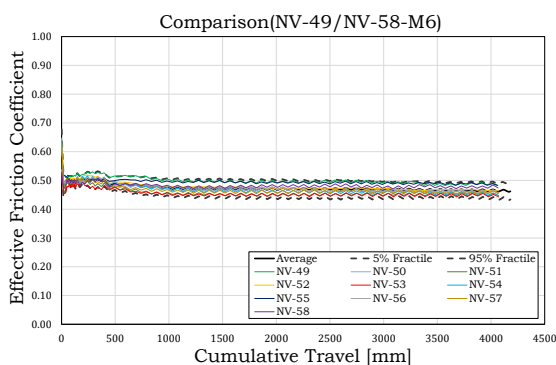
В рамките на проект FREEDAM са проведени отделни експерименти за статистическа оценка на разпределението на получените коефициенти на триене, на базата на които да се предложат стойности за проверките по ЕГС и КГС. Всъщност, от получените резултати е видно, че трябва да се има предвид случайното разпределение на резултатите от изпитваните материали за покрития, особено за случая на капацитивно проектиране. Принципно за проверките по ЕГС се използват характеристикните стойности на статичните коефициентите на триене, докато за проверките по КГС, и особено при прилагане на принципите на капацитивното проектиране, е необходимо да се има предвид както минималната стойност на динамичния коефициент на триене (определен при стабилизирана хистерезисна крива), така и максималната му статичната стойност. Отношението на тези две стойности очевидно влияе върху стойността на коефициента на завишена носимоспособност и трябва да се има предвид при проектирането на недисипативните елементи на конструкцията. За всеки вид материал са проведени серия от експерименти върху десет образци, напрегнати до 60% от напрегащата сила (определеното оптимално ниво съгласно резултатите от проект FREEDAM). Въпреки, че нямат пряко влияние върху сеизмичното реагиране на демпферите, отчитайки предимствата на коничните шайби по отношение на дълготрайното поведение, влиянието на вибрациите и на температурните ефекти, образците са с 6 конични дискови шайби – три огледални серии от по две паралелно разположени. Обобщение на резултатите от всички тестове е показано на Фигура 2.60 – Фигура 2.62, където коефициентите на триене са представени спрямо акумулираното преместване, сравнявайки поведението при средна стойност (с непрекъснатата линия), и при 5% и 95% фрактил (с долна и горна прекъсната линия), като всички стойности на кумулативния ход са определени чрез изваждане или прибавяне към средната стойност k -пъти коефициента на вариация. С отчитане на ограничените данни (по 10 образци от всеки материал), стойността на k е определена съгласно инструкциите в EC0, част D7.2 [26], като 1.92 при нормално разпределение.



Фигура 2.60 – Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – M1

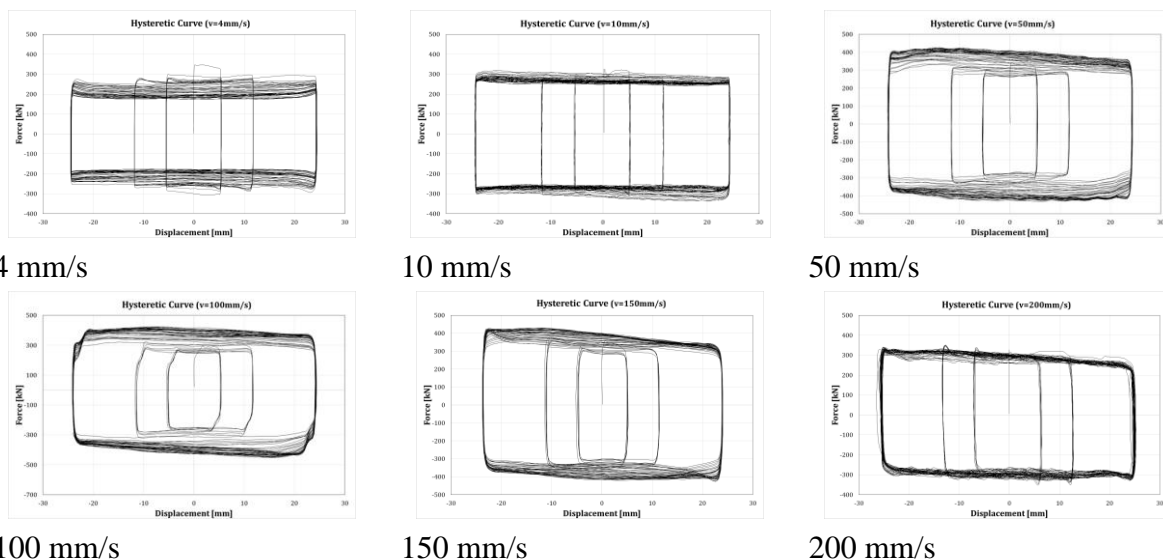


Фигура 2.61 - Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – M4



Фигура 2.62 – Влияние на случайността при определяне на коефициента на триене – M6

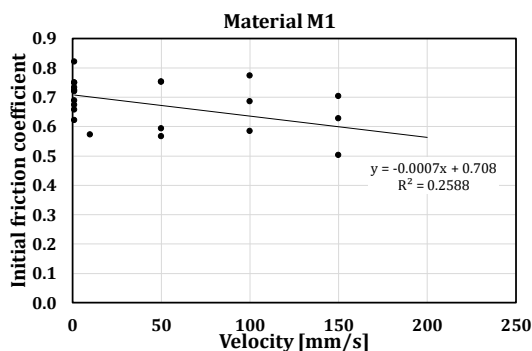
2.3.4.6 Влияние на скоростта



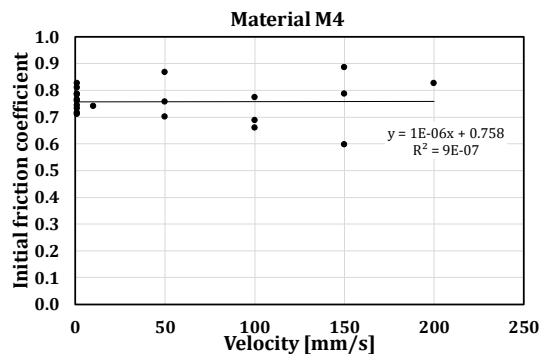
Фигура 2.63 – Влияние на случайността при определяне на скоростта – M4 подложки

Както и при изпитванията при ниска скорост на натоварване, така и при изпитванията с висока скорост, експериментите са проведени на два етапа. В първата фаза са извършени ограничен брой тестове с обобщение относно поведението и на осемте материала. Впоследствие останалите експерименти са проведени само върху избраните материали – M1, M4 и M6.

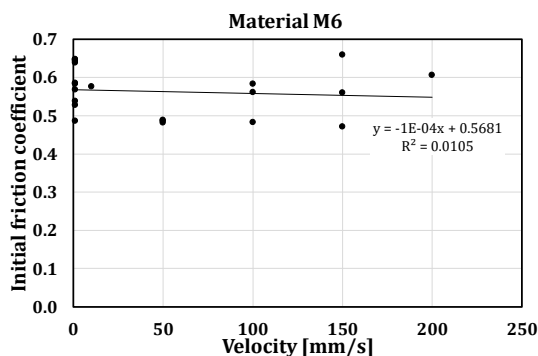
Първата фаза обхваща 15 експеримента с прилагане на натоварването с висока скорост върху образци с фрикционни подложки, покрити с описаните пет „меки“ и с трите „твърди“ материала. Във втората фаза са изпитвани само три от материалите (М1, М4 и М6), като са проведени 45 експеримента при висока скорост.



Фигура 2.64 – Влияние на скоростта – М1 подложки



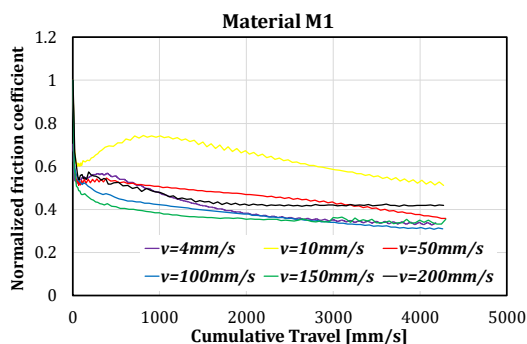
Фигура 2.65 – Влияние на скоростта – М4 подложки



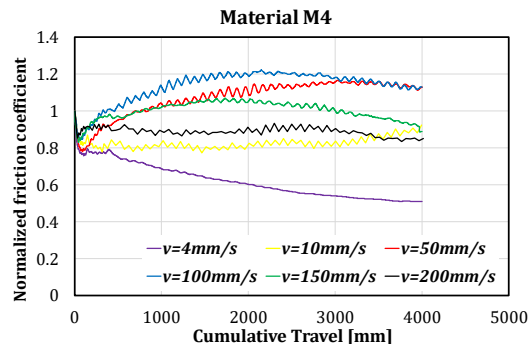
Фигура 2.66 – Влияние на скоростта върху началния коефициент на триене – М6 подложки

Експериментите изпълнени с висока скорост на натоварване показват значителното влияние на скоростта върху коефициента на триене. Тази обвързаност е видима от представените резултати от експериментите с материал М4 (Фигура 2.63). Подобно поведение се наблюдава и при останалите материали, като М1 показва известна нестабилност в хистерезисните примки при най-високата отчетена скорост (200 mm/s). Скоростта на прилагане на натоварването влияе върху формата на хистерезисните примки, но не и върху стойността на първоначалната сила при приплъзване. Както се вижда от Фигура 2.64 до Фигура 2.66, диапазонът между минимални и максимални стойности на началния коефициент на триене за трите материала, получен за всеки от тестовете с висока скорост, излиза извън нормалното статистическо разпределение. Трите материала показват слаба корелация между началния коефициент на триене спрямо скоростта на плъзгане при изчертаване на кривата на регресията, (регресията е почти хоризонтална). Но въпреки, че тестовете показват слабото влияние на скоростта върху началния коефициент на триене, тя има осезаемо влияние върху износването на материалите и върху изменението на силите в болтовете по време на експериментите. В почти всички експерименти с циклично знакопроменливо натоварване се наблюдава значително по-малка редукция на коефициента на триене, отколкото при експериментите с ниска скорост (квази-статично натоварване). Следователно може да се получи консервативна оценка на деградацията на коефициента на триене от квази-статични експерименти, които са по-лесно изпълними. Редукцията на коефициента на триене при циклично натоварване не се изменя равномерно при промяна на скоростта на приплъзване. Всъщност, и при трите материала се наблюдават различна нива на деградация в зависимост от скоростта на натоварване. Например, материал М4 при скорост в диапазона между 4-100 mm/s, редукцията на коефициента на триене е по-малка, отколкото при скорост в границите на 100-200 mm/s. Подобни

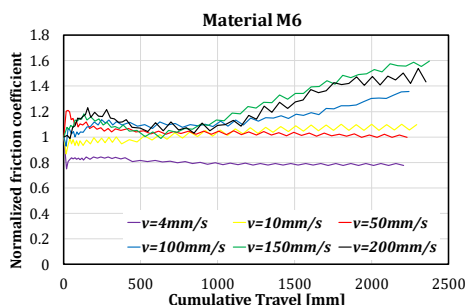
зависимости се наблюдават и в други случаи, но всеки материал има собствен модел на поведение и не може да се направи общ извод. Материал М1 показва слаба зависимост между деградацията на коефициента на триене и скоростта. И обратното, материал М6 показва променливо реагиране в зависимост от скоростта на приплъзване.



Фигура 2.67 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М1 подложки

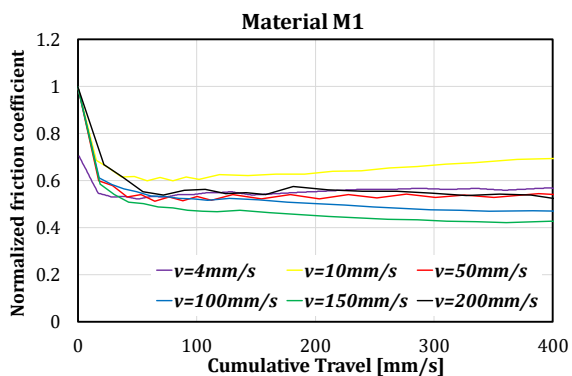


Фигура 2.68 - Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М4 подложки

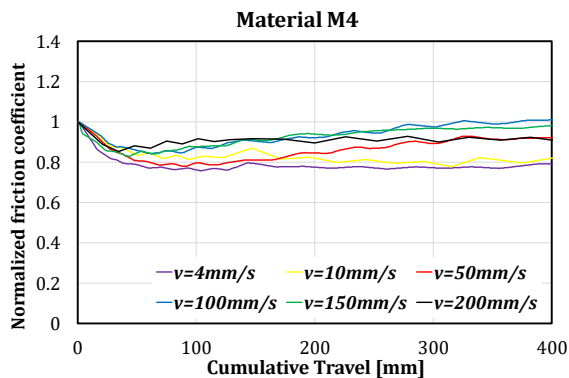


Фигура 2.69 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене – М6 подложки

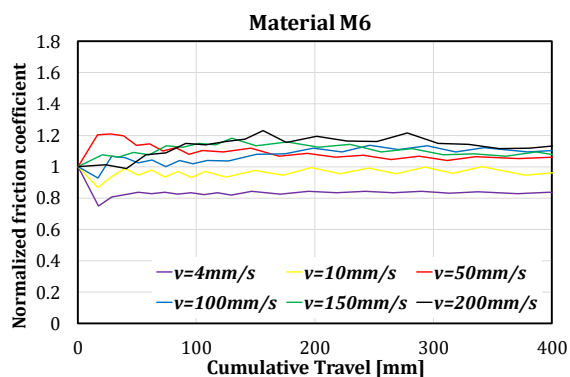
Материали М4 и М6 показват възможно нарастване на коефициента на триене спрямо началната му статична стойност в зависимост от акумулираното преместване (кумулятивния ход) и скоростта на приплъзване. По-специално, материал М4 показва максимално нарастване от около 20 % на коефициента спрямо нивото му при квази-статично натоварване, докато при материал М6 се постига нарастване от около 60% при много голямо акумулирано приплъзване. От гледна точка проектиране, този ефект може да бъде неблагоприятен, особено при прилагане на принципите на капацитивното проектиране. Следователно той трябва да се отчете в коефициента на завишена носимоспособност при оразмеряване на недисипативните елементи на конструкцията. Все пак трябва да се отбележи, че при цикличните тестове са достигнати много големи акумулирани приплъзвания, които значително надвишават реално необходимите при сеизмични въздействия. Обикновено максималното акумулирано преместване се определя от изискванията на стандартен протокол на натоварване. Например, лесно може да се провери, че ако се приложи протоколът на натоварване в AISC 358, при максимална ротация 400 mrad и рамо 600 mm, горната граница на необходимото акумулирано преместване е около 400 mm. На Фигура 2.70-Фигура 2.72, тези диаграми са изобразени отново, но с максимален диапазон на абцисата 400 mm. При този диапазон се вижда, че уякчаването, отчетено при тестовите с висока скорост на натоварване спрямо началната статична стойност е приблизително 1.0 при материали М1 и М4 („меки“), и 1.2 при материал М6.



Фигура 2.70 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 mm – M1 подложки



Фигура 2.71 - Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 mm – M4 подложки



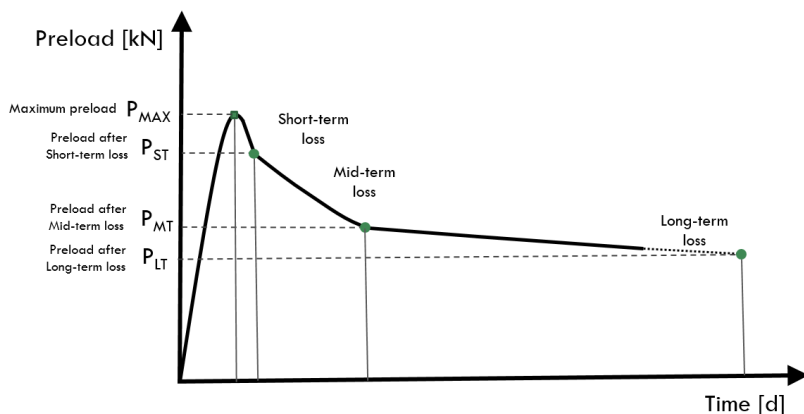
Фигура 2.72 – Влияние на скоростта върху деградацията на коефициента на триене за преместване до 400 mm – M6 подложки

2.4 ЗАГУБА НА НАПРЯГАЩА СИЛА ПО ВРЕМЕ НА ЕКСПЛОАТАЦИЯ

2.4.1 Въведение

В специализираната литература има редица трудове, които разглеждат различни фактори като влиянието на технологията за предварително налягане, явлението релаксация, пълзенето на покритията, вибрациите, саморазхлабването и други по отношение на загубата на налягаща сила. Всички те заключават, че при предварително налягането болтове винаги в една или друга степен се наблюдава загуба на налягаща сила [49] - [51]. Загубата на предварително налягане обикновено е значителна през първите 12 часа след затягането, а голямо влияние върху общата загуба на налягаща сила оказва и големината на външните натоварвания, приложени към възлите [52].

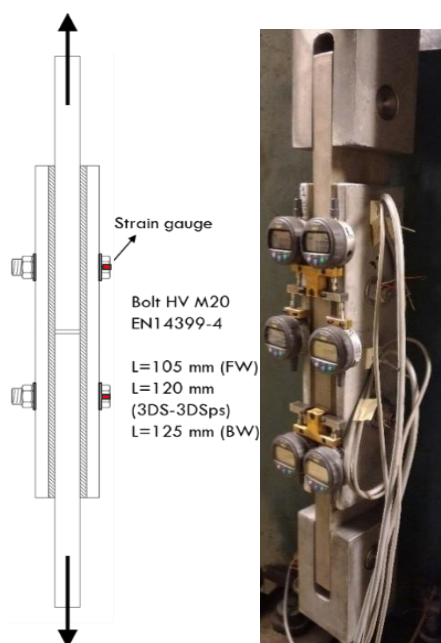
В допълнение, дългосрочните експерименти обикновено показват, че след края на първоначалните ефекти загубата на предварително налягане продължава, следвайки логаритмичен закон на изменение [50]. Началната загуба на налягаща сила в болта е свързана с различни явления, сред които най-значими са недостатъчното първоначално налягане в болтовете, саморазхлабването, релаксацията, пълзене, използването на неподходящи материали и прилагането на външни товари. Схематично представяне на развитието на предварителното налягане на болта във времето е представено на Фигура 2.73. Могат да се разграничат три фази. Веднага след затягането се реализира първоначална загуба, която е свързана главно с процеса на монтаж. Тази първоначална загуба възниква непосредствено след затягане и се увеличава с големината на приложеното предварително налягане, особено ако наляженията в болта при налягане надвишават границата на провлачане [53]. След изпълнението се появява така наречената средносрочна загуба; различни фактори влияят върху размера на тази загуба като температурни колебания, проблеми при монтажа и влияние на външни товари. И накрая, дългосрочна загуба се проявява през време на експлоатация по време на целия живот на конструкцията. След известен период от време загубите придобиват постоянен характер на изменение.



Фигура 2.73 – Изменение на предварителното налягане във времето.

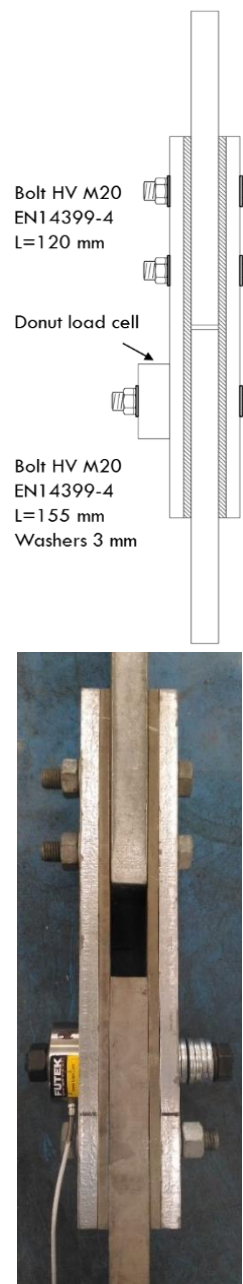
В рамките на проекта FREEDAM в университетите в Салерно и Лиеж са проведени редица експерименти (Фигура 2.74 и Фигура 2.75) за изследване поведението на предварително налягането болтове във фриксионни устройства. За изследване загубата на налягаща сила с цел подобряване методите за намаляване на тези загуби са проведени експерименти с четири типа болтови съединения, оборудвани с различни конфигурации на шайби и дискови пружини. В допълнение, за да се оцени както краткосрочната и средносрочната, така и дългосрочната загуба, за всяка конфигурация на шайбите са извършени експерименти с различна продължителност от време. За краткосрочните и средносрочните загуби са проведени 20 кратки експерименти (с продължителност до 18

часа) и четири среднопродължителни (с продължителност 30 дни). Освен това, за четирите различни конфигурации на шайбите са проведени пет дългосрочни експеримента, проследявайки промяната на силата на болта в продължение на над 5 месеца.

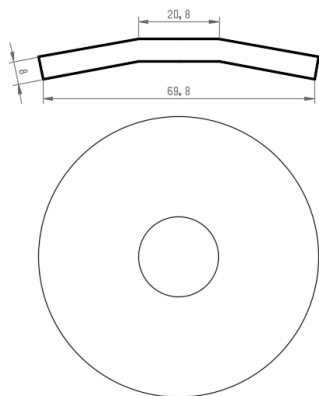


Фигура 2.74 – Постановка за дългосрочните експерименти

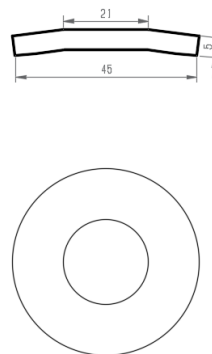
Изпитванията са проведени върху симетрични фрикционни съединения (SFC), съставени от подложки (8 mm) покрити с фрикционен материал (материал M4), две външни поцинковани плочи (15 mm) изработени от стомана S275JR и вътрешна шлицова плоча изработена от неръждаема стомана AISI 304. Плочите са свързани с болтове M20 10.9 HV. Целевото предварително налягане на болтовете за устройството е със стойност 120 kN. При всички експерименти болтовете са оборудвани с устройства за измерване на силата. При краткосрочните и средносрочните експерименти изменението на предварителното налягане в болтовете е определено с помощта на специална шайба-месдоза (FUTEK LYH500 с максимален капацитет 222,4 kN). За дългосрочните експерименти са използвани тензометрични датчици монтирани върху тялото на болта.



Фигура 2.75 – Постановка за кратки и среднопродължителни експерименти



Фигура 2.76 – Персонализирана шайба (BW)

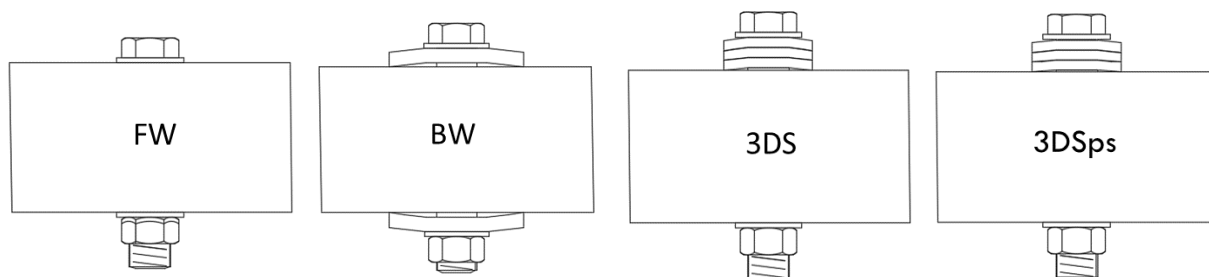


Фигура 2.77 – Дискава пружина M20 по DIN 6796 (DS)

В някои от експериментите са използвани дискови пружинни шайби (тип Belleville) с конусовидна форма (Фигура 2.76, Фигура 2.77), за да се намали загубата на предварително налягане. За да се оцени ефективността на тези пружини за намаляване загубите на предварително налягане, в тази работа са изследвани два различни типа дискови пружинни шайби: стандартни европейски дискови пружинни шайби за болтове M20 (DS, по стандарт DIN 6796 [54]) и персонализиран тип шайби (Big Washer, BW).

Персонализираните дискови пружинни шайби са предварително налягнати. Това означава, че те са натоварени до пълно изравняване (до плоска форма) в завода, което води до пластифициране на материала и съответно своеобразно уякчаване. Това осигурява изцяло еластично поведение при последващи натоварвания. И обратно, европейската стандартна дискова пружина обикновено се произвежда без предварително налягане. Следователно, тя се тества алтернативно в състояние „както е доставена“ (без предварителна настройка), а ако е нужно за експериментите, се подлага на предварително налягане в лабораторията с универсална изпитвателна машина.

Персонализираните пружинни шайби понасят сила, равна на около 120 kN. Обратно, европейските дискови пружини, отговарящи на DIN 6796, понасят максимален товар от около 70 kN. Както беше посочено по-горе, в рамките на настоящото проучване са тествани четири различни конфигурации на шайбите. Конфигурациите са показани на Фигура 2.78: i) конфигурация с плоска шайба (FW), отговаряща на EN 14399-6 [55]; ii) конфигурация с няколко предварително налягнати персонализирани шайби Belleville (BW), монтирани както под главата на болта, така и под гайката; iii) подреждане на 3 дискови пружинни шайби (3DS) последователно в съответствие с DIN 6796; iv) подреждане на 3 дискови пружинни шайби последователно в съответствие с DIN 6796, предварително налягнати в лабораторията (3DSps).



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

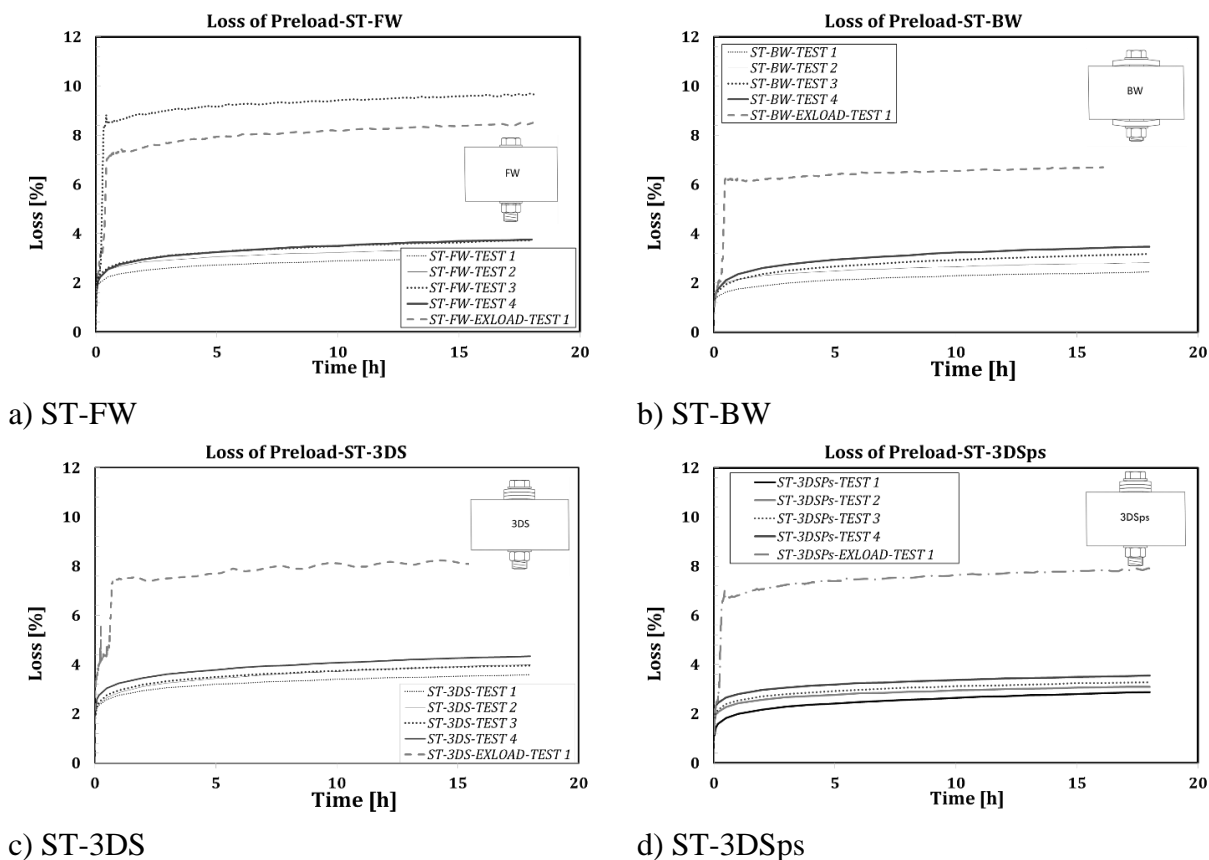
Фигура 2.78 – Изследвани конфигурации на шайбите.

Три експериментални серии за изследване на краткосрочните, средносрочните и дългосрочните ефекти са представени в тази част. Всички проведени експерименти са

именувани със съкращения "ST-FW-TEST #"; където първите две букви показват вида на теста, ST = краткосрочен, MT = средносрочен и LT = дългосрочен; втората двойка букви определя конфигурациите на болтовете, FW = плоска шайба, BW = голяма шайба, 3DS = 3 дискови пружини и 3DSps = 3 дискови пружини предварително напрегнати, а последното число показва номера на теста (1, 2, 3 ...). Същият принцип е използван за експериментите с приложено външно натоварване, добавяйки съкращение EXLOAD (EXternal LOAD) след конфигурацията на болта. Например, етикетът „ST-BW-EXLOAD-TEST1“ показва краткосрочен (ST) тест 1 (TEST1) на конфигурацията с голяма шайба (BW) с външно приложено натоварване (EXLOAD). Външното натоварване, приложено към болтовите съединения, е определено съгласно EN 1090-2 за удължени изпитвания за пълзене, и е прието равно на 120 kN.

2.4.2 Краткосрочна загуба на напрегаща сила

За да се оценят краткосрочните загуби в болтовите съединения, са извършени 20 теста (с продължителност до 18 часа) при постановката от Фигура 2.75. За всяка конфигурация са извършени по пет теста. Разгледаните конфигурации на шайбите са показани на Фигура 2.78 и са описани в т. 4.1. Четири от петте теста са изпълнени без външно натоварване във възела (ST - ## - TEST #), а петият тест е изпълнен при прилагане на външен товар, равен на 120 kN (ST - ## - EXLOAD-TEST #). По този начин е оценено независимо влиянието на външното опънно натоварване върху загубата на предварително напрегане. Всички резултати от експериментите са обобщени на Фигура 2.79.



Фигура 2.79 – Резултати от краткосрочните експерименти.

Когато се приложи външно опънно натоварване към демпфера (ST - ## - EXLOAD-TEST #), настъпва внезапна загуба на предварително напрегане. Това се дължи на уплътняване на покритията между главата на болта и гайката, и на резбите на болта.

Външното опънно натоварване води до концентрирана загуба в края на процеса на натоварване. Всички експерименти всъщност показват изместване на кривите „загуба-време“, пропорционално на приложеното натоварване. В Табл. 2.1 до Табл. 2.4 загубата на предварително налягане, възникнала в болтовите съединения, се отчита по отношение на статистическите параметри (средна стойност на 5% и 95% фрактили) за времеви стъпки 1h, 6h, 12h и 18h. Загубата се оценява като процент от първоначалната пикова стойност (120 kN). Освен това, очакваната загуба за 50 години се изчислява на всеки времеви етап с логаритмична екстраполация на данните до този времеви етап, съгласно процедурата, дадена в EN 1090-2. Последните две колони от всяка таблица отчитат загубата на предварително налягане и 50-годишната загуба за изследването с приложено опънно натоварване. В този случай поради ограничената експериментална извадка статистическа оценка не е възможна.

Таблица 2.1: Краткосрочни загуби – конфигурация FW

ST-FW TEST 1-4									ST-FW-EXLOAD-TEST1-2	
Време	μ [%]	σ [%]	CV	Фрактил 5% [kN]	Фрактил 95% [kN]	Загуби за 50 години			Загуби [%]	Загуби за 50 години [%]
						Фрактил 5%	μ [%]	Фрактил 95%		
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%

Таблица 2.2: Краткосрочни загуби – конфигурация BW

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Време	μ [%]	σ [%]	CV	Фрактил 5% [kN]	Фрактил 95% [kN]	Загуби за 50 години			Загуби [%]	Загуби за 50 години [%]
						Фрактил 5%	μ [%]	Фрактил 95%		
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%

Таблица 2.3: Краткосрочни загуби – конфигурация 3DS

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Време	μ [%]	σ [%]	CV	Фрактил 5% [kN]	Фрактил 95% [kN]	Загуби за 50 години			Загуби [%]	Загуби за 50 години [%]
						Фрактил 5%	Фрактил 5%	Фрактил 5%		
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%

Таблица 2.4: Краткосрочни загуби – конфигурация 3DSps

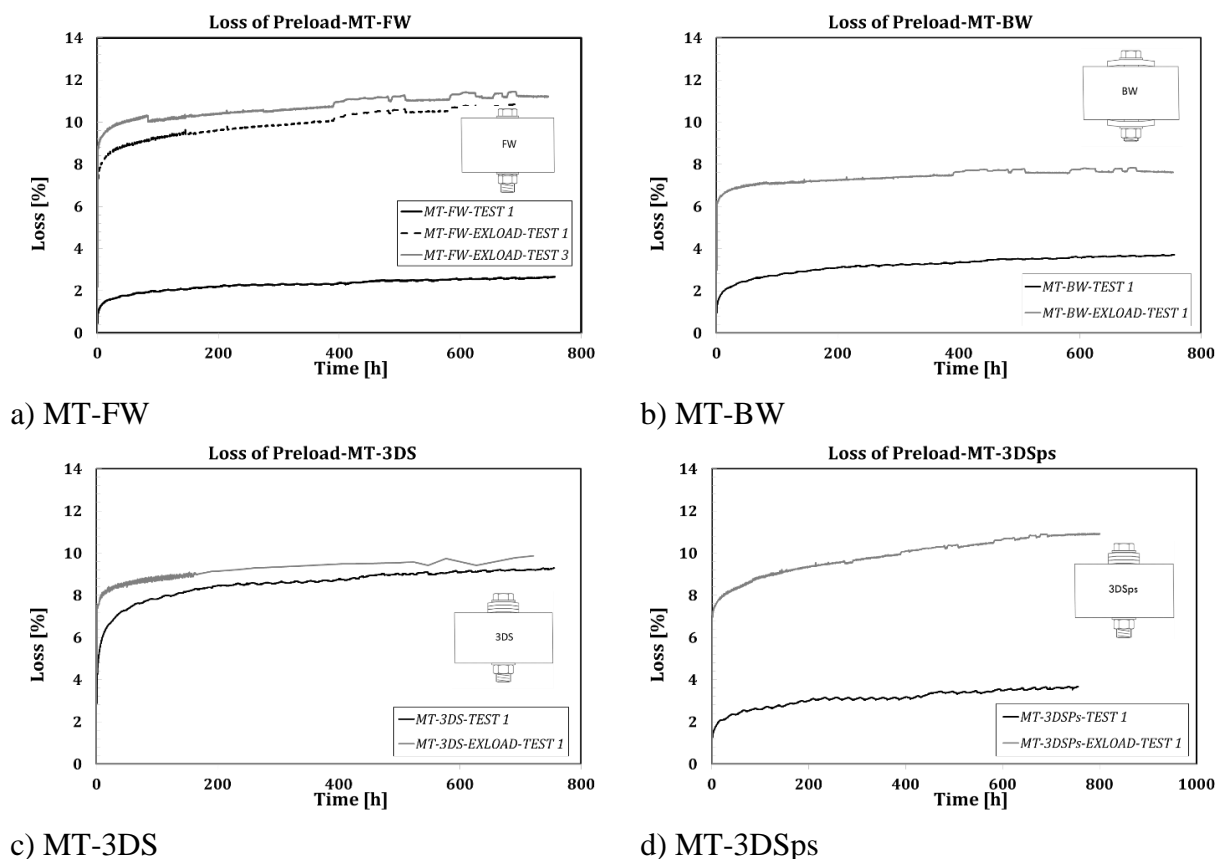
ST-3DSps TEST 1-4									ST-3DSps-EXLOAD-TEST 1	
Време	μ [%]	σ [%]	CV	Фрактил 5% [kN]	Фрактил 95% [kN]	Загуби за 50 години			Загуби [%]	Загуби за 50
						Фрактил 5%	Фрактил 5%	Фрактил 5%		

										години [%]
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%

Оказва се, че краткосрочната загуба има сходен размер при всички изследвани конфигурации при експериментите без външно натоварване (средно 3,4%). Когато се разглежда и външното натоварване, конфигурациите FW, 3DS и 3DSps показват близка степен на загуба (съответно 9,16%, 8,29% и 7,85%), докато конфигурацията BW показва по-малка загуба (6,76%).

2.4.3 Средносрочна загуба на напрегаща сила

Следвайки същия подход, приет за краткосрочните експерименти, и същата схема, са проведени четири средносрочни експеримента за загубите, проследяващи промяната на силата в болта за 30 дни (720 часа). Средносрочните експерименти имат за основна цел да идентифицират загубите, появяващи се в първите часове / дни след затягане. Експериментите, обаче, бяха удължени много по-дълго, за да се добие представа за времето на стабилизиране на загубата. Резултатите, дадени на Фигура 2.80, за всички конфигурации са сравнени със случая с приложено външно опънно натоварване в образца (MT - ## - EXLOAD-TEST #).



Фигура 2.80 – Резултати от средносрочните експерименти.

В Табл. 2.5 са представени резултатите от експериментите със и без външни натоварвания. За конфигурация FW с външно приложено натоварване са проведени два теста. В таблицата стойностите се отнасят до средната стойност, като се използва регресионен анализ, и се представят очакваните загуби за 50 години въз основа на 30-дневните експерименти. В таблицата са показани и двата случая: този с външно натоварване (MT - ## - EXLOAD-TEST #) и този без (MT - ## -TEST #).

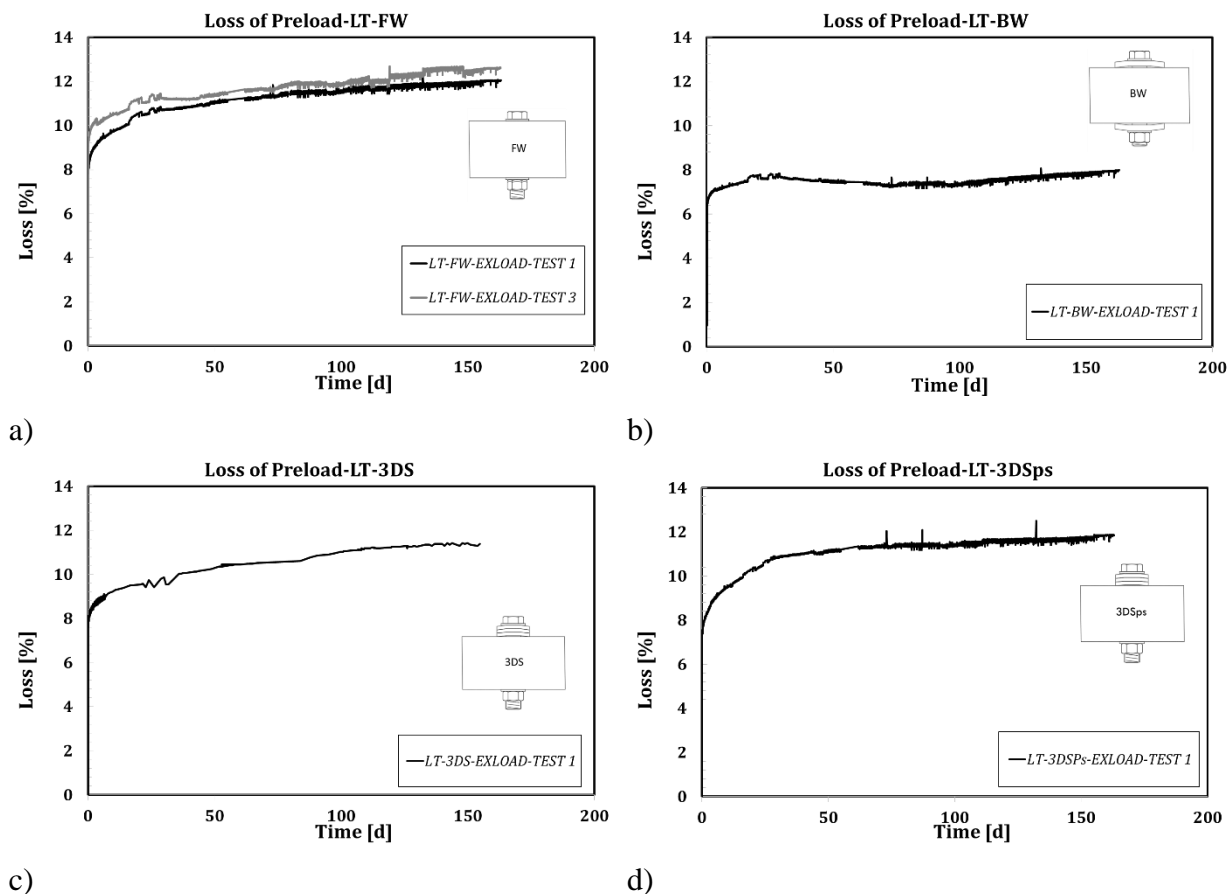
Таблица 2.5: Обобщение на средносрочните експерименти

Време	MT-FW		MT-FW-EXLOAD		MT-BW		MT-BW-EXLOAD		MT-3DS		MT-3DS-EXLOAD		MT-3DSPs		MT-3DSPs-EXLOAD	
	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]	Загуба [%]	50год Загуба [%]
1h	0.89	0.9	8.62	12.54	1.22	4.18	6.17	6.31	3.8	13.99	7.55	16.23	1.17	4.12	6.82	12.28
6h	1.31	2.77	9.27	12.82	1.76	4.75	6.48	7.07	5.54	15.81	7.95	13.38	1.69	4.68	7.48	11.17
12h	1.48	3.17	9.49	12.85	1.99	5.00	6.60	9.19	6.17	15.94	8.12	12.84	1.92	4.94	7.73	11.17
18h	1.56	3.43	9.64	12.93	2.13	5.13	6.76	9.22	6.72	15.94	8.29	12.59	2.08	5.18	7.85	11.22
24h	1.6	4.18	9.77	13.00	2.2	5.13	6.81	7.75	6.72	15.82	8.41	12.19	2.10	5.18	8.00	11.48
7d	2.15	4.01	10.31	12.93	2.45	5.78	7.21	8.61	8.27	14.84	9.00	11.73	2.44	5.49	9.22	12.44
15d	2.32	4.19	10.70	12.97	3.29	6.06	7.47	9.11	8.65	14.28	9.35	11.78	3.10	5.87	9.90	15.92
30d	2.59	4.35	11.22	13.61	3.67	6.33	7.65	9.08	9.21	13.92	9.87	11.88	3.60	6.12	10.8	15.97

Не е установена значителна разлика между загубите за възлите FW, BW и 3DSPs, когато експериментите са без външни натоварвания. По-голяма загуба се появява при конфигурация 3DS (9,21%), което пък е доста близо до загубата, получена при прилагане на външно натоварване на същата конфигурация (9,87%). В заключение, поради ограничения брой експерименти не е възможно да се направи обобщен извод за средносрочното поведение на различните конфигурации.

2.4.4 Дългосрочна загуба на предварително налягане.

Дългосрочните експерименти са проведени за проследяване на загубата на предварително налягане за период от пет месеца. Тестовите са изпълнени съгласно протокола за продължителни експерименти за пълзене в съответствие с EN 1090-2. Целта на стандартизирания метод е да се определи наклона на кривата „време-преместване“, дефинираща посредством екстраполация загубата, настъпила в разглеждания период от време. В представените експерименти стабилизацията настъпва след около 2-3 месеца. Този резултат е в съответствие с констатациите на други автори, които при подобни условия установяват, че стабилизацията обикновено настъпва преди 4-тия месец [49]. Експериментите са проведени в помещение с постоянна температура от 20° C за цялото времетраене на теста. Целта е да се измери промяната в деформацията на болтовете, за да се определи количествено размера на загубата в дългосрочен период от време, отчитайки влиянието на експлоатационния товар, определен съгласно EN 1090-2. Отчетите на датчиците се записват непрекъснато в продължение на пет месеца преди и след прилагането на опънното натоварване. За да се проследят преместванията на плочата вследствие пълзене, върху образците са поставени шест индикатора (Digimatic ID-C112X / 1012X) с точност от 0,0025 mm. Устройствата измерват относителните премествания между вътрешната плоча и фрикционната подложка и относителните премествания между външната плоча и фрикционните накладки, които премествания са далеч под ограничението, дадено в EN1090-2. Шест устройства контролират както относителните, така и общите премествания. Веднага след затягане на болтовете, образците са поставени в машина за прилагане на осово натоварване на опън. Загубите от предварително налягане през петте месеца, изразени като процент от първоначалното предварително налягане на болта, са показани на Фигура 2.81.



Фигура 2.81 – Резултати от дългосрочните експерименти.

Като цяло не се наблюдава изразена разлика между резултатите при конфигурации FW, 3DS и 3DSps, което потвърждава резултатите, получени при краткосрочните и средносрочните експерименти. По-голяма загуба в болтовете се наблюдава при конфигурацията с плоски шайби, където загубата е 11,9% - 12,3%. Такива резултати са очаквани, тъй като стандартната плоска шайба няма способността да компенсира загубата в болта. Конфигурацията 3DS демонстрира загуба на напрегаща сила от 11,3%, което все още е подобно на конфигурация FW и в този случай липсата на предварително напрегане на дисковите пружини ги прави по-малко ефективни за търсеното приложение. Освен това, конфигурацията 3DSps също показва подобни резултати (11,6% за 5 месеца). Полученият резултат за 3DSps (Belleville DIN6796) показва, че в този случай загубата на напрегаща сила не се повлиява от процедурата за предварително напрегане на шайбите. По-малка редуция на загубите се наблюдава при конфигурацията BW, за която се наблюдава и по-малка загуба на напрегаща сила за 5 месеца (7,4%). Този резултат е в съответствие с полученото при краткосрочните и средносрочните експерименти, представени по-рано в документа. В този случай обаче развитието на загубите е малко по-различно отколкото в останалите случаи. Всъщност наклонът на загубите тук не винаги е положителен. Това може да се дължи на релаксация, която води до бавно разтоварване на шайбата, което компенсира загубите на напрегане в болта. Това може да изиска намаляване на опъна в болта дотогава, докато плъзгането на ръба на големите шайби върху възловата плоча стане възможно. Повече подробности за влиянието на този вид шайби върху предварителното напрегане можете да намерите в [56]. Трябва да се подчертае, че проведените експерименти, макар и в ограничен брой, потвърждават и разширяват резултатите, получени в предишни тестове при подобни условия [57] - [58]. Заслужава да се отбележи, че във всички разгледани случаи загубата на напрегаща сила в болт никога не надхвърля 16% от първоначалната напрегаща сила. От проектантска гледна точка тази информация е

много важна, тъй като подчертава необходимостта от приемане на частен коефициент на сигурност, свързан с напрегащата сила в болта, който на базата на извършените изследвания може да бъде фиксиран консервативно на стойността 1,16. От практическа гледна точка това означава, че за да се гарантира, че устройствата няма да се приплъзнат по време на експлоатационния живот на конструкцията, болтовете трябва първоначално да бъдат предварително напрегнати с 16% по-високи моменти на затягане.

2.5 ПРОЕКТИРАНЕ И МОДЕЛИРАНЕ НА ФРИКЦИОННИ ДЕМПФЕРИ

2.5.1 Изчислителни стойности на коефициента на триене и регресионни модели

За да се осигури бързо средство за проектиране или за моделиране на устройствата с трите типа триещи покрития (материали М1, М4 и М6), които са изследвани в рамките на изследователския проект FREEDAM, е проведен регресионен анализ на данните от експериментите с ниска скорост (средни и екстремални стойности). С цел опростяване са взети експерименталните данни с ниска скорост, тъй като, както беше показано по-рано, те демонстрират най-консервативно поведение по отношение на цикличната деградация. Резултатите от регресионния анализ са обобщени в Табл. 2.6. Коефициентът на триене е изразен като функция на кумулативния ход чрез следното уравнение:

$$\begin{aligned} \mu_{eff} &= A_0 \delta_t^2 + B_0 \delta_t + C_0 && \text{за } \delta_t < k \\ \mu_{eff} &= A_1 \delta_t^2 + B_1 \delta_t + C_1 && \text{за } k < \delta_t < 400 \text{ mm} \\ \mu_{eff} &= A_2 \delta_t^2 + B_2 \delta_t + C_2 && \text{за } 400 < \delta_t < 1500 \text{ mm} \\ \mu_{eff} &= A_3 \delta_t^2 + B_3 \delta_t + C_3 && \text{за } 1500 < \delta_t < 4000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Таблица 2.6: Резултати от регресионния анализ

	Материал М1			Материал М4			Материал М6		
	Фрактил 5%	средно	Фрактил 95%	Фрактил 5%	средно	Фрактил 95%	Фрактил 5%	средно	Фрактил 95%
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		

В допълнение, изхождайки от резултатите, получени в предишните раздели, са изведени основните параметри, които трябва да се използват за проектиране на дисипативни съединения с трите описани материала. Както бе споменато по-горе,

проектирането на фрикционно устройство изисква поне три различни стойности на коефициента на триене. Стойността, която ще се използва за проверки по експлоатационни гранични състояния, стойността, с която да се проектира демпфера за носимоспособност и стойността на горната граница на коефициента на триене за проектиране на недисипативните части на конструкцията (в случай на нискодисипативна конструкция това са възли, греди и колони).

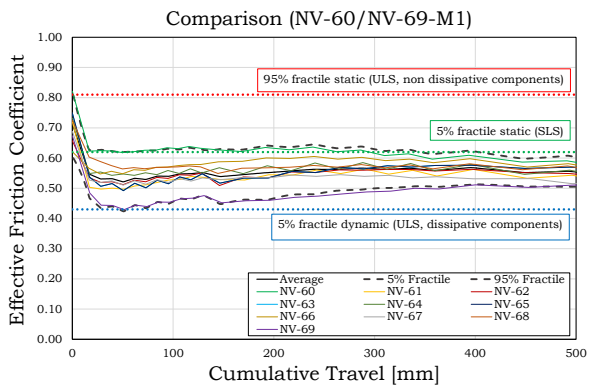
По-специално във връзка с проверките за ЕГС е необходимо да се гарантира, че фрикционните съединения не приплъзват при статични въздействия или при поява на умерени сеизмични въздействия. В тези товарни комбинации трябва да се използва характеристичната стойност на статичния коефициент на триене. По отношение на демпферите, за да се гарантира правилната дисипация на енергия при КГС, е необходимо да се вземе най-ниската очаквана стойност на динамичния коефициент на триене, а именно характеристичната стойност на динамичния коефициент на триене.

Освен това, за проектиране по КГС на недисипативните части на конструкцията, които в този случай са представени от гредите, колоните и свързващите елементи, трябва да се вземе най-високата очаквана стойност на статичния коефициент на триене, а именно 95% фрактил на статичния коефициент на триене. Всъщност това е максимално възможната стойност, която от статистическа гледна точка недисипативните елементи трябва да издържат, преди да се получи приплъзване в демпферните устройства. С тази цел за всеки от трите материала и за всеки набор от данни са оценени ефективните и действителните стойности на статичния коефициент на триене. Резултатите са обобщени в Табл. 2.7.

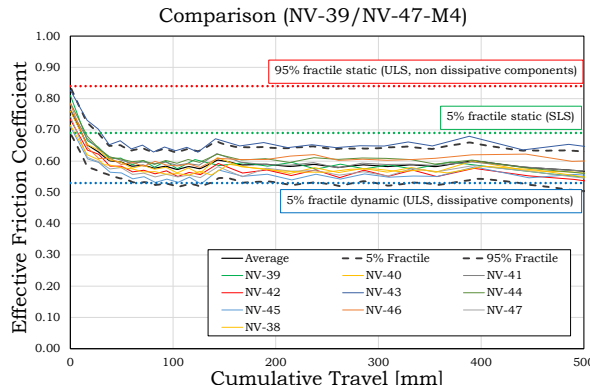
Таблица 2.7: Статистическа вариация на стойността на статичния коефициент на триене

Материал М1			Материал М4			Материал М6		
TEST n°	$\mu_{0, effective}$	$\mu_{0, actual}$	TEST n°	$\mu_{0, effective}$	$\mu_{0, actual}$	TEST n°	$\mu_{0, effective}$	$\mu_{0, actual}$
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
MEAN	0.71	0.73	MEAN	0.76	0.79	MEAN	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
Fractile 5%	0.62	0.61	Fractile 5%	0.69	0.72	Fractile 5%	0.52	0.52
Fractile 95%	0.81	0.85	Fractile 95%	0.84	0.87	Fractile 95%	0.68	0.70

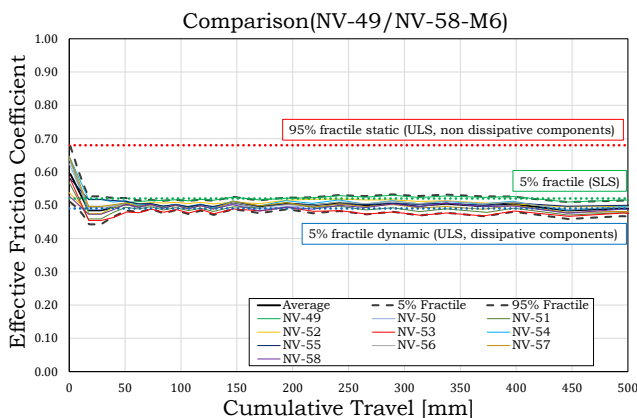
Както е описано по-горе, тези стойности, заедно с 5% фрактили на динамичните коефициенти на триене, определени на база първия стабилизиран цикъл, представляват стойностите, необходими за проектиране на фрикционните съединения.



Фигура 2.82 – Коэффициент на триене – M1



Фигура 2.83 Коэффициент на триене – M4



Фигура 2.84 – Коэффициент на триене – M6

Стойностите на тези коэффициенти на триене са показани на Фигура 2.82 – Фигура 2.84 и са обобщени в Таблица 2.8.

Таблица 2.8: Изчислителни стойности на коэффициентите на триене

Материал M1			Материал M4			Материал M6		
Коэффициент на триене			Коеф. на триене			Коэффициент на триене		
	5%	$\mu_{0,d}$		5%	$\mu_{0,d}$		5%	$\mu_{0,d}$
Статичен	5%	0.62	Статичен	5%	0.69	Статичен	5%	0.52
Статичен	95% фрактил	0.81	Статичен	95%	0.84	Статичен	95% фрактил	0.68
Динамичен	5% фрактил	0.43	Динамичен	5%	0.53	Динамичен	5% фрактил	0.49

2.6 ЛИТЕРАТУРА

[1] Kelly, J., Skinner, R. & Heine, A., 1972. 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.

[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 of 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 Temperature Range. *Research*, 10, pp.331-38.
- [35] Schallamach, A., 1952. The Load Dependence 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
- [39] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. "Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices". SDSS '99, Timisoara, RomaniaZealand.
- [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.I Pak, M. Feldmann, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2015). Friction connection vs. ring flange connection in steel towers for wind converters. *Engineering Structures*, Volume 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.

ГЛАВА 3

ИЗСЛЕДВАНЕ НА ВЪЗЛИ FREEDAM

3.1 ВЪВЕДЕНИЕ

През последните десетилетия използването на заменяеми антисеизмични устройства във възлите греда-колона е обект на сериозно внимание от страна на научната общност [1-11]. Това се дължи на значителния капацитет за разсейване (дисипация) на енергия на тези устройства и редуцията на необходимата глобална и локална дуктиленост. Към днешна дата е налице голямо разнообразие от демпфери, включващо системи, основани на активирането на прости механизми за разсейване на енергия, като провлачане на метали, сухо триене или вискозност на флуиди [12,13]. Тяхното използване се препоръчва основно в рамките на стратегиите на проектиране, основани на т. нар. допълнителна дисипация на енергия.

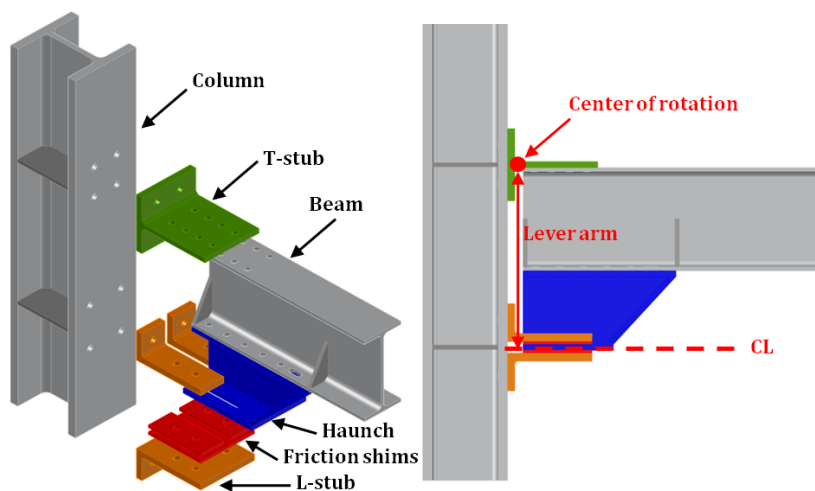
Въпреки, че използването на антисеизмични устройства редуцира повредите в конструкцията, хоризонталните премествания, които обикновено са необходими за активиране на демпферите, могат да доведат до повреди в основните конструктивни елементи. Тези повреди може да са трудно отстраними, а ремонтът може да бъде икономически неефективен.

По тази причина в последно време се предлагат нови идеи за стоманени съединения, оборудвани с демпфери, които претърпяват минимални повреди. Такъв е например случаят на възела с плъзгаща се става (Sliding Hinge Joint, SHJ), разработван от 2004 г. в Университета на Окленд [14-20]. Този тип възли, използвани в стоманени рамки, работещи на огъване, могат да поемат големи нееластични взаимни завъртания между гредата и колоната. За целта се използва плъзгането на асиметрични фрикционни демпфери (AFD), разположени на нивото на долния пояс на стоманените греди [21-24]. Тези възли предоставят редица предимства, тъй като са едновременно корави и неравнокостни – допринасят за контрол на хоризонталните премествания, като същевременно се предпазват краищата на гредата от провлачане; редуцира се и “преоразмеряването” на колоните, породено от изпълнението на нормативното изискване за глобален механизъм на разрушение “силни колони – слаби греди”.

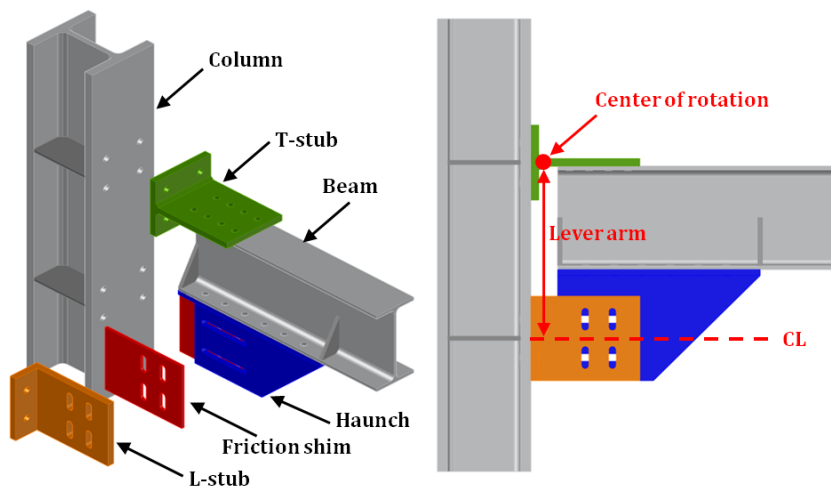
В резултат на изследователска програма, насочена към разработването, изпитването и проектирането на рамкови възли, оборудвани с фрикционни демпфери, са предложени подобни решения на съединения греда – колона, но основани на използването на симетрични фрикционни демпфери (SFD) [25-35]. Тези нови съединения предоставят същите предимства, както и възлите с плъзгаща се става (коравина, настройка на носещата способност, дуктиленост, висок капацитет за дисипация на енергия) чрез използването на комплект, произведен в заводски условия и прикрепен на обекта с болтове към конструктивните елементи (греда и колона).

Основното предимство на заводски изпълнения комплект се състои в прецизния контрол на качеството на фрикционните подложки и процедурата за налягане на болтовете. Последните са основни за правилното функциониране на фрикционните устройства и е необходимо да бъдат стриктно контролирани по време на производствения процес. За да се осигури необходимата разглобяемост на фрикционното устройство демпферът е реализиран с вута с овални отвори, която е свързана с болтове към пояса на

гредата. За прикрепването на вутата към пояса на колоната се използват L-профили. Между тях и вутата са вмъкнати фрикционни подложки, а свързването им към вутата е с помощта на предварително напрегнати високоякостни болтове. Изследвани са две конфигурации на възела, а именно: 1) HFC - конфигурация, при която равнината на демпфера е успоредна на пояса на гредата, и 2) VFC - конфигурация, при която равнината на демпфера е успоредна на стеблото на гредата (Фиг. 3.1). Под действие на огъващия момент съединението се завърта около точка, намираща се в основата на стеблото на горния T-профил, а дисипацията на енергия се осигурява чрез плъзгане в двете посоки на вутата върху фрикционните подложки. Предимство на използването на вута е увеличаването на рамото на вътрешните сили, при което се редуцира силата, която е необходимо да се поеме от фрикционното устройство.



Фрикционно съединение с равнина на демпфера, успоредна на пояса на гредата (HFC-конфигурация)



Фрикционно съединение с равнина на демпфера, успоредна на стеблото на гредата (VFC-конфигурация)

Фигура 3.1. – Конфигурации на фрикционни съединения със SFD

В трудове, основани на експерименталните изследвания, посветени на този специфичен тип възли, се разглеждат важни аспекти на поведението на съединението: реагирането на фрикционните подложки при циклично натоварване; поведението на предварително напрегнатите болтове при монтажа им и по време на експлоатацията; моделирането с

крайни елементи на рамковите възли с фрикционни устройства; реагирането при удар на фрикционни демпфери [25-36].

С цел да се оцени реагирането на възлите с фрикционни устройства, в рамките на изследователския проект FREEDAM е проведена широкообхватна програма за експериментално изследване на образци, репрезентативни за поведението на вътрешни и крайни възли в реални рамки, работещи на огъване. Резултатите от експерименталните изследвания позволяват да се валидират процедурите за проектиране на възлите, разработени в рамките на проекта, както и да се калибрират моделите с крайни елементи, използвани за параметрични изследвания. По-специално, основната цел на експериментите е да се провери способността за дисипиране почти без никакви повреди на входящата сеизмична енергия от предложените съединения греда – колона. За тази цел са проведени 16 експериментални изследвания на възли. По-конкретно, в Университета на Салерно са проведени 8 експеримента с крайни рамкови възли, а в Университета на Коимбра са проведени 8 експеримента с вътрешни възли.

При проектирането на експерименталните образци, за всички компоненти на възела освен фрикционните демпфери, са използвани моделите, предложени в Еврокод 3 част 1-8. За проектирането на новия компонент, т.е. фрикционния демпфер, са използвани експерименталните изследвания на самостоятелни фрикционни устройства, работещи на срязване и снабдени с овални отвори и фрикционни подложки.

Както е описано в Глава 2, експерименталното изследване на материалите за покритие на фрикционните подложки показва, че използването на материали М1 и М6 може да доведе до леко изразени ефекти на прилепване – приплъзване, които могат да предизвикат вибрации. Въпреки че тези материали могат да се считат за подходящи за приложение във фрикционните устройства FREEDAM, експериментите с възли греда-колона са проведени с устройства, в които е вложен само материал М4, тъй като той изглежда най-подходящ с оглед избягването на ефектите на прилепване-приплъзване.

Както бе споменато, експериментално изпитани са 16 съединения греда-колона; 8 от тях са с греди IPE 270, а останалите 8 са с греди IPE 450; разгледани са две конфигурации на фрикционния демпфер – хоризонтална (HFC) и вертикална (VFC) (Фиг. 3.1). За всяка конфигурация на демпферите са проведени по два експеримента. Единият от тях е проведен с използване на дискови пружини, а другият – с използването на обикновени плоски шайби при окомплектоването на болтовите съединения.

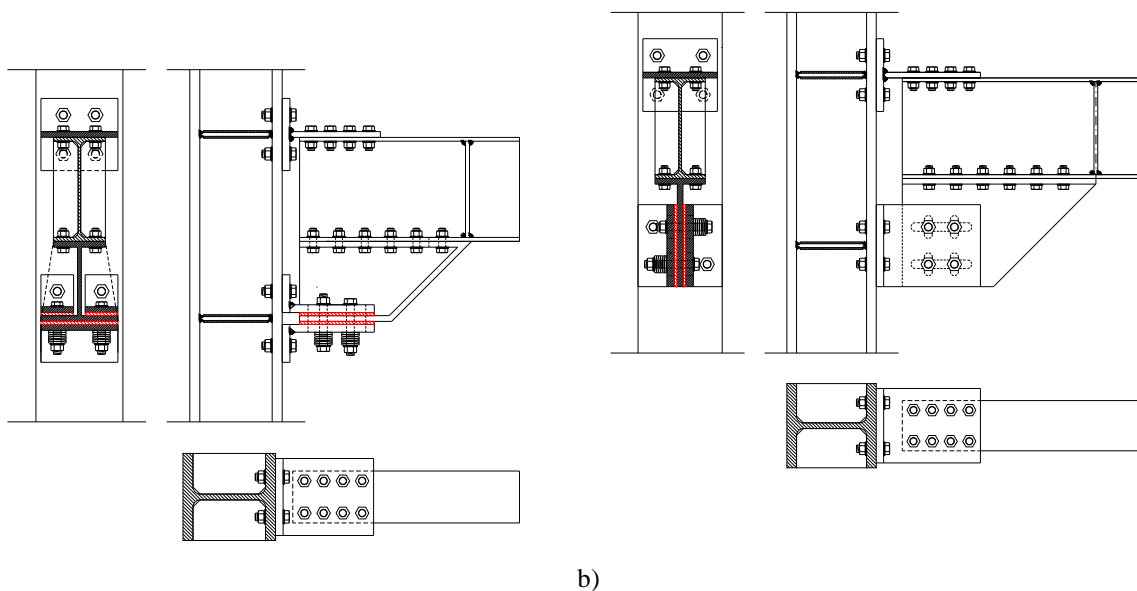
3.2 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА КРАЙНИ ВЪЗЛИ

3.2.1 Описание на експерименталната постановка

Експерименталното изследване обхваща следните възли:

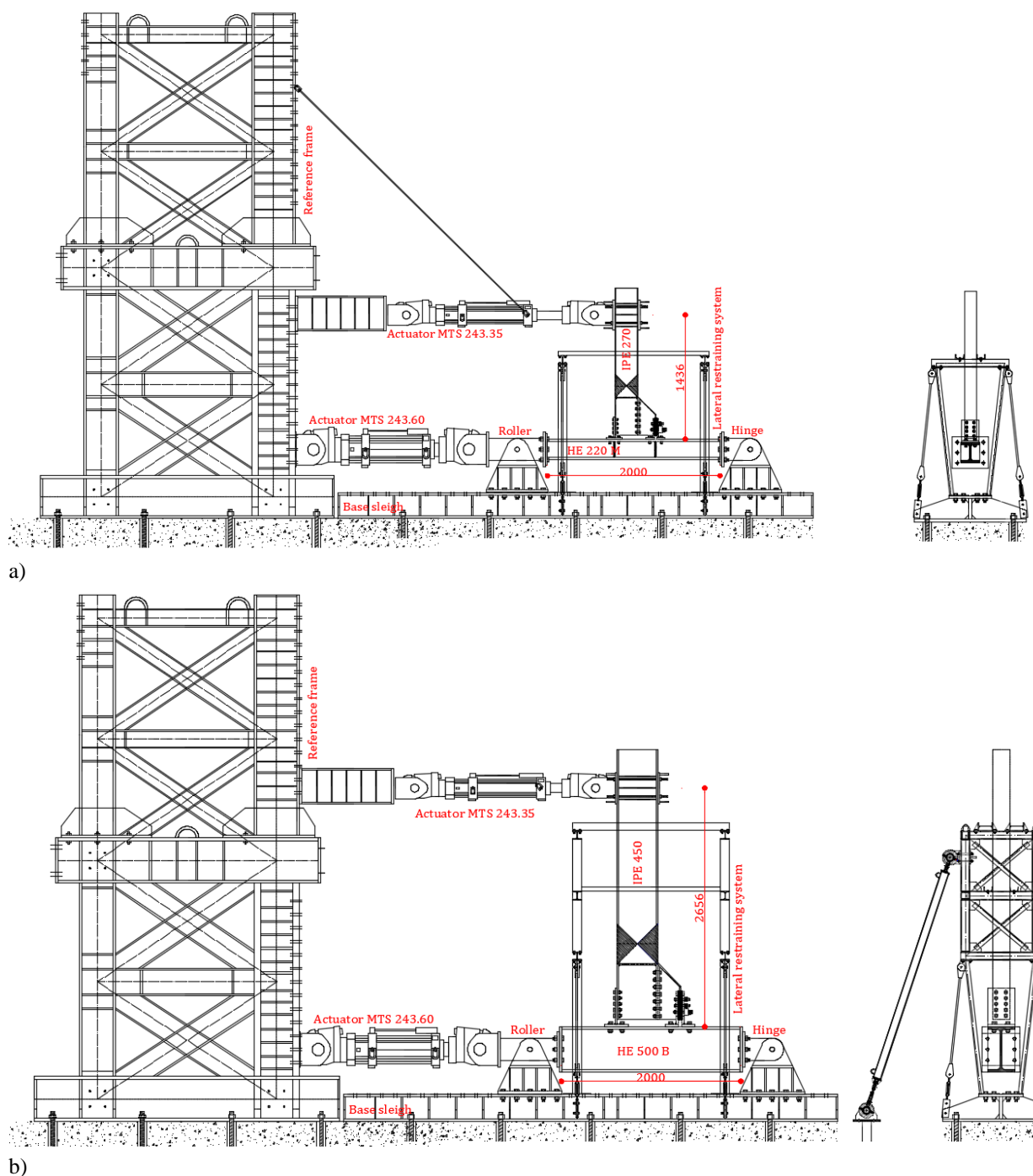
- FJ-CYC01: греда IPE270- колона НЕМ220, VFC-конфигурация, болтове М20 HV клас 10.9, снабдени с 6 дискови пружини (3 групи, подредени последователно, състоящи се от 2 дискови пружини, подредени успоредно);
- FJ-CYC02: греда IPE270- колона НЕМ220, HFC-конфигурация, болтове М20 HV клас 10.9, снабдени с 6 дискови пружини (3 групи, подредени последователно, състоящи се от 2 дискови пружини, подредени успоредно);
- FJ-CYC03: греда IPE450- колона НЕВ500, VFC-конфигурация, болтове М20 HV клас 10.9, снабдени с 6 дискови пружини (3 групи, подредени последователно, състоящи се от 2 дискови пружини, подредени успоредно);

- FJ-CYC04: греда IPE450 - колона НЕМ500, HFC-конфигурация, болтове M20 HV клас 10.9, снабдени с 6 дискови пружини (3 групи, подредени последователно, състоящи се от 2 дискови пружини, подредени успоредно);
- FJ-CYC05: греда IPE270 – колона НЕМ220, VFC-конфигурация, болтове M20 HV клас 10.9, без дискови пружини;
- FJ-CYC06: греда IPE270- колона НЕМ220, HFC-конфигурация, болтове M20 HV клас 10.9, без дискови пружини;
- FJ-CYC07: греда IPE450- колона НЕМ500, VFC-конфигурация, болтове M20 HV клас 10.9, без дискови пружини;
- FJ-CYC08: греда IPE450- колона НЕМ500, HFC-конфигурация, болтове M20 HV клас 10.9, без дискови пружини.



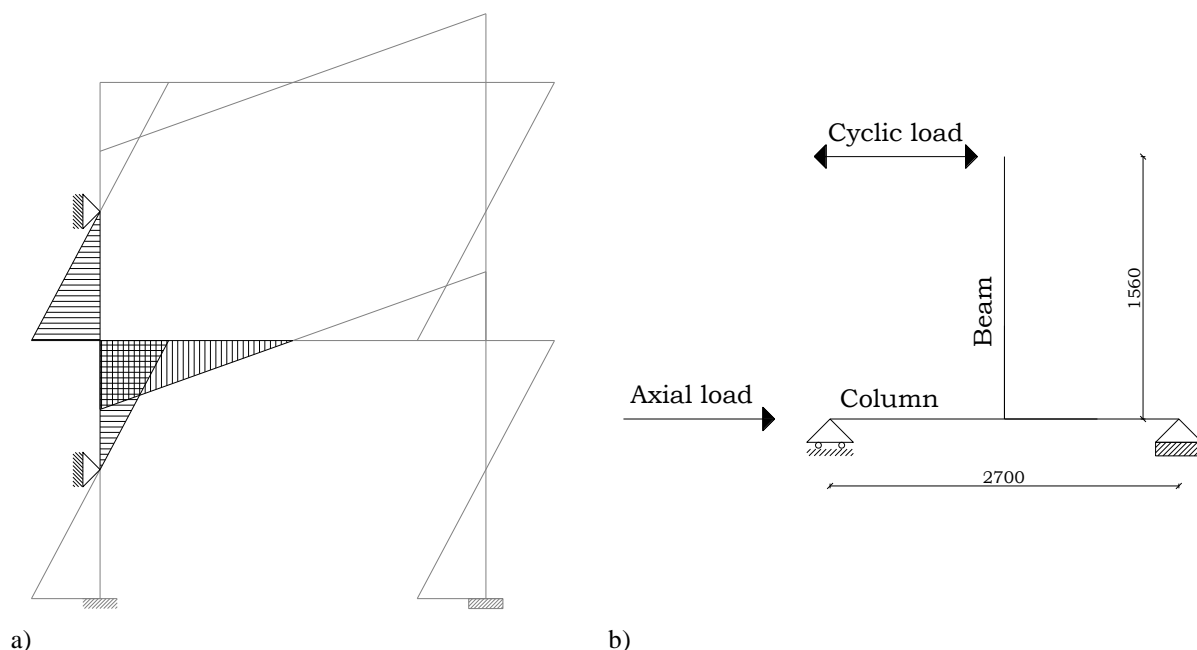
Фигура 3.2 – Експериментални образци (крайни възли): а) конфигурация с хоризонтален демпфер; б) конфигурация с вертикален демпфер

Всички експерименти са проведени в лабораторията STRENGTH (STRuctural ENGineering Testing Hall) на Университета на Салерно. Експерименталната постановка се състои от инструменти и машини, които могат да се разделят в три категории: опорни устройства, машини за натоварване, инструменти за измерване. В лабораторията STRENGTH основното опорно устройство е силовият под с отвори (с диаметър 80mm и raster 1m x 1m), които се използват за закрепване на оборудването на лабораторията. Силовият под се използва за реализирането на всички опори, необходими за изграждането на стенда за изпитване на крайни възли греда-колона. С оглед провеждането на изпитванията с циклично натоварване на възлите са използвани опорни конструкции: вертикална рамка с голяма коравина и носимоспособност, и корава хоризонтална опорна конструкция, като и двете са реализирани чрез заварени стоманени плочи и профили (Фиг. 3.3).



Фигура 3.3 – Експериментална постановка: а) FJ-CYC01-FJ-CYC04; б) FJ-CYC05-FJ-CYC08

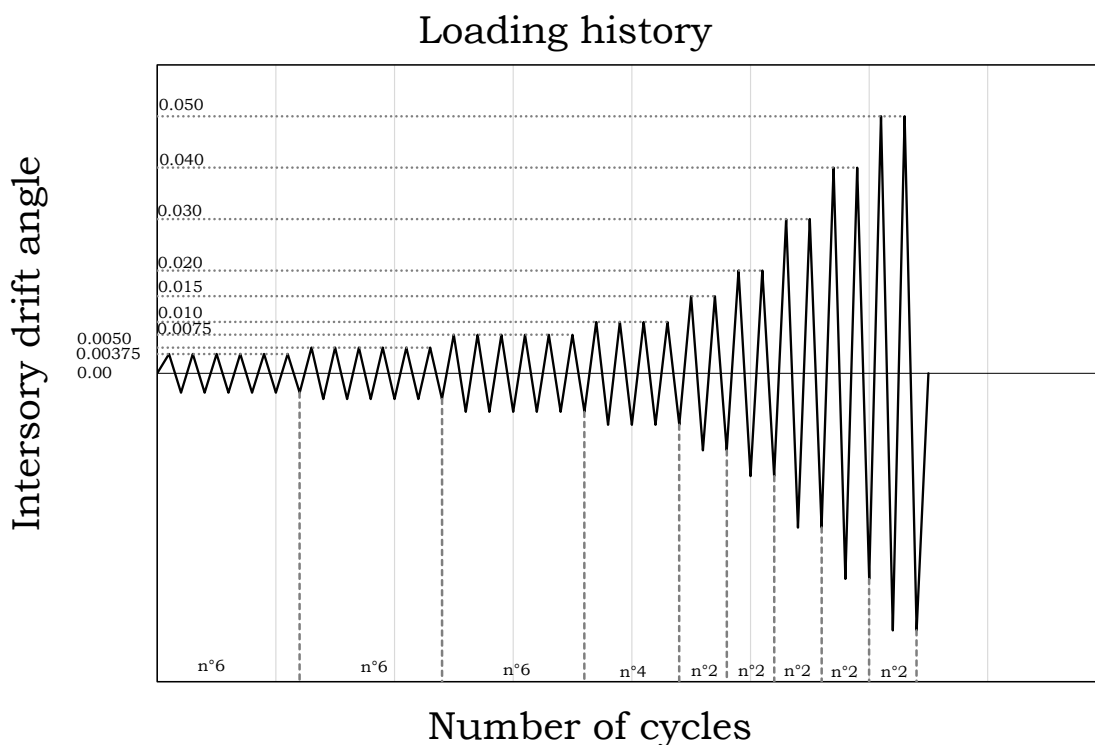
Освен това, с цел симулиране на точката на нулевите моменти, налична в действителния статически модел (Фиг. 3.4), е възприето използването на две стоманени болтови стави (Фиг. 3.3). Ставите са проектирани да поемат срязващи сили до 2000 kN, като са свързани с болтове към опорната стоманена хоризонтална конструкция. Едната от двете стави е детайлирана така, че да поема срязващата и нормалната сила в колоната с помощта на щифт. За да се минимизира приплъзването са използвани отвори с повишена точност. Втората болтова става е проектирана така, че да позволява преместване в хоризонтално направление, като същевременно се потиска преместването в ортогоналното направление. За тази цел е използван щифт, комбиниран с овални отвори, позволяващи реализиране на желаното преместване.



Фигура 3.4 – Статически модел: а) моментова диаграма в зоната на краен рамков възел, дължаща се на сеизмично въздействие; б) възпроизвеждане на статическия модел в лабораторията

За да се избегне измятането на гредата, по време на експериментите са използвани подпирания срещу странична транслация и усукване (Фиг. 3.3). Системата за натоварване е реализирана чрез три различни хидравлични актуатора MTS. С цел прилагане на осовата сила в колоната е използван актуатор MTS 243.60, работещ с контрол на силата. Той е с капацитет от 1000kN при натиск и 650 kN при опън, като максималният ход на буталото е +/- 125mm. За прилагане на огъващия момент в съединението са използвани два различни актуатора MTS в зависимост от размера на гредата. Първият, използван за изпитването на възлите с греди IPE 270, е с капацитет на натоварване от 245 kN и максимален ход на буталото +/- 500mm. Вторият, използван за изпитването на възлите с греди IPE 450, е с капацитет на натоварване 500 kN и максимален ход на буталото +/-500 mm. И двата се използват за прилагането (при контрол на преместването) на желаната история на преместването на върха на гредата. Мониторингът на приложените премествания на експерименталните образци по време на изпитванията е извършен също и с използване на датчици за линейни премествания (LVDT). По специално, по време на експериментите са измервани непрекъснато с LVDT преместванията на гредата, колоната и на фриktionния демпфер. Всеки от експериментите е проведен с помощта на два хидравлични актуатора – долният актуатор с контрол на силата се използва за прилагане на осова натискава сила 650 kN в колоната, докато горният актуатор се използва за прилагане на желаната история на циклично изменящо се преместване на върха на гредата.

По-специално, горният актуатор е свързан към върха на гредата, за да се приложи историята на преместванията съгласно протокола на натоварване на AISC 346-10 [37] (Фиг. 3.5). Това е протокол на натоварване, използван в САЩ за сеизмичната квалификация на рамкови възли. Споменатият протокол на натоварване е използван и в изследователския проект EQUALJOINTS.



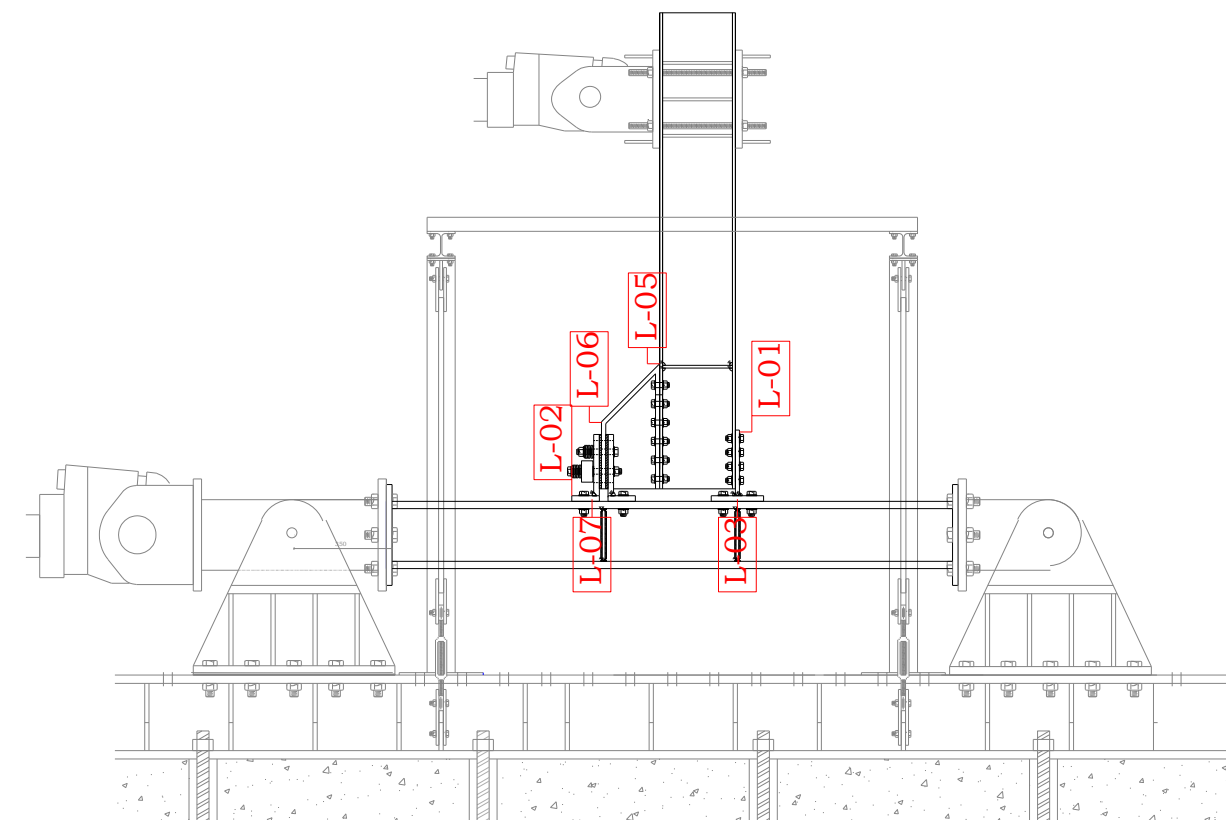
Фигура 3.5 - Протокол на циклично натоварване

Така, познавайки нормативните изисквания, е възможно да получим историята на преместването на върха на гредата. Експериментите продължават, докато се достигне максимална ротация от 50 *mrad* (Табл. 3.1). Полезно е да се отбележи, че тази ротация е значително по-голяма от предписваната от Еврокод 8, равна на 35 *mrad* за рамките от висок клас на дуктилност (DCH).

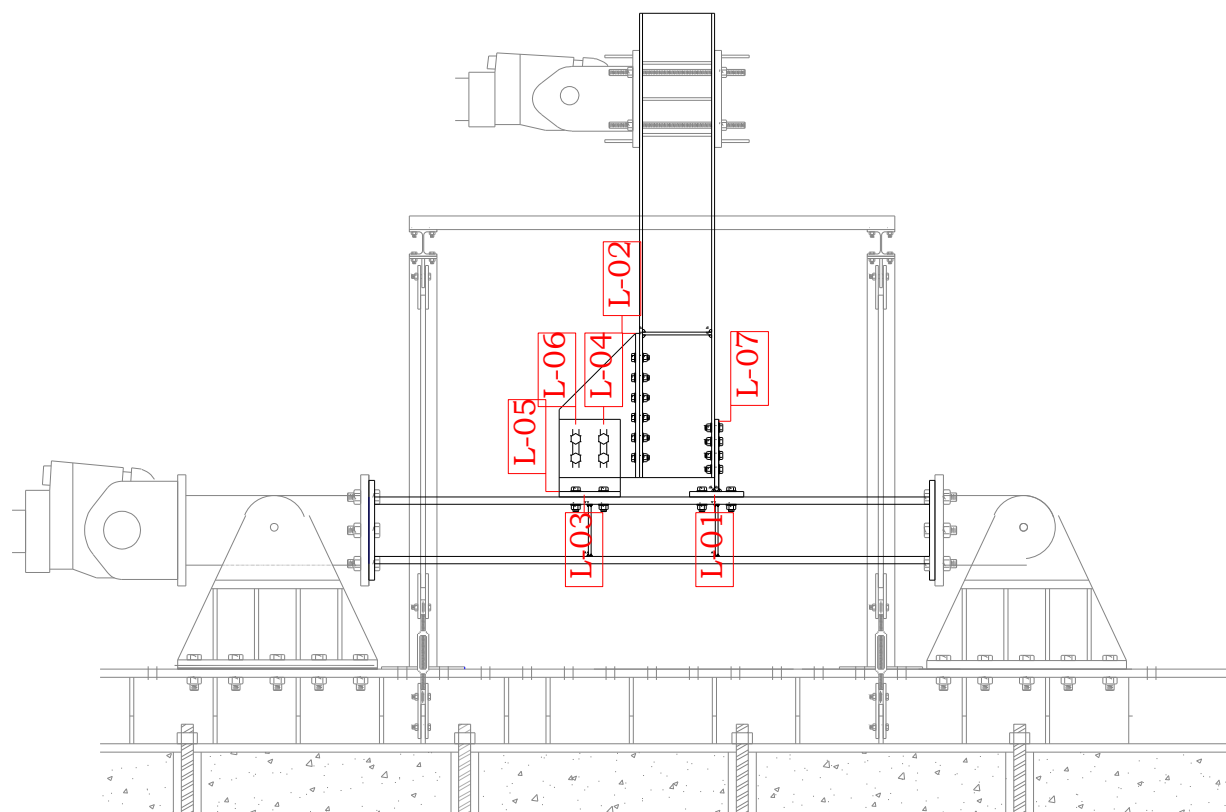
Таблица 3.1: История на преместването на върха на гредата

<i>v</i> [mm/s]	стъпка	θ [rad]	# цикли	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
4	7	0.030	2	46.68
	8	0.040	2	62.24
	9	0.050	2	77.80

За да се определят силите и преместванията на нивото на горния актуатор, а също и преместванията на различните компоненти на възела, са наблюдавани и записани редица параметри. Във всички експерименти са използвани поне по шест датчици за линейни премествания. Примери за разположение на датчиците при двете различни конфигурации на демфера са дадени по-долу за първия и втория от изпитваните възли. При останалите експерименти е използвано подобно разположение на измервателните уреди.



a)



b)

Фигура 3.6 – Разположение на LVDT: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02

По-специално, за възела FREEDAM CYC-01 са използвани следните сензори (Фиг. 3.6a):

- LVDT с номера 02, 03 и 07 служат за определяне на относителните премествания между поясите на ъгловите профили / Т - профилите и пояса на колоната;
- LVDT n. 05 служи за определяне на преместванията между вутата и гредата;
- LVDT n. 06 служи за определяне на преместването на фриktionното устройство;
- LVDT n. 01 служи за определяне на възможни приплъзвания на стеблото на Т-профила спрямо пояса на гредата.

За възела FREEDAM CYC-02 са използвани следните сензори (Фиг. 3.6b):

- LVDT с номера 01, 03 и 05 служат за определяне на относителните премествания между поясите на ъгловите профили / Т - профилите и пояса на колоната;
- LVDT n. 02 служи за определяне на преместванията между реброто и пояса на гредата;
- LVDT с номера 04 и 06 служат за определяне на преместванията на двата болтови реда на фриktionното устройство;
- LVDT n. 07 служи за определяне на възможни приплъзвания на стеблото на Т-профила спрямо пояса на гредата.

Освен това, във всички експерименти са наблюдавани (преди и по време на изпитването) напрегащите сили в болтове на фриktionните устройства, като са използвани шайбовидни датчици за сила (месдоза) Futek LTH500, означени с номера RC-01, RC-03 and RC-04. В експериментите с греди IPE 270 са използвани само два датчика за сила, докато в експериментите с греди IPE 450 са използвани три датчика за сила.

3.2.2 Резултати от експерименталните изследвания

За краткост тук са представени само резултатите, получени за образци от FJ-CYC01 до FJ-CYC04. Повече информация за цялата експериментална програма може да бъде намерена в окончателния доклад на проекта.

Експерименталните изследвания показват резултати в съответствие с очакваното поведение на възлите. Както е показано на Фиг. 3.7, получени са хистерезисни примки, характеризиращи се с пълнота и стабилност. В края на изпитванията, на макрониво не се наблюдават повреди в недисипативните части на съединенията.

Таблица 3.2 – Сравнение между експерименталните и изчислителните стойности на огъващите моменти

	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

Горните граници на статичната носеща способност на огъване, възприети при проектирането на недисипативните части (показани на Фиг. 3.7 с пунктирна линия) са практически равни на максималните огъващи моменти, наблюдавани при експерименталните изследвания (Табл. 3.2). По подобен начин стойностите на носещата

способност на огъване, изчислени с динамичния коефициент на триене, са много близки до носещата способност на триене на възлите. В Табл. 3.2 е направено сравнение между експериментално получената носеща способност на четирите съединения и изчислителната носеща способност на образците. Може да се види, че за всички образци експериментално получените стойности на носещата способност на възлите съответстват на обхвата на изчислителните стойности (намират се между горната и долната гранична стойност, определени съответно със статичния и динамичния коефициент на триене). Съответствието с процедурата за проектиране е напълно удовлетворително.

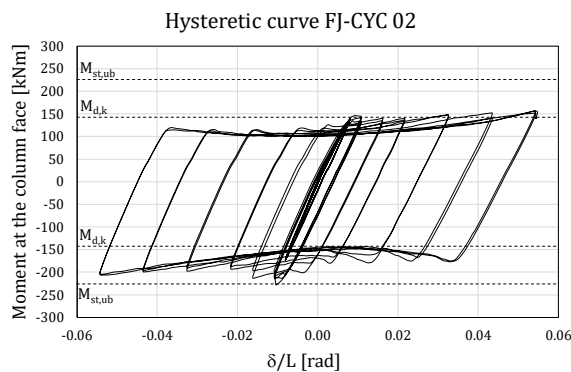
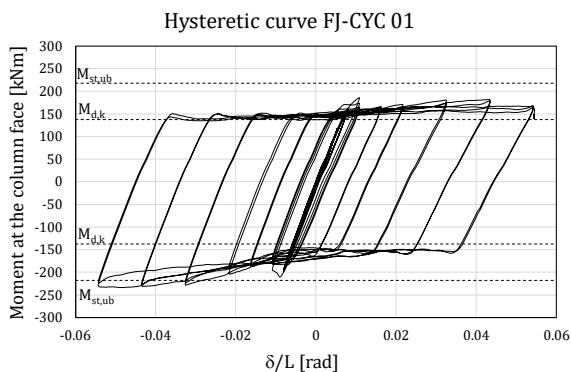
При възлите с HFC-конфигурация се наблюдава малко по-малка носеща способност на триене при положителен огъващ момент. Това се дължи основно на по-високата деформируемост на L-профилите, подложени на опън, която води до допълнителна редукция на силата на предварително налягане в болтовете.

Обратно, в случая на възлите с VFC-конфигурация, носещата способност на триене на съединението при положителен и отрицателен огъващ момент е практически равна на изчислителната носеща способност. При възлите с HFC-конфигурация реагирането на възела е силно изразено асиметрично, характеризиращо се със значително различаващи се носещи способности при положителен и отрицателен огъващ момент. Разликите в максималната носеща способност са по-големи от 35% в случая на образец FJ-CYC 02. Асиметрията се дължи основно на огъването на плочите на T- и L-профилите и следващата от него флукуация на контактните напрежения върху фрикционните подложки. Възлите с VFC-конфигурация се характеризират с по-слабо изразена асиметрия на реагирането при циклично натоварване. Независимо от това, при експериментите се наблюдава леко намаляване на носещата способност на огъване при големите ротации, което се отдава на редукцията на налягаща сила в болта. Този ефект е по-силно изразен при образците с по-високи греди, при които кумулативният ход на фрикционния демпфер е по-голям, в резултат на по-голямото рамо на вътрешните сили.

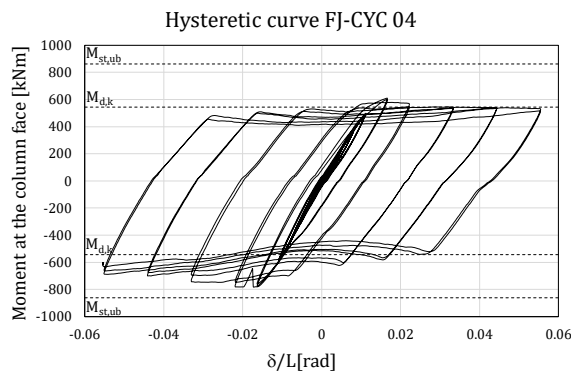
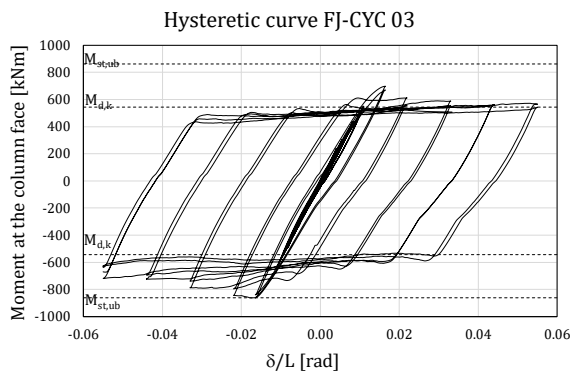
От хистерезисните примки може да се види, че първото приплъзване настъпва при сила, малко по-голяма от тези, съответстващи на последващите цикли. След няколко цикъла носещата способност на триене се стабилизира и хистерезисните примки почти винаги се повтарят със същата форма за цялата история на натоварване.

Тези резултати са в съответствие с резултатите от изпитването на самостоятелни фрикционни демпфери, подложени на срязване. Формата на хистерезисните примки на възела е напълно съпоставима с тази от изпитванията на фрикционни устройства, подложени на срязване, представени в Глава 2. Първите пикове съответстват на статичния коефициент на триене (по-висок от динамичната стойност в случая на подложка с меко покритие), докато стабилизиращият цикъл съответства на носеща способност на триене, близка до определената с динамичния коефициент на триене. Възможно е да се направи съпоставка доколко статичните и динамичните сили на триене от експериментите на рамковия възел, получени по време на цялата история на натоварване, са съвместими с предсказания обхват на силата на триене, получен от експериментите със самостоятелни демпфери (Глава 2). Получават се незначителни разлики, дължащи се на деформируемостта на L-профилите на фрикционния демпфер, която предизвиква осцилации (увеличаване и намаляване) на силите в болтовете при отрицателен или положителен огъващ момент.

IPE 270-HEM220

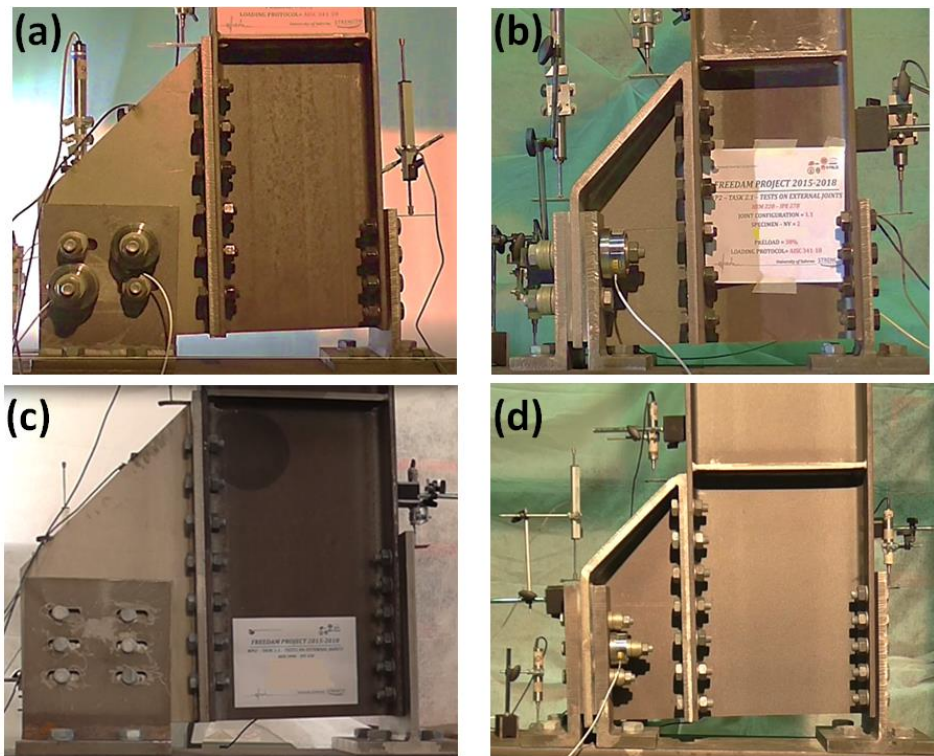


IPE 450-HEB500



Фигура 3.7 – Хистерезисни криви

На Фиг. 3.8 са показани деформираните състояния на възлите, като отбелязваме правилно подбраната геометрия на демпферите, които са в състояние да поемат проектното завъртане, равно на 50 mrad.



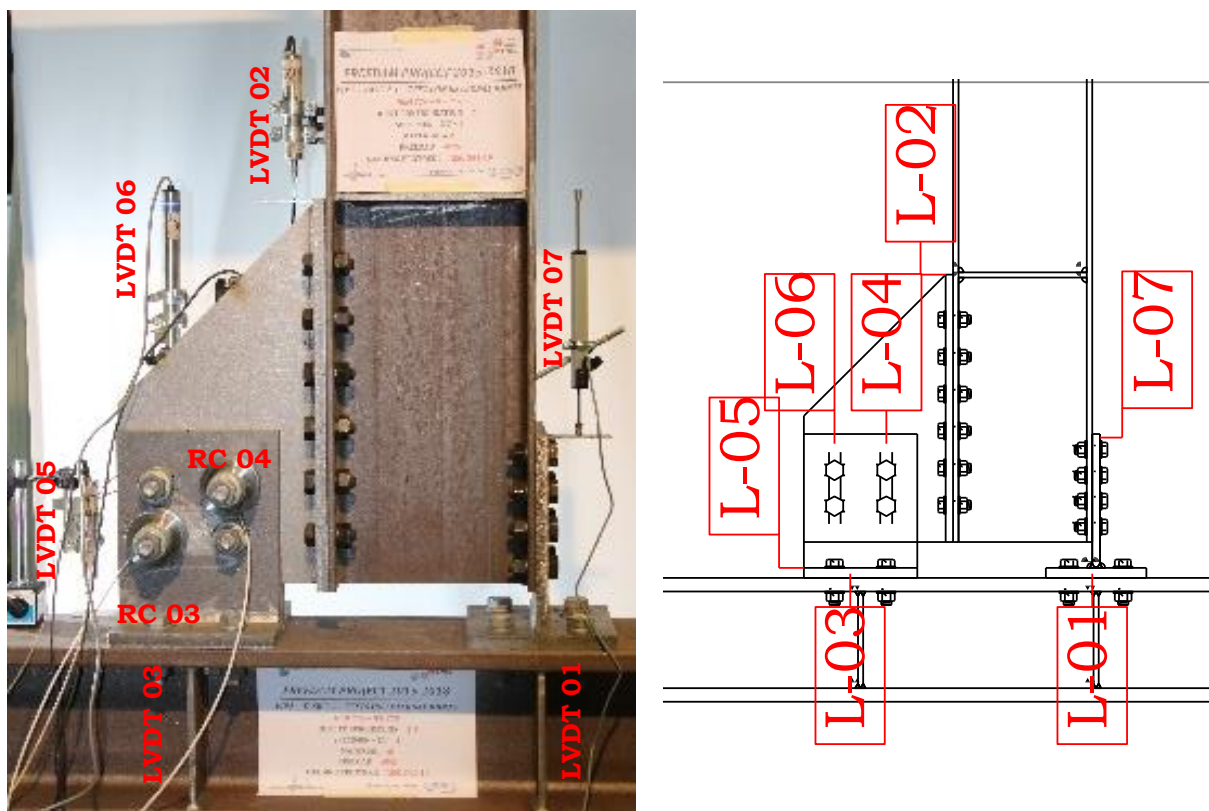
Фигура 3.8 – Образци в деформирано състояние: а) FJ-CYC01; б) FJ-CYC02; в) FJ-CYC03; д) FJ-CYC04

Точността на възприетата процедура за проектиране бе демонстрирана и чрез локални измервания по време на изпитванията. За всички образци дисипацията на енергия се осъществява само чрез фрикционния демпфер, като в края на изпитванията всички

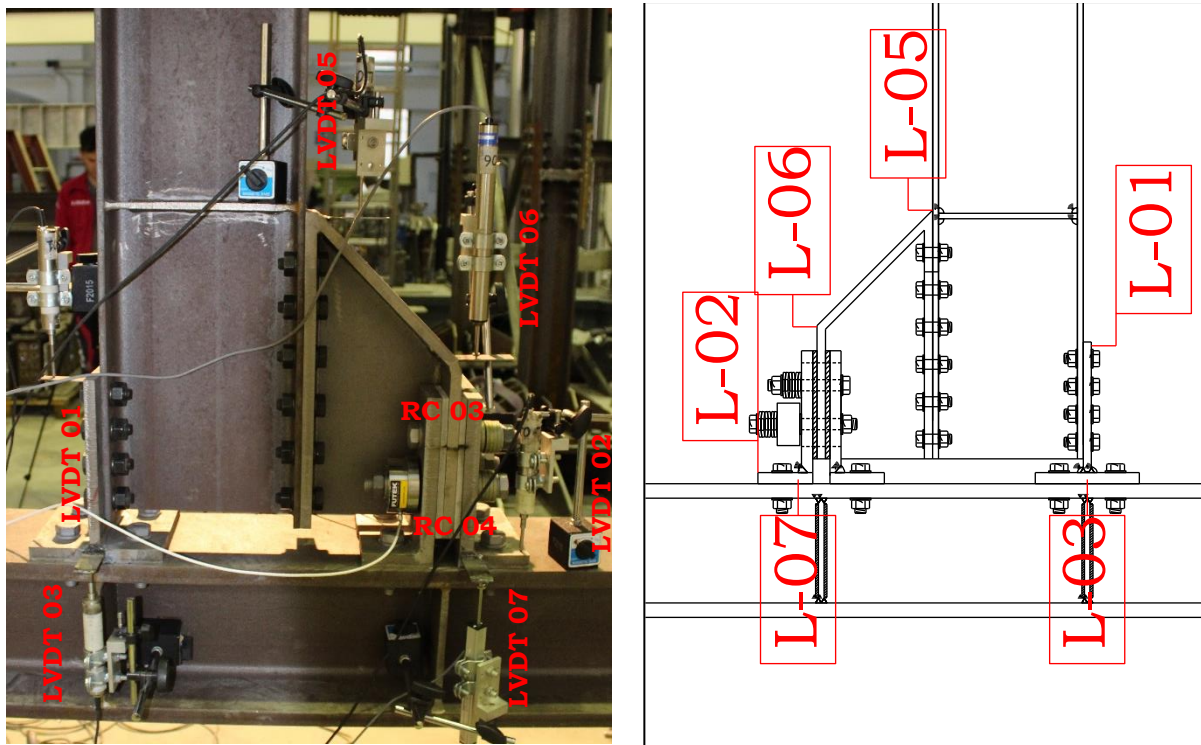
конструктивни елементи остават неповредени. Чрез локалните измервания, извършени с датчиците за линейни премествания (LVDT), са съставени зависимостите между измереното преместване и силата, действаща в демфера или на нивото на Т-профила при горния пояс на гредата. Зависимостите са съставени при приемането, че центърът на ротация е на нивото на Т-профила.

Използвайки преместванията, определени чрез датчиците LVDT 04 и LVDT 06 (Фиг. 3.9) в случая на VFC-конфигурацията, и преместванията, определени чрез датчика LVDT 06 (Фиг. 3.10) в случая на HFC-конфигурацията, са построени зависимостите сила – преместване на фриktionните демпфери. Лесно се вижда, че хистерезисните примки са на практика правоъгълни, което е предпоставка за значителна дисипация на енергия. Не се наблюдава почти никаква деградация на коравината и носещата способност (Фиг. 3.11).

Локалните измервания (Фиг. 3.12 и 3.13) показват, че Т- и L-профилите на практика остават еластични, докато дисипацията на енергия се осъществява чрез стабилното хистерезисно поведение на фриktionния демпфер. В края на експериментите се наблюдава загуба на напрегаща сила в болтовете от порядъка на 25-30%.

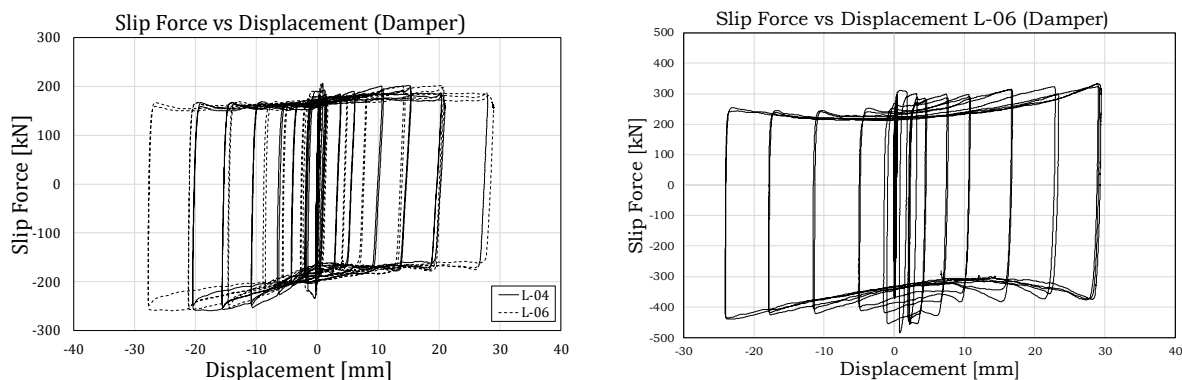


Фигура 3.9 – Разположение на измервателните инструменти - FREEDAM-CYC01

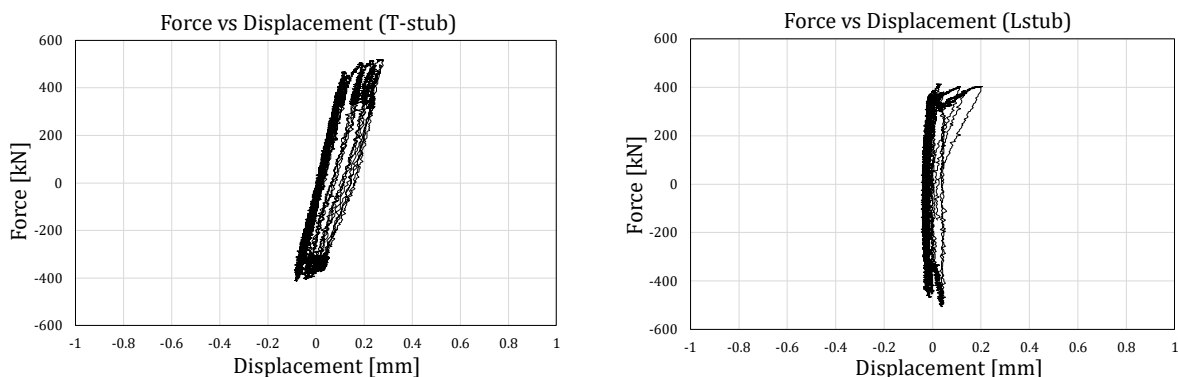


Фигура 3.10 – Разположение на измервателните инструменти - FREEDAM-CYC02

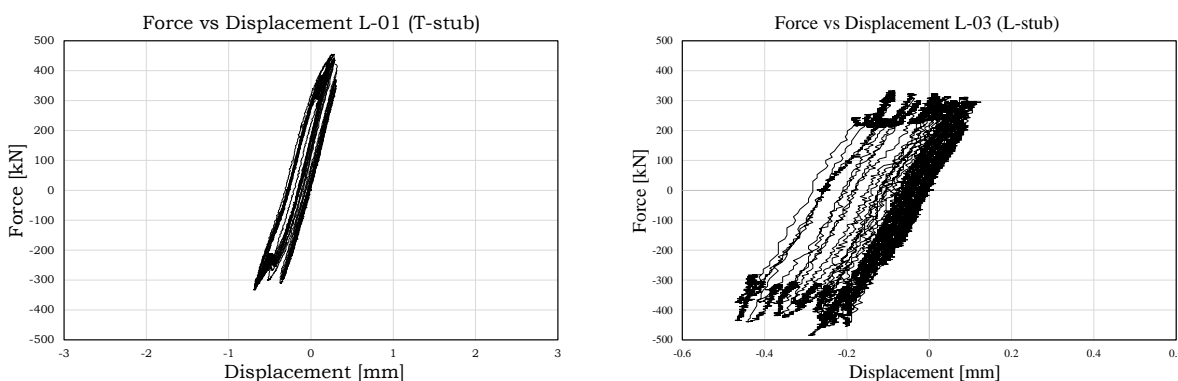
Този извод показва следното: въпреки че фрикционните съединения са с ниско ниво на повреди, те се нуждаят от подходяща поддръжка след силно земетресение, така че да се провери остатъчната носеща способност на демфера и загубата на напрегаща сила в болтовете. По-специално, може да се наложи повторно натягане на болтовете, за да се възстанови пълната стойност на напрегащата сила. Въпреки това трябва да се отбележи, че реалните земетресения причиняват много по-ниска кумулативна пластична ротация на възела в сравнение с получаваната при протокола на натоварване на AISC-358. Следователно загубата на напрегаща сила, наблюдавана по време на тези експерименти, следва да се разглежда като горна граница, която не кореспондира директно със загубата на напрегаща сила при реално земетресение.



Фигура 3.11 – Зависимост между сила на триене и преместване на фрикционния демфер FREEDAM-CYC01 (ляво) and FREEDAM-CYC02 (дясно)



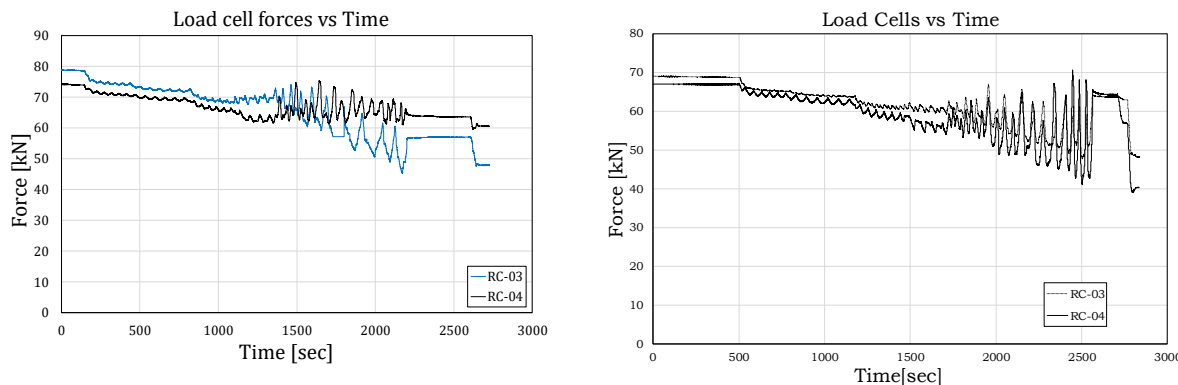
Фигура 3.12 – Локални измервания за FREEDAM-CYC01 – T-профили и L-профили



Фигура 3.13 – Локални измервания за FREEDAM-CYC02 – T-профили и L-профили

Стойностите на напрегащите сили в болтовете и тяхната вариация по време на изпитванията са проследени с помощта на двата датчика за сила RC-03 and RC-04, по един датчик за всяка от двете болтови редици на демпфера.

Резултатите са представени на Фиг. 3.14. От нея е възможно да се установи, че първоначално, при първо приплъзване (както е установено по-рано при изпитванията на самостоятелни демпфери, подложени на срязване), е налице уплътняване на пакета, съпроводено с разхлабване на болтовете, което нараства с увеличаване броя на циклите на натоварване. Разхлабването продължава до циклите с големи премествания, при които ефектите от огъване на болтовете водят до значителна осцилация на болтовите сили, които в пика си отново достигат на практика първоначалната сила на напрегане.

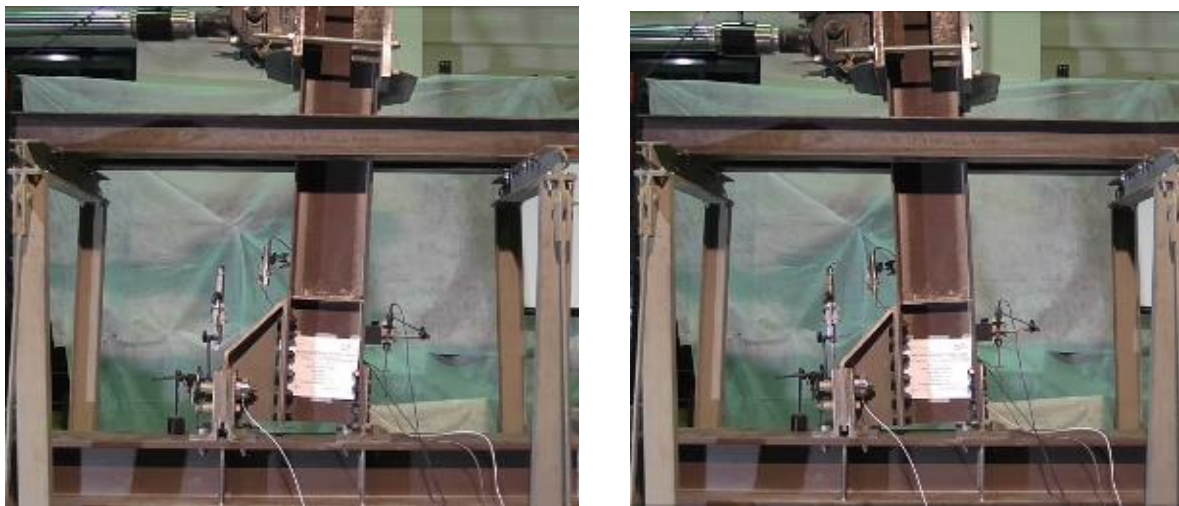


Фигура 3.14 – Напрегаща сила в болтовете на фрикционния демпфер FREEDAM-CYC01 (ляво) and FREEDAM-CYC02 (дясно)

Реагирането на всички образци е в съответствие с очакваното поведение. При всички образци се наблюдава минимално провлачане на T- и L-профилите във връзката между стебло и пояс, което потвърждава ефикасността на предложената процедура за

проектиране. При всички експериментални изследвания дисипацията на енергия се осъществява само чрез фрикционните демпфери FREEDAM, докато конструктивните елементи остават неповредени в края на изпитването (Фиг. 3.15).

Друго нещо, което бе установено в тази експериментална фаза е, че дисковите пружини изглежда не подобряват значително хистерезисното поведение. Този резултат потвърждава наблюденията, отбелязани в Глава 2, посветена на изпитванията на самостоятелните фрикционни демпфери.



Фигура 3.15 – Деформирано състояние на образец FREEDAM-CYC02 в края на експеримента

Сравнението на двете конфигурации, VFC и HFC, показва сходно реагиране по отношение деградацията на носеща способност, наблюдавана по време на историята на циклично натоварване. Влиянието на дисковите шайби е пренебрежимо и в двата случая. Използването на VFC – конфигурация обаче осигурява редуция на асиметрията на хистерезисните примки, както и подобряване на тяхната форма, която е по-близка до идеалната правоъгълна форма. Това се вижда от сравнението на зависимостите сила – преместване, получени съответно за VFC-конфигурацията (Фиг. 3.11, ляво) и HFC-конфигурацията (Фиг. 3.11, дясно). По-конкретно, характерната форма на хистерезисните примки на HFC-конфигурацията се дължи на различното разпределение на контактните напрежения във фрикционните подложки, в зависимост от това дали огъващият момент е отрицателен или положителен. Това се потвърждава също и от симулациите с метод на крайните елементи, представени в Глава 4.

3.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ВЪТРЕШНИ ВЪЗЛИ

3.3.1 Описание на експерименталната постановка

Експериментите с вътрешни възли греда – колона са извършени в Университета в Коимбра, а изпитваните възли са идентични на тези, разглеждани в Университета в Салерно като крайни възли. Единствената разлика в цикличното поведение на възлите се дължи на различното поведение на възловото поле при срязване. При обичайното разпределение на огъващ момент в гредите, срязващата сила във възловото поле на вътрешните възли е два пъти по-голяма от тази във възловото поле на крайните възли. Основната цел на тази част от експериментите, проведена в рамките на изследователския проект FREEDAM, е валидиране на критериите за оценка на поведението на възловото поле при срязване, които представляват част от процедурата за проектиране, разработена по време на изследователския проект и представена в подробности в Глава 7 на Част II „Ръководство за проектиране“.

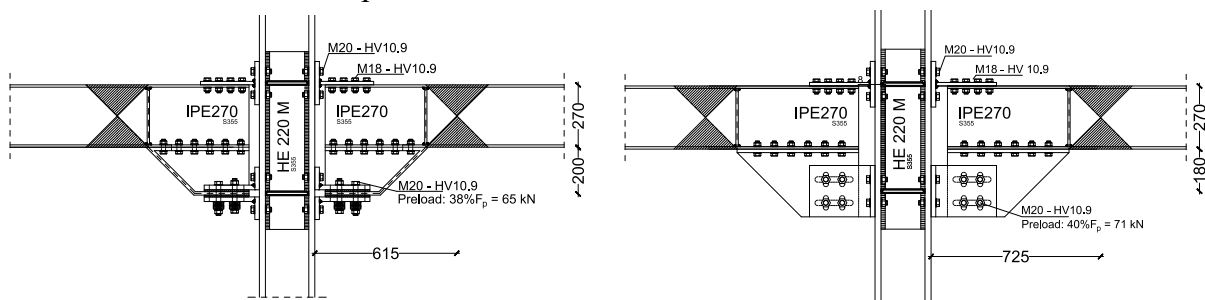
Подобно на експерименталните изследвания на крайни възли, и тук са разгледани четири различни конфигурации на съединения FREEDAM, с различни размери греди и колони (IPE270 / HE220 и IPE450 / HE500) и различна конфигурация на фрикционните демпфери (вертикална или хоризонтална конфигурация). Проведени са общо 8 експериментални изследвания, а конфигурациите са изведени в Таблица 3.3.

Таблица 3.3 – Експериментална програма

№	Код на експеримента	Напречни сечения колона / греда	Вид	FREEDAM демпферна конфигурация	Материал на покритието
1	IN270_CYC 1_M4_(1)	HE220M / IPE270	Cyclic	Хоризонт. подл.	M4
2	IN270_CYC-1_M4_(2)	HE220M / IPE270	Cyclic	Хоризонт. подл.	M4
3	IN270_CYC-2_M4_(1)	HE220M / IPE270	Cyclic	Вертик. подл.	M4
4	IN270_CYC-2_M4_(2)	HE220M / IPE270	Cyclic	Вертик. подл.	M4
5	IN450_CYC-1_M4_(1)	HE500B / IPE450	Cyclic	Хоризонт. подл.	M4
6	IN450_CYC-1_M4_(2)	HE500B / IPE450	Cyclic	Хоризонт. подл.	M4
7	IN450_CYC-2_M4_(1)	HE500B / IPE450	Cyclic	Вертик. подл.	M4
8	IN450_CYC-2_M4_(2)	HE500B / IPE450	Cyclic	Вертик. подл.	M4

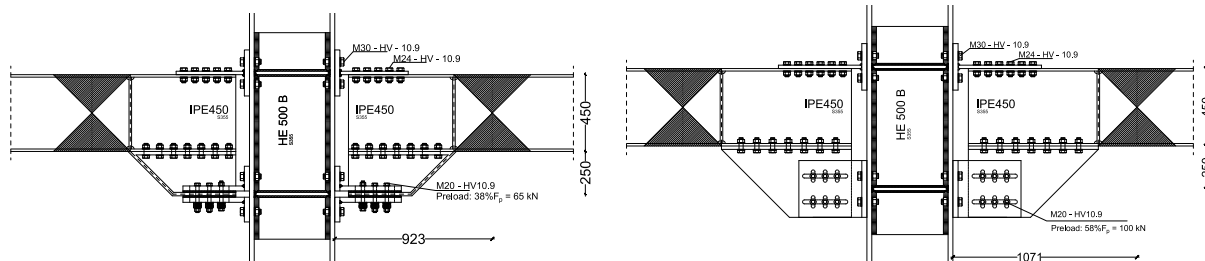
При всички експерименти са използвани дискови пружини в конфигурацията на болтовете и материал M4 за покритието на фрикционните подложки (накладки). Болтовете са напрегнати по метода на въртящия момент, а напрегащата сила в болтовете в различните демпфери е определяна индивидуално за всеки демпфер на база оразмерителната процедура, разработена в рамките на проекта FREEDAM и основана на експерименталните резултати, изложени в Глава 2. Предварителното напрегане отчита средната стойност на коефициента на триене и неговата статистическа вариация.

Опитните образци са показани на Фигура 3.16, а опитната постановка – на Фигура 3.17. Колоната е ставно опряна долу, а краищата на гредите са вертикално подпрени, което позволява странично движение на образците. Цикличното натоварване е приложено в горната част на колоната чрез актуатор, съгласно разпоредбите на AISC 341/2010 [37], с наложено максимално завъртане 50 mrad.



а. Конфигурация 1.1 - HE220M / IPE270 – Хоризонтални подложки

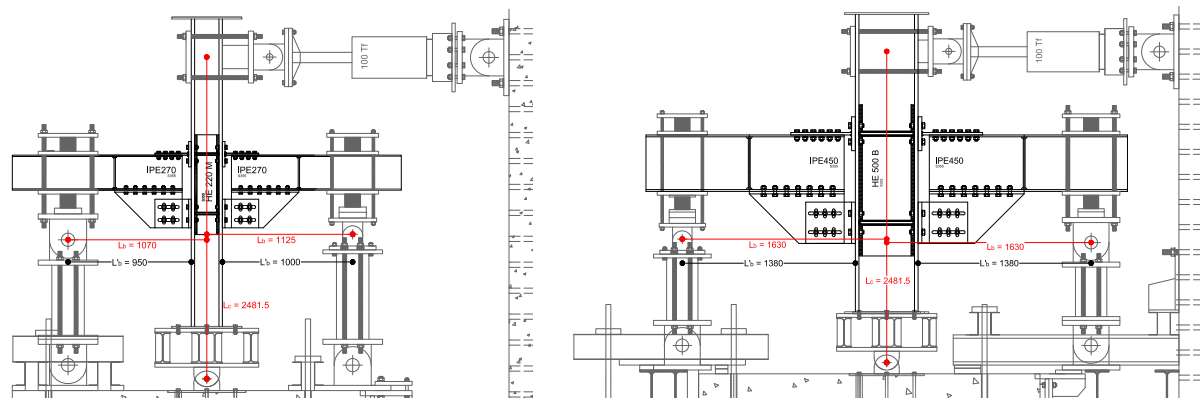
б. Конфигурация 2.1 - HE220M / IPE270 – Вертикални подложки



в. Конфигурация 1.2 - HE500B / IPE450 - Хоризонтални подложки

д. Конфигурация 2.2 - HE500B / IPE450 – Вертикални подложки

Фигура 3.16 – Опитни образци (вътрешни възли)



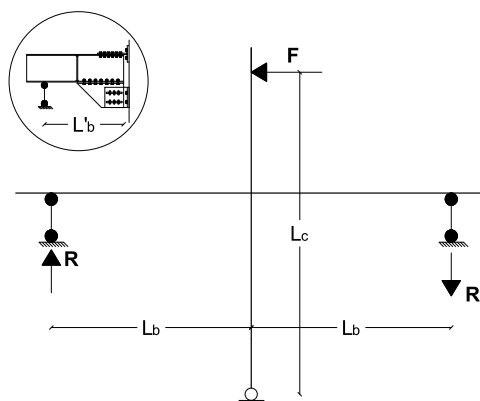
а. Експерименти с греда IPE 270

б. Експерименти с греда IPE 450

Фигура 3.17 – Опитна постановка за вътрешни възли (размери в [mm])

Огъващият момент, предаван на възела греда – колона, се определя с израза (3.13.1). Реакцията в края на гредите R (Фигура 3.18) е умножена по разстоянието от опората до пояса на колоната (L_b на Фигура 3.17 и Фигура 3.18). Завъртането във възела е определено като хоризонталното преместване във върха на колоната (на нивото на актуатора) δ е разделено на разстоянието между актуатора и ставната опора на колоната (L_c на Фигура 3.17 и Фигура 3.18)

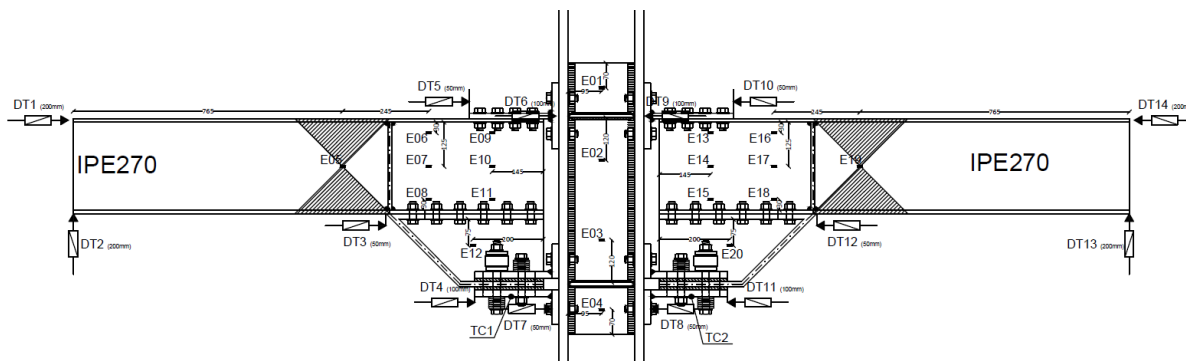
$$M_t = R \times L_b \quad (3.1)$$



Фигура 3.18 – Схема за изчисляване на опорните реакции в опитната постановка

При всички експерименти са измервани сила, премествания, деформации, въртящ момент и температура, което изисква значително количество датчици, както е показано на Фигура 3.19 за един от образците. Използвано е следното оборудване:

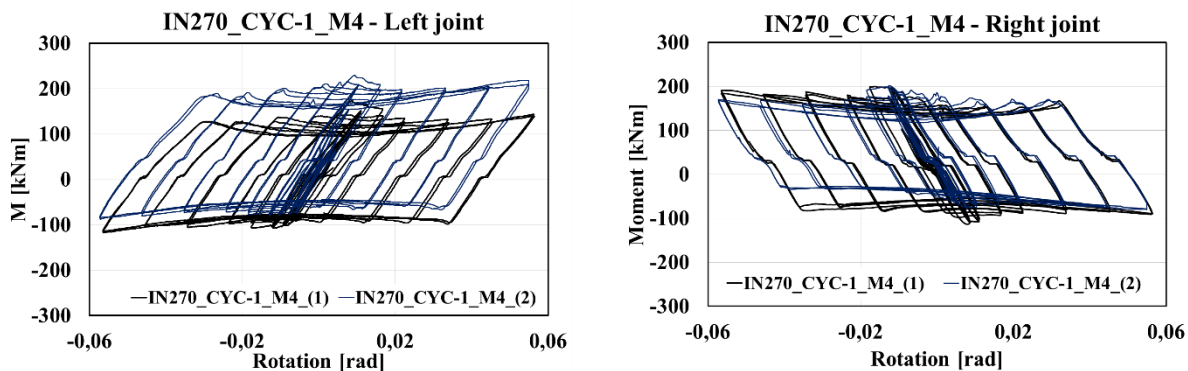
- 1 актуатор – обхват на силата: ± 900 kN; обхват на преместването: ± 150 mm; честота 1 Hz с максимална амплитуда на преместване $+7.02$ mm / -5.63 mm;
- 4бр. датчици за сила (месдозии) с максимален капацитет 500 kN на натиск;
- 15 индуктивни датчици за преместване (DT на Фигура 3.19) – LVDT (4 бр. с обхват ± 25 mm; 4 бр. с обхват ± 50 mm);
- 1 датчик за статично приложен въртящ момент с номинален капацитет 1000 Nm;
- Термодвойка (устройство за измерване на температура/температурна разлика (TC на Фигура 3.19);
- 4бр. шайбовидни датчици за сила (месдозии) - капацитет 350 kN;
- 46 тензометрични датчици, (E на Фигура 3.19) с база 6 mm и максимална относителна деформация 5%.



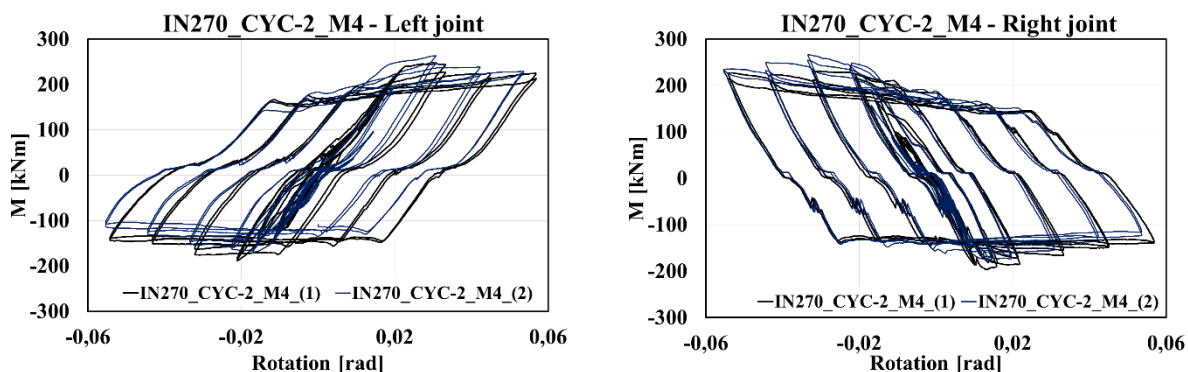
Фигура 3.19 – Експериментално оборудване

3.3.2 Резултати от експерименталните изследвания

Кривите момент-завъртане за различните изследвани образци са представени на Фигура 3.20 за образците с греда IPE270 и Фигура 3.21 за образци с греда IPE450. На тези криви, при положителен огъващ момент, горната част на съединението е натоварена на опън, а фрикционният демпфер е натоварен на натиск. При отрицателен огъващ момент, се наблюдава обратната ситуация – фрикционният демпфер е натоварен на опън, а Т-профилът, свързващ горния пояс, на натиск. Като цяло, резултатите показват, че тези възли, независимо от размера на гредата и конфигурацията на демпфера, демонстрират сходно циклично поведение. Кораво поведение до изчерпване на носимоспособността на статично триене, последвано от доста стабилни хистерезисни примки през останалата част от товарния протокол. Всички други компоненти на възела практически остават в еластичен стадий, както е илюстрирано на Фигура 3.22 за L- и Т-профилите. Следователно фрикционните демпфери успяват да осигурят дисипация на енергията, предпазвайки от повреда всички останали компоненти на възела.



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 – Хоризонтални подложки)

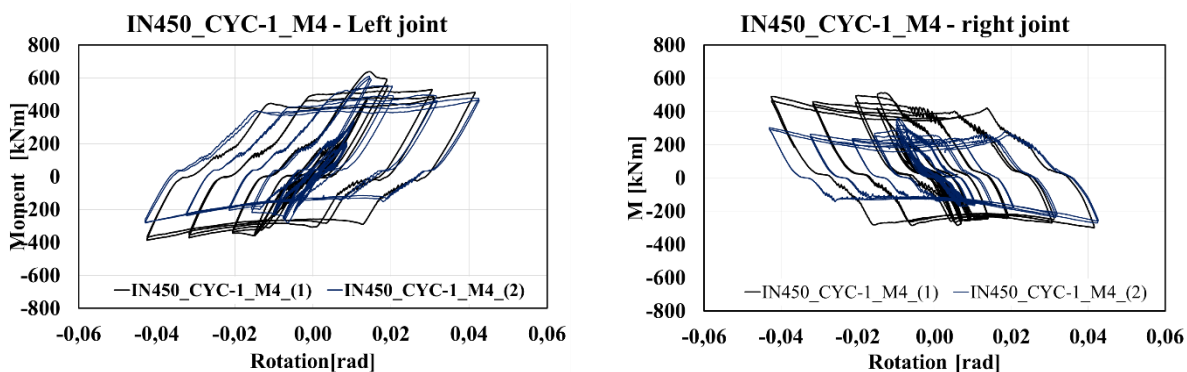


b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 – Вертикални подложки)

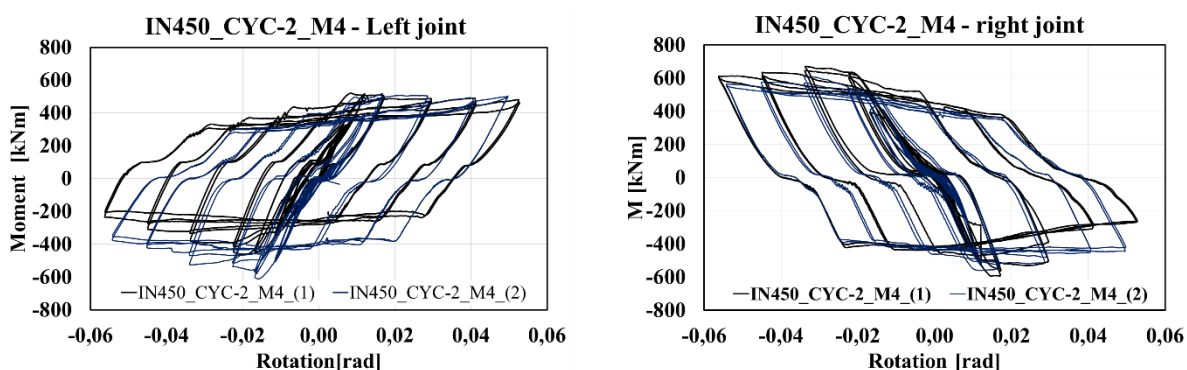
Фигура 3.20 – Криви „момент – завъртане“ – Образци с греда IPE 270

При сравняването на различните криви момент-завъртане се забелязва известна асиметрия в поведението на десния и левия възел. Тя се дължи на някои асиметричности на експерименталната постановка. По-конкретно, установи се, че центровете на ротация при двете махаловидни опори в двата края на гредата, не са били идеално подравнени.

Също така, всички тествани образци проявяват асиметрично поведение при положителен и отрицателен огъващ момент, което се дължи главно на различните деформации, които Т- и L-профилите претърпяват, когато са подложени на опън и на натиск (Фигура 3.23). Това обикновено е по-изразено при образците с хоризонтална конфигурация на фрикционните демпфери, както вече беше установено от експериментите с крайни възли. Освен това наблюдаваната деградация на носимоспособността на триене може да се обясни с увеличаването на загубата на напрегаща сила в болтовете по време на цикличното натоварване (Фигура 3.24).

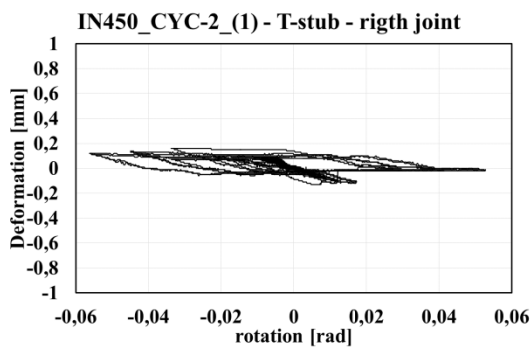
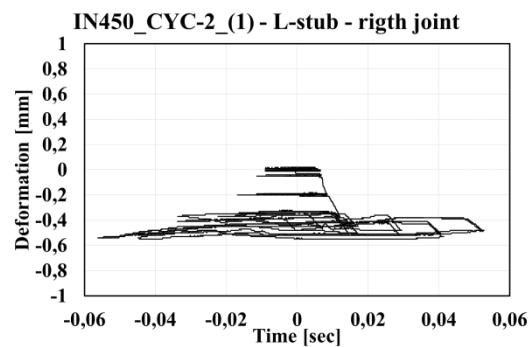
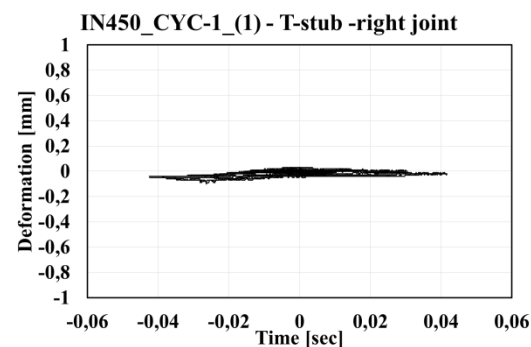
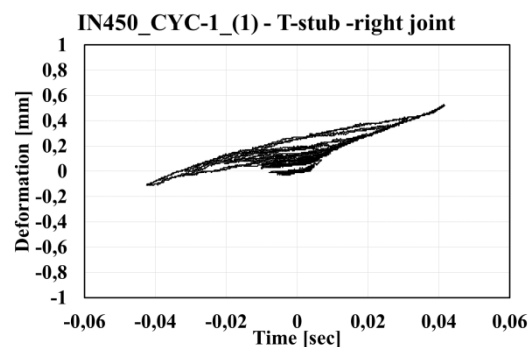
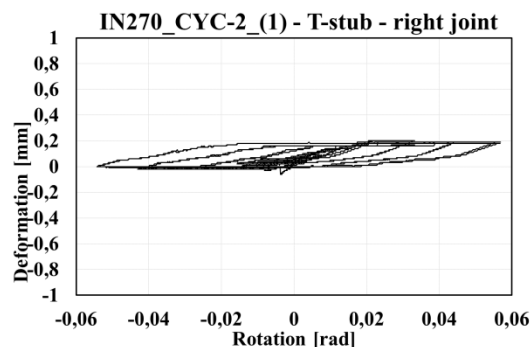
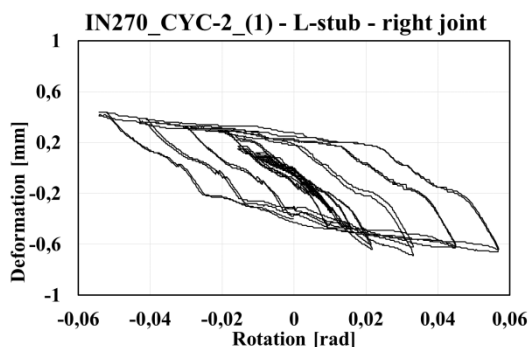
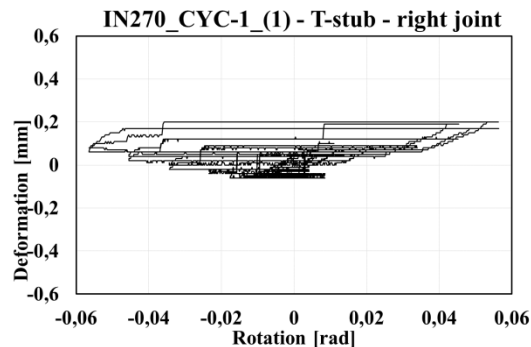
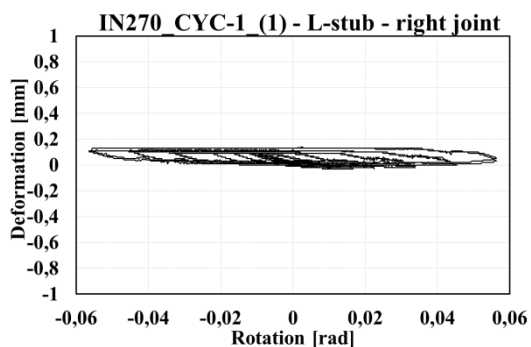


a. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 – Хоризонтални подложки)



b. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 – Вертикални подложки)

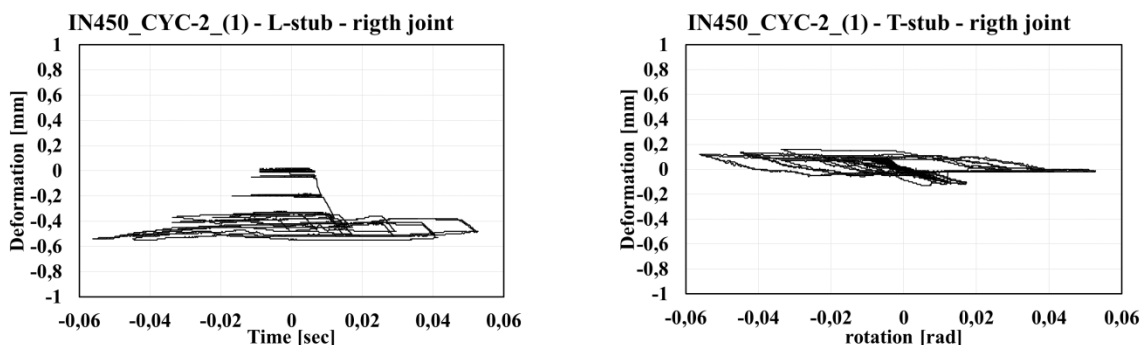
Фигура 3.21 – Криви „момент – завъртане“ – Образци с греда IPE 450



a. L-профили

b. T-профили

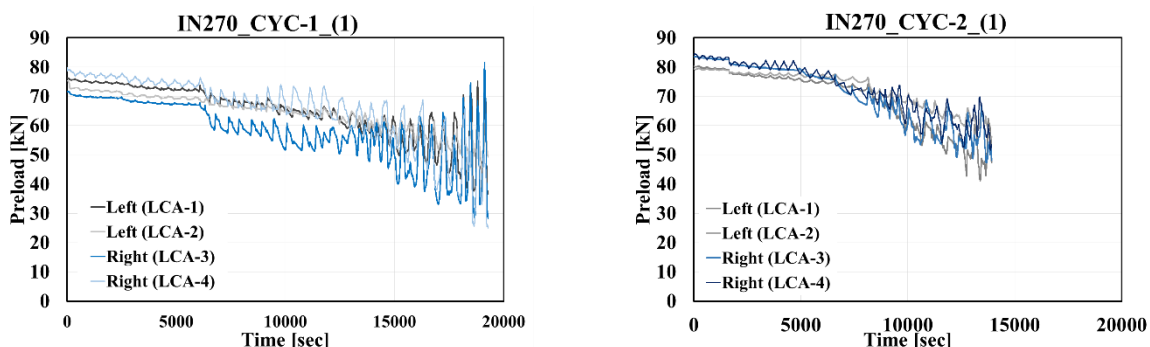
Фигура 3.22 – Деформация на L-профили и T-профили



a. L-профили

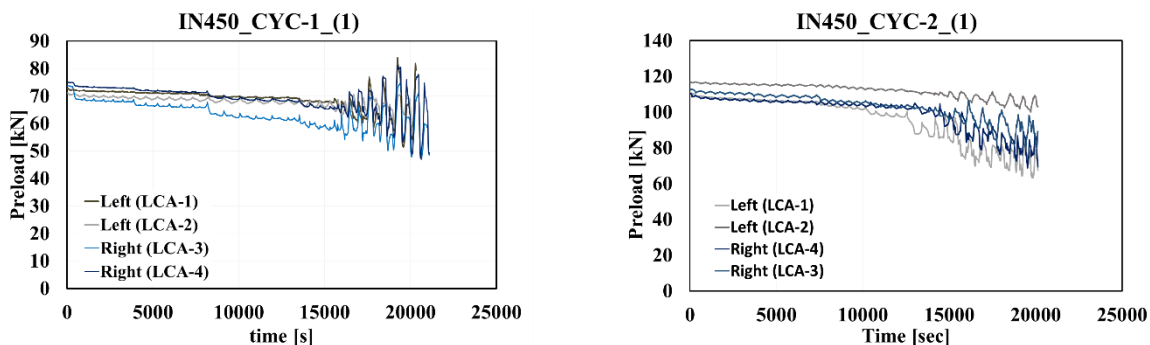
b. T-профил

Фигура 3.23 – Деформация на L-профили и T-профил



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 –
Хоризонтални подложки)

b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 –
Вертикални подложки)



c. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 –
Хоризонтални подложки)

d. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 –
Вертикални подложки)

Фигура 3.24 – Сили в болтовете

3.4 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В тази глава са представени резултатите от експериментална програма, посветена на изследване на сеизмичното поведение на възли греда-колона, оборудвани с две различни конфигурации демпферни устройства. Въз основа на резултатите, получени при предишните задачи на проекта (механични параметри на фрикционните материали, влияние на дисковите пружини, влияние на загубата на напрегаща сила в болтовете), 16 възела греда-колона са проектирани и изпитани в лабораторията STRENGTH на Университета в Салерно (крайни възли) и Университета в Коимбра (вътрешни възли). На основата на получените резултати могат да бъдат направени следните заключения:

- Разгледани са две различни конфигурации: (i) фрикционен демпфер, разположен в хоризонтална равнина, успоредна на пояса на гредата, наречена хоризонтална конфигурация (конфигурация HFC) и (ii) фрикционен демпфер, разположен така, че фрикционните подложки са в равнината на стеблото на гредата, наречена вертикална конфигурация (конфигурация VFC). Разликата от гледна точка глобалното поведение на възела е достатъчно малка, което означава, че и двете конфигурации могат да бъдат ефективно прилагани в практиката. Все пак възелът с фрикционен демпфер в конфигурация VFC проявява по-стабилно циклично поведение и по-малка асиметрия на цикличното поведение;
- Във всички разгледани случаи поведението се характеризира с изправени хистерезисни примки без прищипване, с малка деградация на способността за дисипация на енергия, носимоспособността и коравината.
- Измерванията по време на експериментите показват, че в съответствие с проектните критерии, дисипацията на енергия действително се извършва само от фрикционните демпфери, докато недисипативните компоненти (греда, Т-профил, L-профили) остават практически невредими.

Резултатите от цялата експериментална програма представляват ефективна предварителна квалификация на възлите греда-колона FREEDAM и на съответните критерии за проектиране, които ще бъдат изложени в Глава 7 на Част II „Ръководство за проектиране“. Предварителната квалификация ще даде и всички технологични детайли и изисквания, които трябва да се спазват, за да се постигнат определени предварително зададени гранични състояния, при следване на принципите на компонентния метод, заложен в EC3 [38].

3.5 ЛИТЕРАТУРА

- [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. Butterworth: "Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections", *12th WCEE, Auckland, New Zealand*.
- [17] G.C. Clifton, R. Zaki, J.W. Butterworth: "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 of 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. Jaspert: “Preliminary study on beam-to-column joints under impact loading”, *Open Construction and Building Technology Journal*, 12, pp. 112-123, 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.

ГЛАВА 4

МОДЕЛИРАНЕ С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ НА ДЕМПФЕРИ И СЪЕДИНЕНИЯ FREEDAM

4.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Стоманените рамки с елементи, работещи на огъване (или само „рамки“), са дуктилни и дисипативни конструктивни системи, които при правилно проектиране и детайлиране гарантират отлично поведение при сеизмични въздействия. Но експлоатирането на голямата им потенциална дуктилност предполага тежки повреди в главните елементи, водещи до неизбежни големи остатъчни хоризонтални отклонения. В резултат на това конструкции, проявяващи отлично реагиране при земетресение, може да се нуждаят от скъпи ремонтни и възстановителни работи след него, и дори да се окаже, че е по-целесъобразно да бъдат изцяло разрушени.

Неотдавнашните земетресения в Нова Зеландия (например това в Christchurch през 2010) ясно изтъкнаха този проблем. Ето защо голямо значение придобиха изследванията върху нови подходи за предотвратяване или ограничаване на конструктивните повреди. Общата тенденция се насочи към разработване и прилагане на конструктивни системи за поемане на сеизмичните въздействия с ниски нива на повреди, чрез които се намаляват икономическите ефекти от земетресенията – второстепенните повреди се отстраняват лесно и бързо и сградата скоро се връща към нормална експлоатация.

Главната цел на проекта FREEDAM е да разработи и валидира оригинални нови съединения с вградени фрикционни демпфери, които предотвратяват повреди в свързаните елементи и дисипират енергия чрез триене между затегнати стоманени части и фрикционни накладки.

В рамките на проекта са проведени широка гама от експериментални и теоретични изследвания, и получените резултати са представени в други глави на този документ (Глава 2 за разработването на демпферите FREEDAM, Глава 3 за съединенията FREEDAM и Глава 6 за проведените псевдинамични изпитвания). След критичен обзор на състоянието на проблема са идентифицирани основните параметри, които характеризират локалното поведение на устройствата и взаимодействието им с останалите компоненти на възела и с прилежащите му елементи. На тази основа чрез числени анализи по МКЕ са проведени широки параметрични изследвания. Доказано е, че подобни анализи могат да се използват за ефективно предсказване на нелинейното поведение на болтови съединения и дават коректни зависимости, илюстриращи поведението на компонентите на възела.

Затова в рамките на проекта са проведени две различни серии числени изследвания, насочени, от една страна, към цялостно изучаване на поведението на фрикционните устройства, и от друга, към анализ на резултатите с оглед прилагане на устройствата при дисипативни съединения, както и тяхното реагиране на локално ниво.

Целите на представеното изследване са:

- Разработване на стратегия за моделиране, която да позволява симулиране на сложното поведение при триене. Наистина, предложеният подход е в състояние да опише поведението при триене на демпфера, вграден в болтовото съединение.
- Моделиране на съединения гредо-колона с вградени фрикционни устройства, подложени на монотонно и циклично натоварване.

- Характеризиране на механичното поведение на локално ниво с оглед разработване на ефективни правила за проектиране.

Всички тези проблеми са разгледани в настоящата глава, като са обобщени резултатите от числените симулации по МКЕ, проведени в рамките на проекта FREEDAM. Главата е структурирана в три основни части, а именно: (1) описание и анализ на моделирането на демпферите FREEDAM и съответните особености на локалното им поведение; (2) анализ на сеизмичното реагиране на възли греда-колона със съединения FREEDAM; (3) коментар на евентуални правила за проектиране, произтичащи от анализа на резултатите от числените симулации по МКЕ и съответни изводи.

4.2 МОДЕЛИРАНЕ НА ДЕМПФЕРИТЕ FREEDAM С КРАЙНИ ЕЛЕМЕНТИ

Основната цел на изследванията по МКЕ е оценка на взаимодействието между болтовете и влиянието на разпределението на натисковите сили под главите на болтовете.

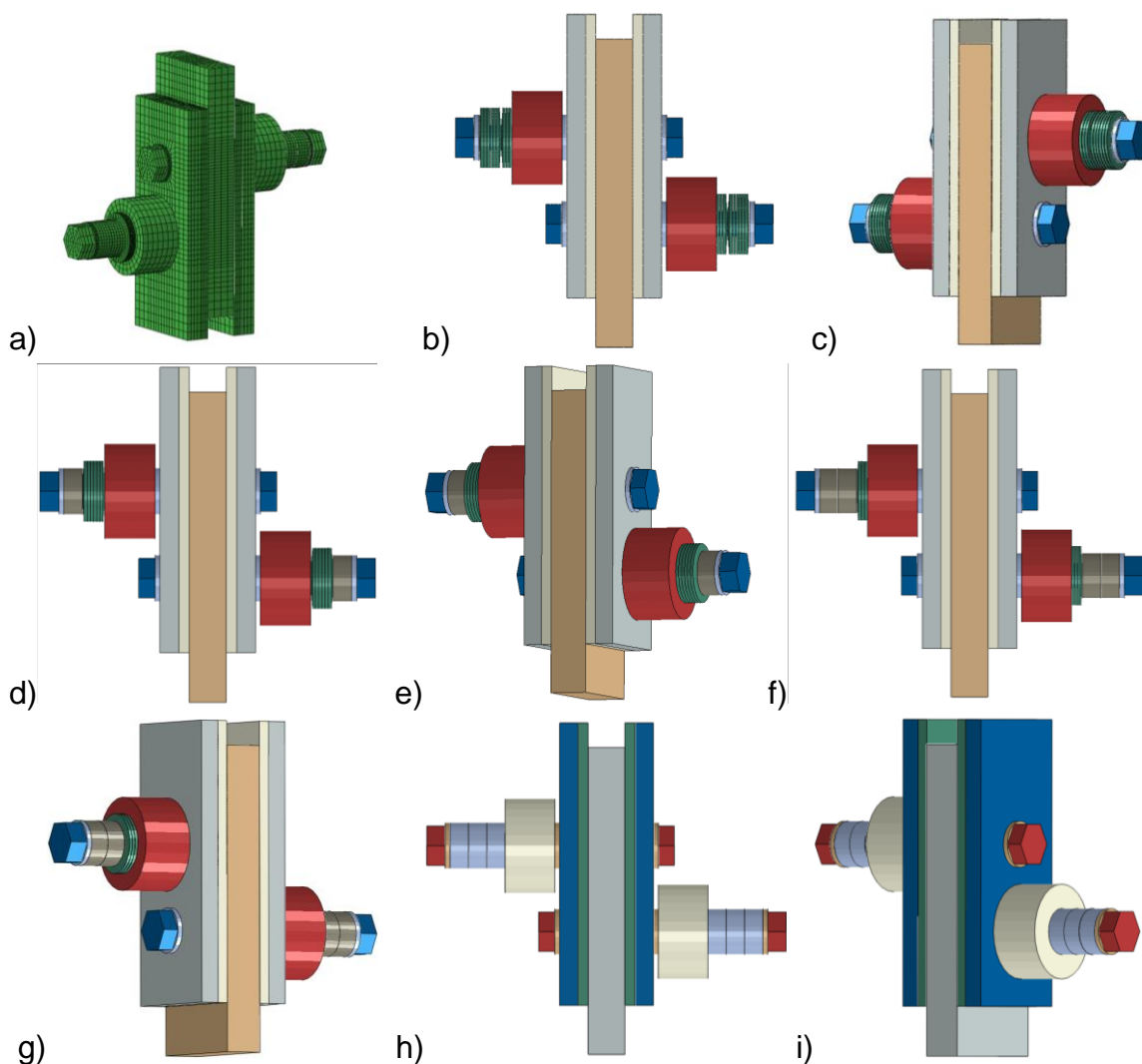
След валидиране на разработените модели чрез експерименталните резултати са проведени числени параметрични изследвания при монотонно и циклично натоварване за изучаване на поведението на специални образци с припокриване, предназначени за оценка на реагирането на фрикционните демпфери. Тези анализи позволяват оценка на коефициентите на триене на осем различни материала, използвани в триещите се повърхности, както и на тяхната способност да издържат циклични въздействия, оценена чрез деградацията на носимоспособността им и на дисипационния им капацитет. Сравненията с експерименталните резултати показват, че разработените модели могат прецизно да симулират поведението на фрикционните съединения с припокриване, като показат и влиянието на различните подходи на моделиране върху резултатите.

4.2.1 Предпоставки при моделирането

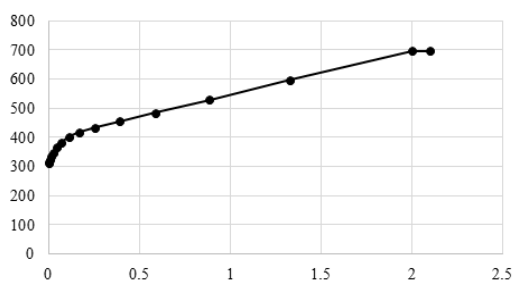
Моделите за анализ по МКЕ са разработени чрез софтуерния пакет ABAQUS v.6.14 [2]. Геометрията и числените модели са номинално идентични с експерименталните образци, изпитани в проекта FREEDAM (Фиг. 4.1). Моделирани са само образци със симетрични фрикционни демпфери с различен брой дискови пружини (9, 6, 3 и 0), като геометрията на неподвижните части, която не влияе на резултатите, не е включена, за да се намали времето за изчисление (Фиг. 4.1 b-i).

Използван е обемен краен елемент C3D8I (8-възлов, линеен, подобрен, подходящ за моделиране на линейни елементи, подложени на огъване) за моделирането на всички стоманени плочи, както и на високоякостните болтове. Този елемент е избран заради способността му да компенсира грешката при анализа, дължаща се на линейния характер на крайния елемент, поради която се получава числен ефект на закоравяване. Това значително би повлияло началната коравина на съединението, както например би се получило с елемента C3D8R.

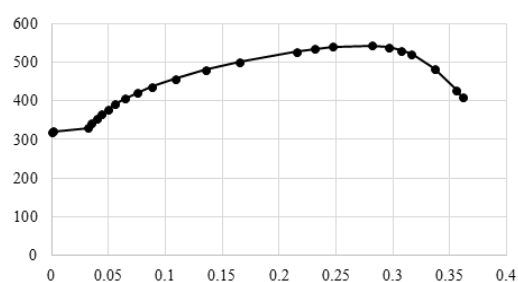
За моделирането на стоманата са приети номиналните ѝ характеристики и критерият за пластифициране на von Mises. Уякчаването на материала е моделирано като нелинейно и изотропно. За слоя с металното фрикционно покритие M4 е възприет подходящ модел на еласто-пластично поведение. Приетите работни зависимости „напрежения – деформации“ за материал M4 и за стоманата на плочите са показани на Фиг. 4.2.



Фигура 4.1 – Модели с KE за образци с припокриване: а) пример на дискретизационната мрежа; b-i) образци с различен брой дискови пружини



а) Материал М4



б) Стомана

Фигура 4.2 – Приети нелинейни работни диаграми „напрежения – деформации“

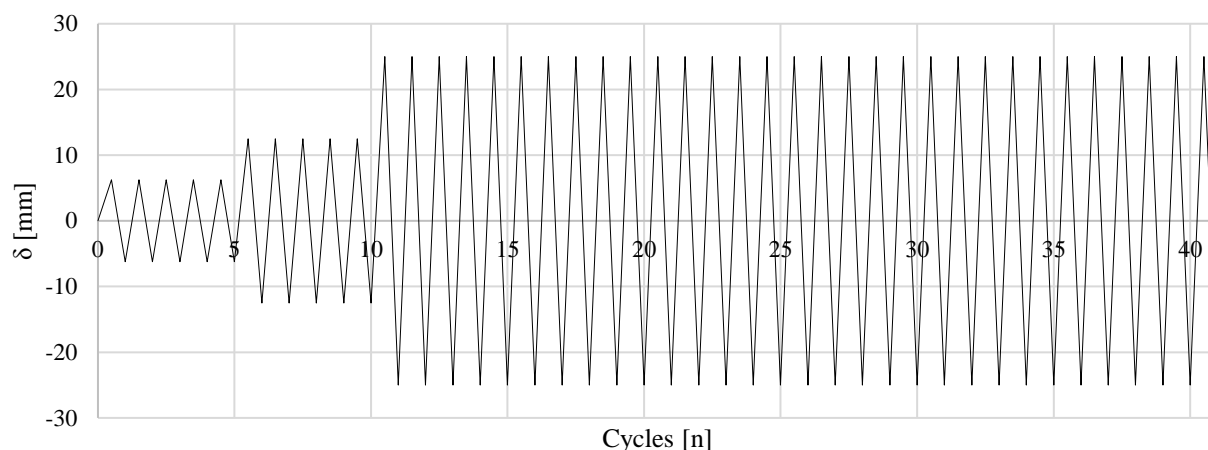
Болтовете са моделирани чрез замрежване на плътен цилиндър с напречно сечение, съответстващо на номиналното брутно сечение на болта, с приета работна диаграма на материала съгласно [3, 4].

Всички възможни взаимодействия (глава на болта с външната плоча, тялото на болта с отвора, контактуващите плочи) са моделирани чрез подходящи площни контактни елементи и съответна формулировка на приплъзването. Разгледано е поведението както в

тангенциално, така и в нормално направление, като за първото е използвана подходяща дефиниция на триенето с отчитане на влиянието на скоростта на приплъзване, а за второто – формулировка тип „твърд контакт“. Ограничителни условия “tie constraints“ са наложени при моделирането на връзката между слоя с М4 и стоманената подложка.

Затягането на болтовете е моделирано чрез функцията “bolt load”, налична в софтуерния продукт, като е зададена силата на предварително налягане. Това е реализирано в отделна предварителна стъпка преди прилагането на същинския протокол за натоварване.

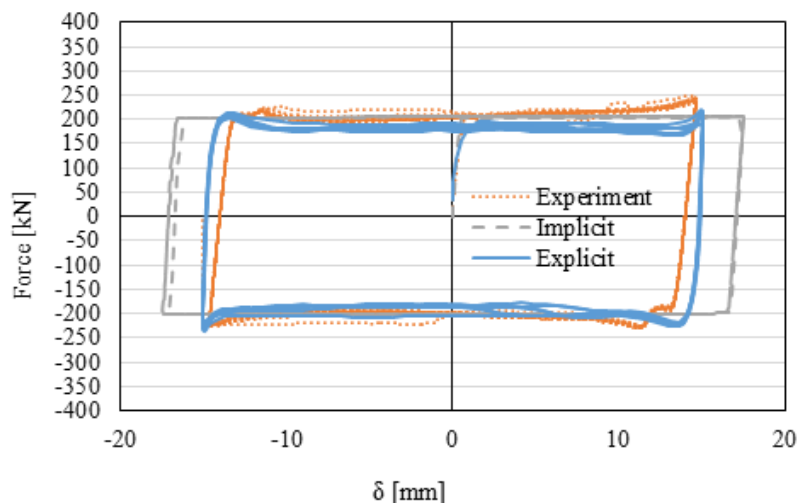
Опорните ограничения са симулирани чрез „подчиняване“ на преместванията на възлите в края на вътрешната плоча на устройството към тези на съответни референтни точки. Протоколът за натоварване със съответния брой цикли е приет същия като при експериментите (Фиг. 4.3).



Фигура 4.3 – История на преместванията за серии UT-NV

При изпитванията, извършени в Салерно върху образци с припокриване, с и без дискови пружини, ясно се установява голямо нагряване вследствие триенето при натрупване на големи кумулативни премествания. Тъй като нагряването и съответните температурни разширения могат да повлияят съществено хистрезисното поведение на фрикционните съединения, проведени са и комбинирани термо-механични анализи. За да се моделират изменението на температурата и разпространението на топлината от триенето, отчетени са и съответните топлинни характеристики. Специфичният топлинен капацитет c е приет със стойност 4.52×10^8 mJ/ton/°C, коефициентът на линейно топлинно разширение α_L е приет 1.26×10^{-5} mm/mm/°C, а коефициентът на топлопроводност k – 48 mW/mm/°C.

Проведени са както имплицитен квазистатичен, така и експлицитен (с неявно числено интегриране) комбиниран термо-механичен динамичен анализ. Изследвана е изчислителната ефективност и точността на тези два вида анализ. Един пример, показващ разликата между резултатите от двата вида е показан на Фиг. 4.4. Може да се каже, че и двата са ефективни за симулиране на общото поведение на фрикционните съединения. Казано най-общо, имплицитният анализ дава по-надеждни резултати, но експлицитният анализ има предимства по отношение на изчислителната ефективност. В Таблица 4.1 е обобщено осредненото изчислително време за двата вида анализ и ясно се вижда, че имплицитният метод изисква по-големи изчислителни усилия.



Фигура 4.4 – Експериментална и теоретични (имплицитен и експлицитен анализ) криви сила-преместване

Таблица 4.1: Сравнение между имплицитен и експлицитен анализ

Метод за анализ	Средно изчислително време	Коментар върху резултатите
Имплицитен Implicit	/ 24 часа	И двата изчислителни метода дават резултати, аналогични на експерименталните
Експлицитен Explicit	/ 6 часа	

В Таблица 4.2 са дадени приетите означения на образците в зависимост от броя дискови пружини (DS) и вида на фрикционния материал.

Таблица 4.2: Означения на образци с дискови пружини (DS) с фрикционен материал М6 и М4

Брой на DS	М6	М4
9	NV 21	NV 17
6	NV 22	NV 18
3	NV 23	NV 19
0	NV 24	NV 20

По-нататък се разглеждат числени зависимости относно: (i) сила на хлъзгане [kN] – преместване [mm] / време [s]; (ii) обща стойност на предварителното налягане [kN] – преместване [mm]; (iii) температура [°C] – преместване [mm] / време [s].

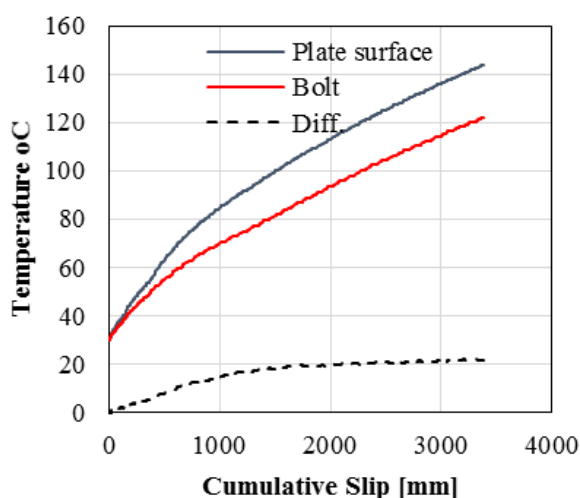
4.2.2 Валидиране и анализ на резултатите

4.2.2.1 Влияние на дисковите пружини при фрикционен материал М6 [NV21-22-23-24]

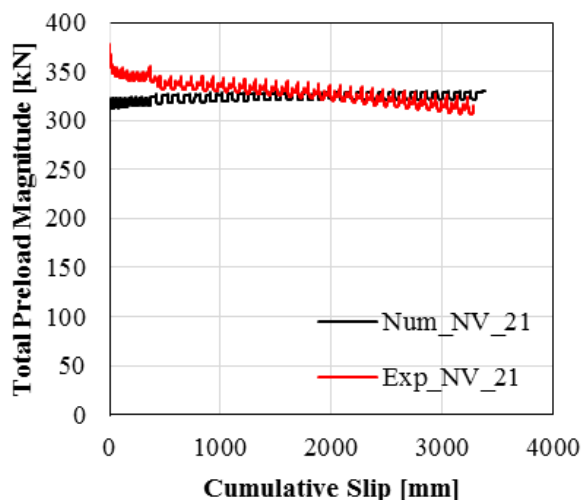
Основните резултати, представящи локално поведението на съединения с припокриване с материал М6 са показани на Фиг. 4.5. На Фиг. 4.5а е представено увеличаването на температурата на съединението (т.е. болтове и плочи) с натрупване на кумулативно приплъзване. В случая дисипираната чрез триене енергия се преобразува в

топлина. Установено е, че при кумулативно приплъзване 3000 mm средната температурна разлика (diff.) между повърхността на плочите и болтовете при всички модели се оказва около 15–20°C. Дори и когато топлинните ефекти се моделират както е описано по-горе, се оказва, че напрегащите сили не се засягат съществено и остават постоянни (Фиг. 4.5b). Това се дължи най-вече на факта, че топлинни разширения се реализират както в болтовете, така и в плочите.

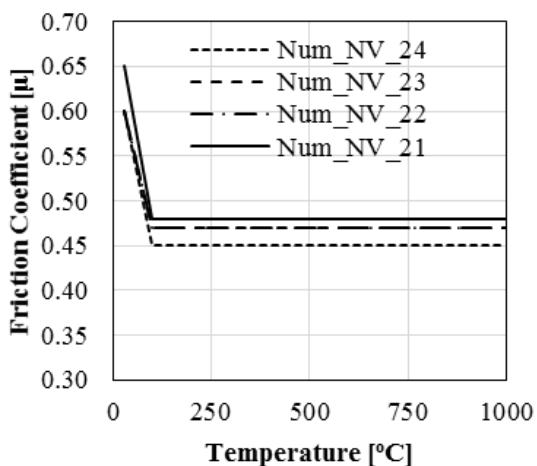
Частичните загуби в коефициента на триене са моделирани като триене, зависещо от температурата, представено чрез функция, калибрирана по експерименталните резултати (Фиг. 4.5c). Продължителното триене при приплъзването на плочите води до повишаване на температурата, при което коефициентът на триене съответно намалява. Както се вижда на Фиг. 4.5d, предложеният модел задоволително отчита това явление.



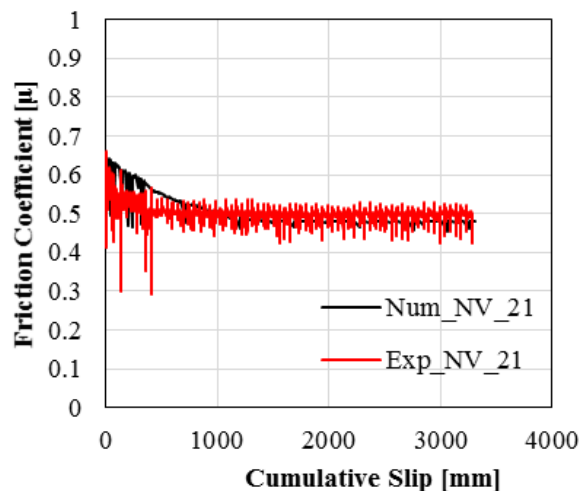
a) Температура на елементите на модела



b) Изменение на общата напрегаща сила



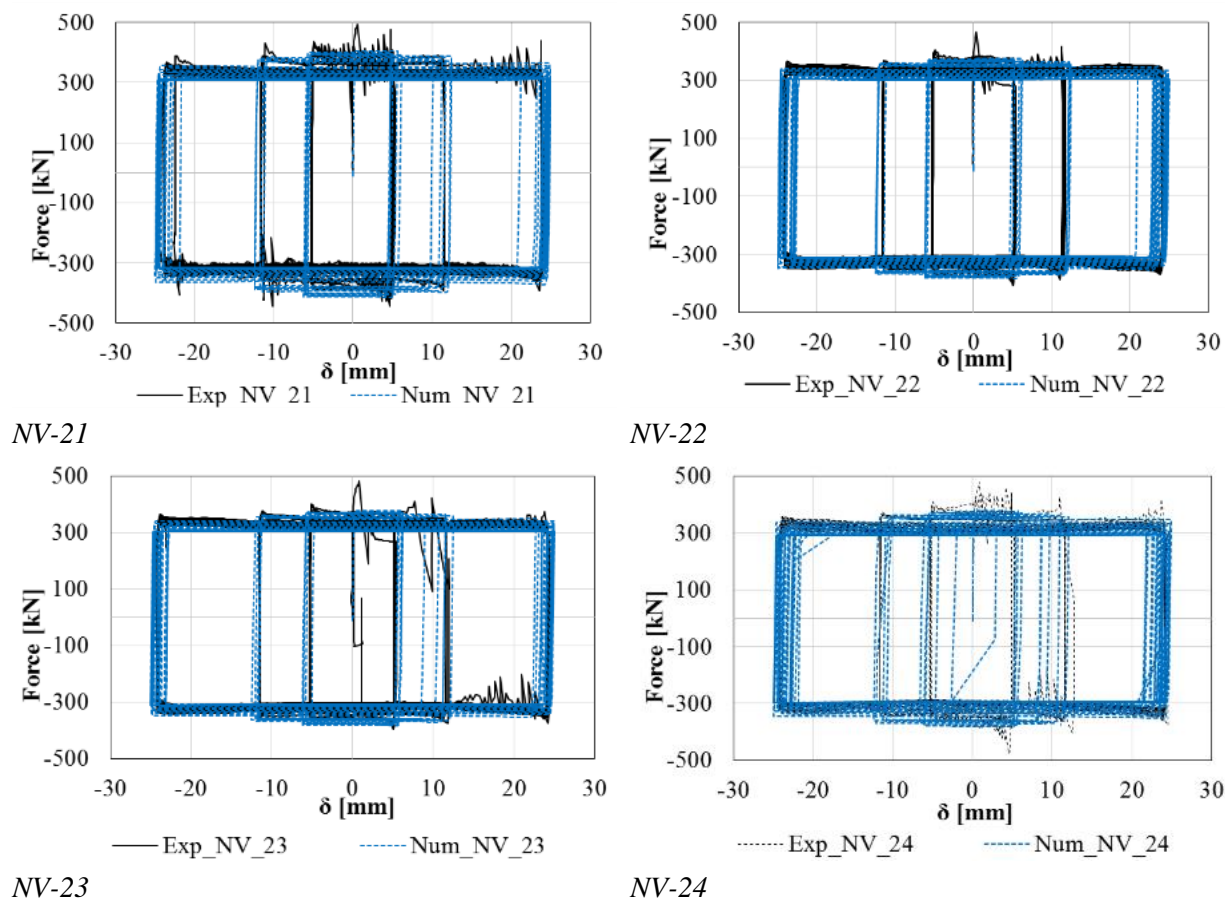
c) Зависимост на коеф.на триене от T°



d) Изменение на коефициента на триене

Фигура 4.5 – Поведение на образци NV-21-22-23-24 в зависимост от приплъзването

Фиг. 4.6 представя сравнения между експериментални и теоретични зависимости между силата на хлъзгане и преместванията. Вижда се ясно, че анализите по МКЕ са в състояние да опишат добре хистерезисните криви, давайки много точни резултати.

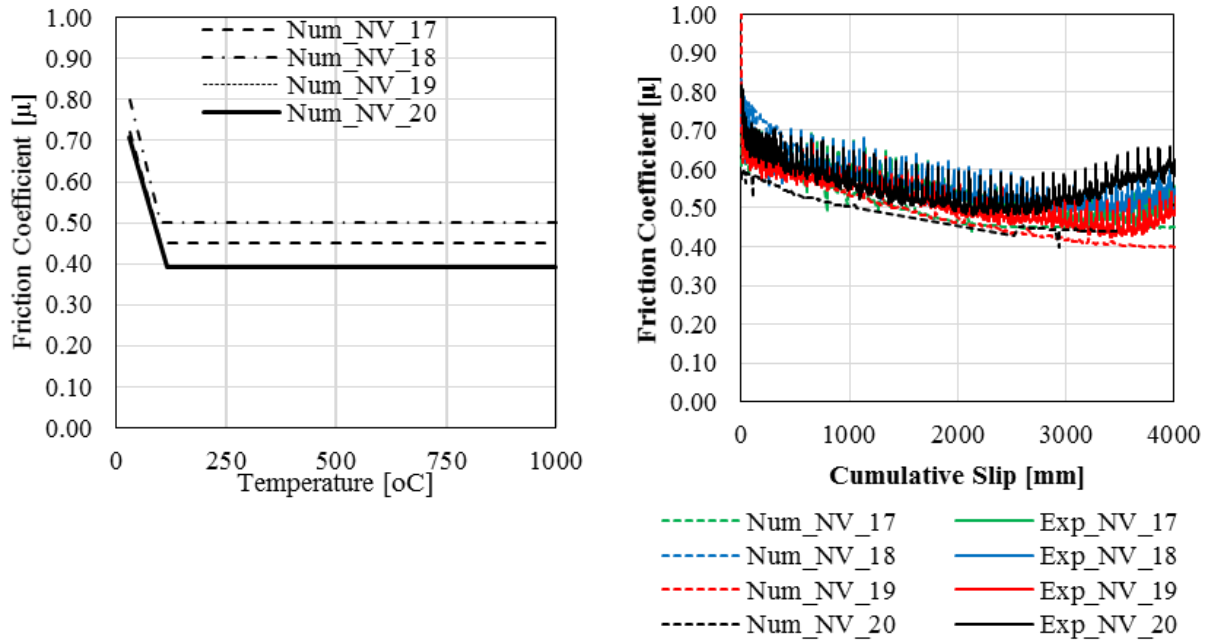


Фигура 4.6 – Симулирано и експериментално поведение на образци NV21-22-23-24 с материал М6

4.2.2.2 Влияние на дисковите пружини при фрикционен материал М4 [NV17-18-19-20]

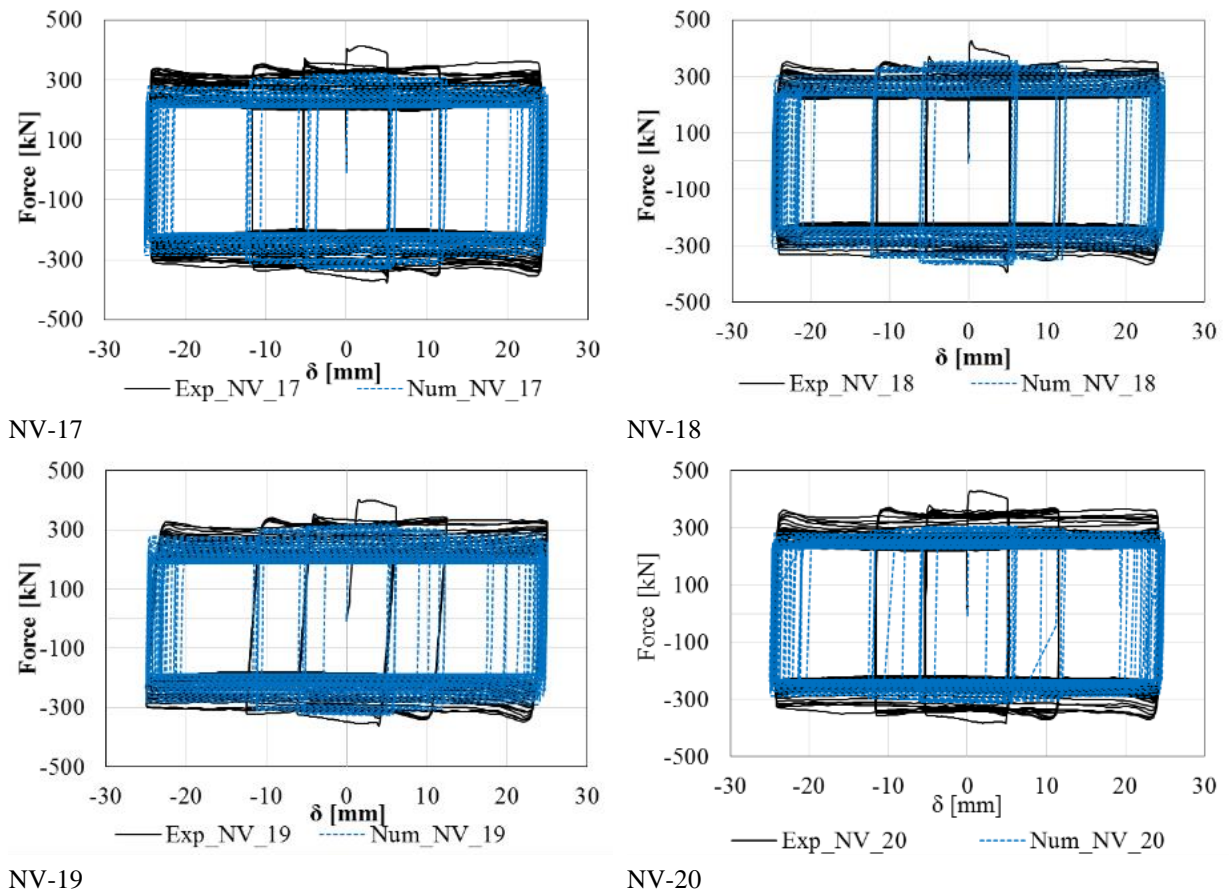
Изпитванията показват, че материал М4 претърпява по-голяма деградация на коефициента на триене при приплъзването, което резултира в необходимост от по-сложно моделиране. И в този случай не са констатирани значителни разлики в загубата на напрегаща сила в зависимост от броя на дисковите пружини (DS). С увеличаването на температурата вследствие на триенето, коефициентът на триене съответно намалява, което се отчита чрез зададени зависимости от температурата (Фиг. 4.7а). Още повече, че липсва пряка зависимост между броя на дисковите пружини и деградацията на коефициентите на триене (Фиг. 4.7b).

На Фиг. 4.8 са представени зависимости между силата при хлъзгане и преместванията, които показват отчетлива деградация на носимоспособността на триене с всеки следващ цикъл.



а) Коэффициент на триене в зависимост от температурата б) Зависимости на коэффициента на триене от кумулативното преместване

Фигура 4.7 – Зависимости за коэффициента на триене при образци с припокриване с фрикционен материал М4 [NV-17-18-19-20]



Фигура 4.8 – Зависимости „сила – преместване“ за образци с материал М4 [NV-17-18-19-20]

4.2.2.3 Влияние на контактните напрежения върху коефициента на триене

За да се изследва зависимостта на коефициента на триене от натисковите напрежения в контактните повърхности, при анализите по МКЕ са записвани и съответните резултати. Това позволява да се установи връзка между измерените при експериментите сили на триене и напреженията в съответните контактни площи във вида:

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

където:

F_f = измерената при експеримента сила на триене;

F_{pre} = експериментално измерената нормална сила = предварителното налягане;

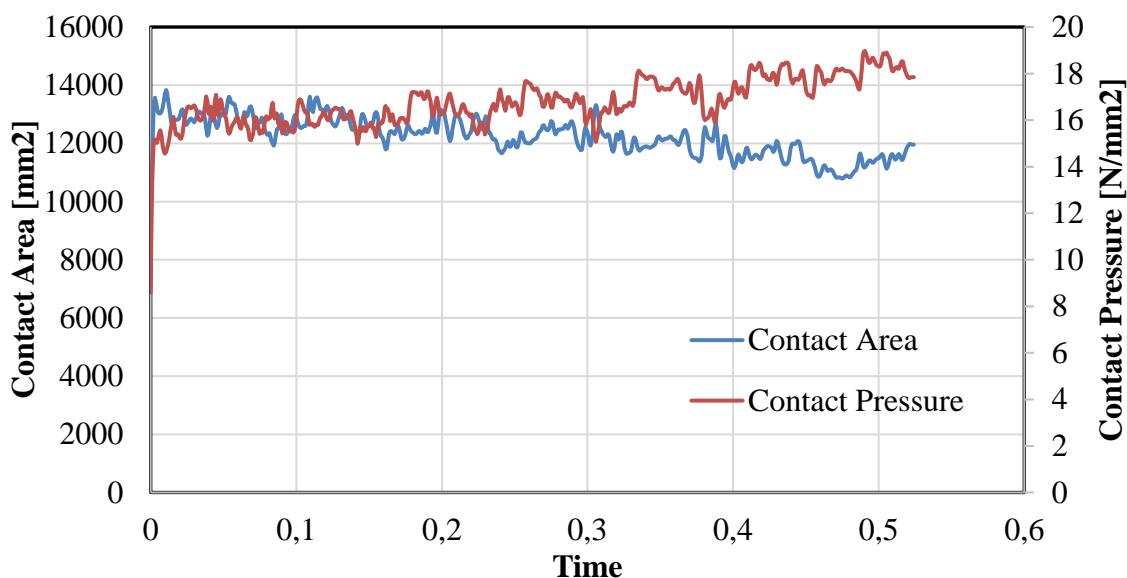
F_N = нормалната сила получена от анализа по МКЕ;

P = контактното напрежение получено от анализа;

A = контактната площ определена от анализа;

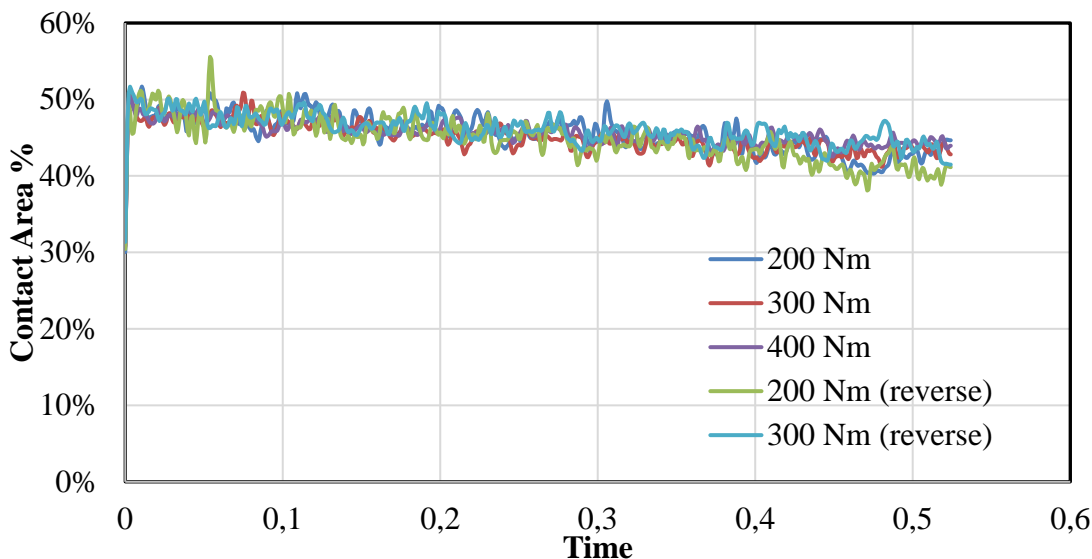
$\mu(F_{pre})$ = коефициент на триене определен на база експерименталните резултати;

$\mu(F_N)$ = коефициент на триене изчислен чрез зависимостта между експерименталните и аналитичните резултати.

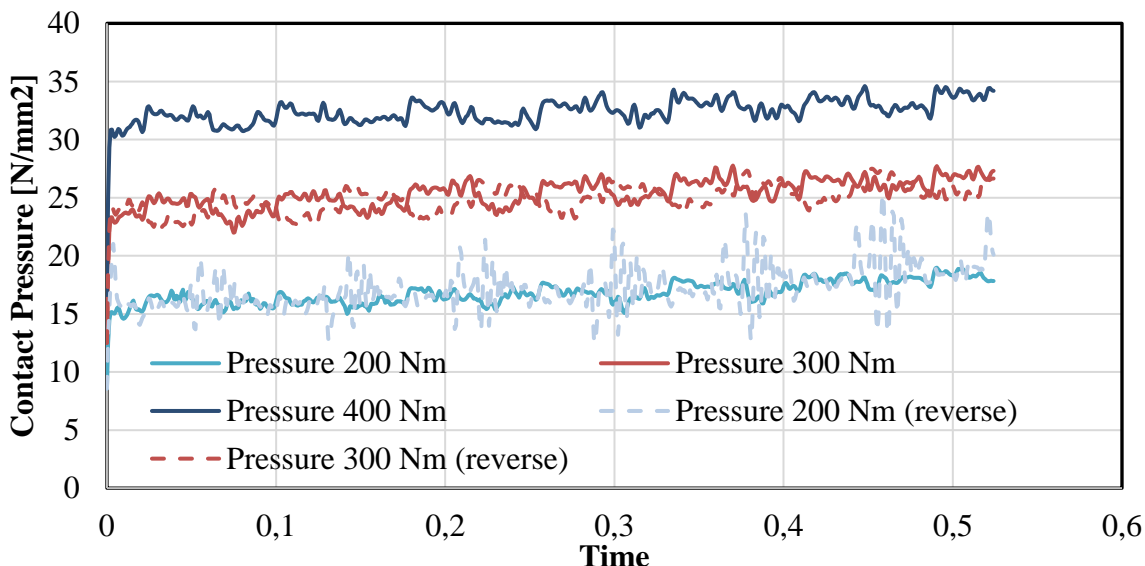


Фигура 4.9 – Контактна площ – контактна натискова напрежение

Както се вижда от Фиг. 4.9, с натрупване на преместванията във времето, независимо от посоката на движение, контактната площ леко намалява, докато контактните напрежения леко се увеличават. Оказва се, че независимо от величината на предварително налягане на болтовете, контактните напрежения и измерената контактна площ следват същата тенденция и при експериментите, както се вижда от Фиг. 4.10 и Фиг. 4.11. Това означава, че фрикционните материали имат достатъчна коравина и не се влияят от контактните напрежения. Лекото намаляване на контактната площ може да е следствие от еласто-пластично поведение на фрикционните материали или да се дължи на незначително огъване на стоманените площи.



Фигура 4.10 – Контактна площ [%] при различни стойности на въртящия момент за налягане на болтовете



Фигура 4.11 – Контактни напрежения при различни стойности на въртящия момент за налягане на болтовете

Експериментите също показват, че по-високите стойности на предварително налягане резултат в по-малки коефициенти на триене, което се дължи на трибологичните¹ характеристики на фрикционния слой. При постоянното движение на устройството се наблюдава и много слаба деградация на силата на триене, което може да се дължи на загуба на ефективна контактна площ и съответното увеличаване на напреженията в нея, аналогично на това, което се установява и при числените анализи.

¹ Трибология е науката за контакта и триенето между тела, които се движат едно спрямо друго.

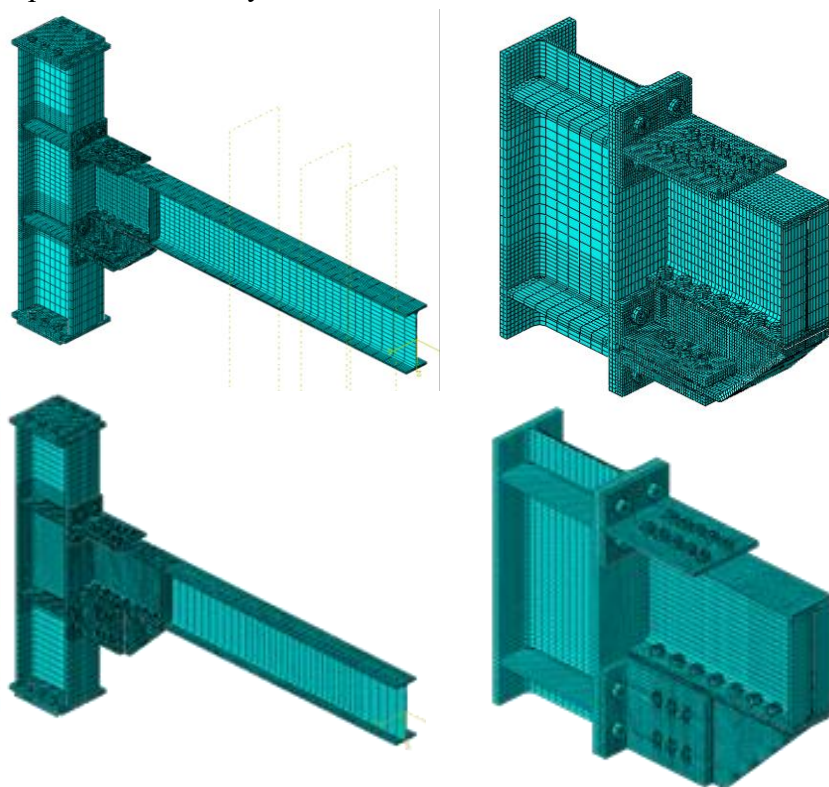
4.3 ЧИСЛЕНО МОДЕЛИРАНЕ НА СЪЕДИНЕНИЯТА FREEDAM

За да се проучат и оценят механизмите на предаване на усилията от ригел на колона и на преразпределение на усилията и деформациите между болтовете от дисипативното устройство, е направено числено моделиране на съединенията FREEDAM и е изследвано поведението им.

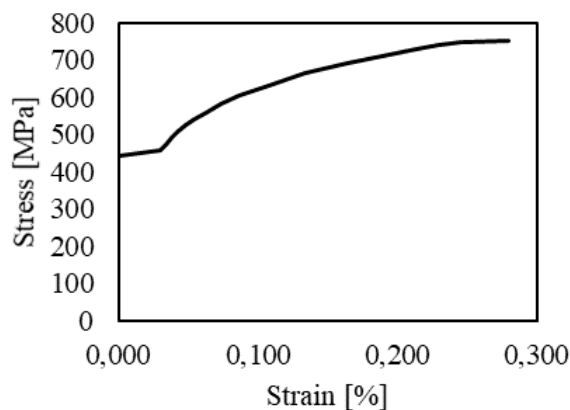
Проведени са параметрични симулации за изучаване на поведението на възлите с фрикционни демпфери при монотонно и циклично променливо натоварване след калибриране на моделите чрез сравнение с резултатите от експерименталните изследвания.

4.3.1 Моделиране – основни предпоставки

Числените модели, изготвени с програмен продукт ABAQUS v 6.14 [2], са валидирани чрез експериментални изследвания. Проведен е псевдостатичен анализ с Dynamic Implicit Solver на програмата, при който се прилага директно интегриране с променлива стъпка във времето за подобряване на сходимостта на решението при очаквана значителна дисипация на енергия. Образците са моделирани чрез линейни триизмерни крайни елементи C3D8R (с 8 възела и редуцирано интегриране в 1 точка в центъра). Елементите са с включена геометрична и физична нелинейност. При провеждане на тестовете с едроразмерни конфигурации на рамкови възли е наблюдавано неочаквано приплъзване на колоната спрямо опорната конструкция, което е взето предвид и в числения модел. На Фигура 4.12 са показани триизмерни изображения на моделираните възли, а на Фигура 4.13 - работната диаграма на материала, определена чрез осредняване на експериментално получените зависимости.



Фигура 4.12 – Триизмерни изображения на моделираните възли с FREEDAM демпфери



Фигура 4.13 – Осреднена работна диаграма за стомана S355

Като част от експерименталната програма са определени материалните характеристики за стоманата чрез изпитване на епруветки. Получените граници на провлачане са 380 MPa за гредите, 427 MPa за колоните и 443 MPa за L- и T-профилите. Модулът на линейни деформации е 210000 MPa, а коефициентът на Poisson е 0,3.

Нелинейният характер на работната диаграма е отчетен чрез задаване на половин цикъл от хистерезисна примка на работната зависимост, с прието нелинейно кинематично и изотропно пластично уякчаване, описано в [5-10]. Болтовете са моделирани съгласно [3,4].

При моделиране на взаимодействието между болтове и плочи, в зоната на контакт на припокриващите се елементи са включени следните опции за взаимодействие на повърхнините (Surface behavior): Normal behaviour за пресъздаване на челния контакт с функцията Hard Contact и Tangential behaviour за отразяване на взаимното приплъзване, основано на закона за триене на Coulomb. В допълнение, за да се симулира редукцията на коефициента на триене вследствие на изглаждане на повърхностните неравности на фриксионните подложки, се отчита зависимостта на коефициента на триене от температурата, изложена в §1.2. Според нея с увеличаване на температурата от непрекъснатото плъзгане на контактните плочи коефициентът намалява. Референтните коефициенти на триене са показани в Таблица 4.3. Представените по-долу числени симулации са проведени за динамичен коефициент на триене с персентил 5%.

Таблица 4.3: Фриксионни характеристики – коефициент на триене

Коефициент триене	на 5% Персентил	95% Персентил
	$\mu_{5\%}$	$\mu_{95\%}$
Статичен	0.69	0.84
Динамичен	0.53	0.65

Тъй като не се очаква развитие на пластични деформации в зоната на заваръчните шевове, взаимните премествания между контактните повърхнини са ограничени чрез въвеждане на връзки „tie constraints“ и по този начин е моделирано опростено наличието на шевове с пълен провар.

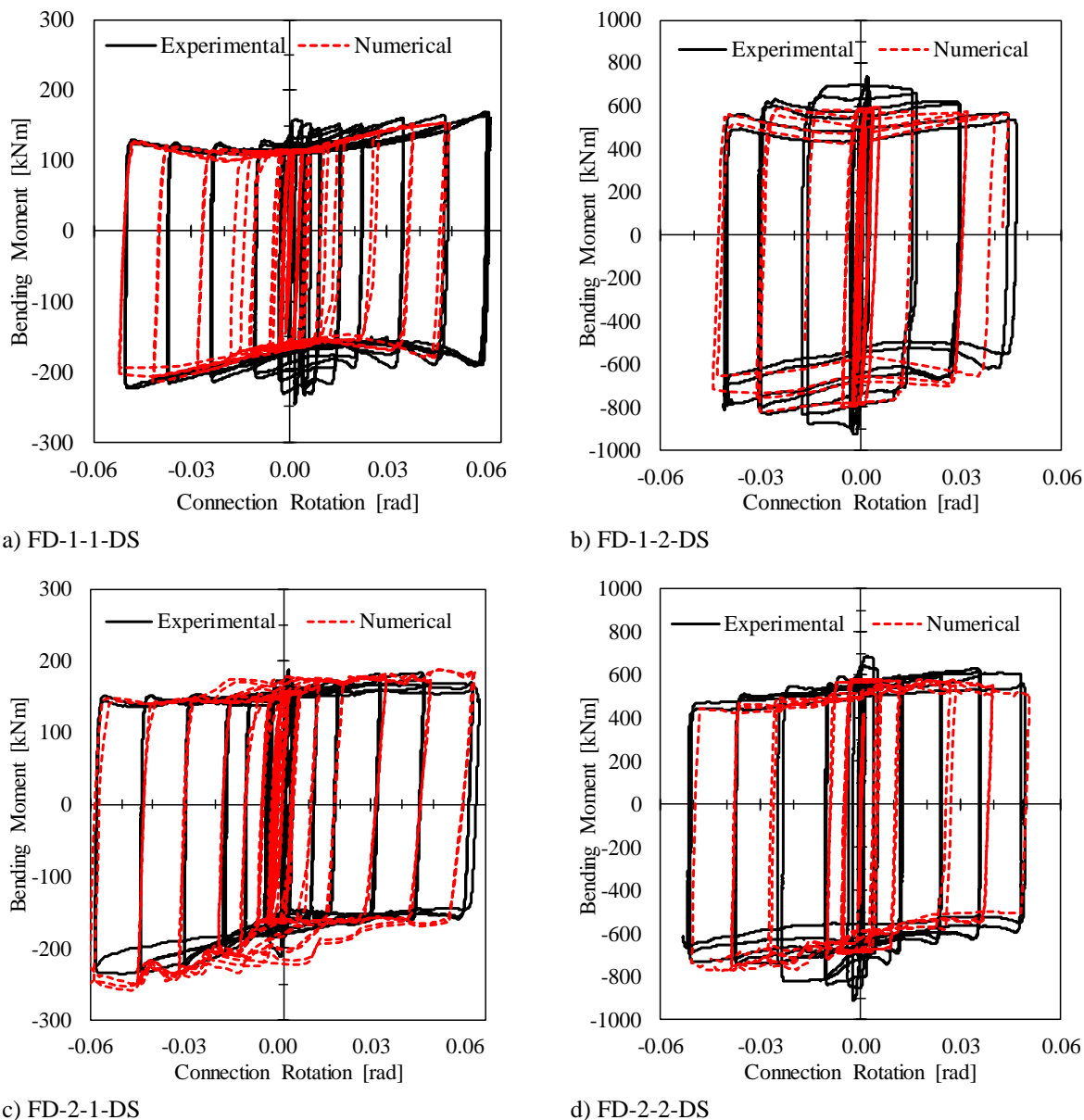
Анализът е проведен с отчитане на две стъпки на натоварване: (i) налягане на болтовете и (ii) прилагане на историята на натоварване под формата на премествания.

Реализираните по време на експериментите опори са симулирани прецизно в моделите чрез въведените гранични условия във възлите. Гредите са укрепени странично в сечения, съответстващи на укрепванията при експерименталната установка. Както и при

тестовете, приложен е протоколът на натоварване от AISC 341 [11], като се достига до относително междуетажно преместване 5 %.

4.3.2 Анализ и проверка на резултатите: крайни възли

Приетите при моделирането предпоставки достоверно пресъздават глобалното и локалното реагиране на възлите, както може да се види от Фигури 4.14 и 4.15.

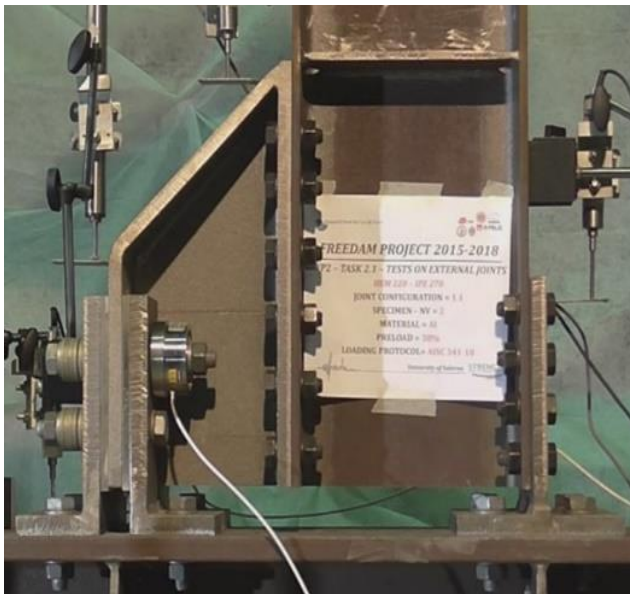


Фигура 4.14 – Сравнение на зависимостите „огъващ момент – ротация на възела“ от експерименти и числено моделиране

Тъй като преходът от статичен към динамичен коефициент на триене не е отразен, реагирането на възела в началните цикли не е съвсем коректно. Но влиянието на тази неточност намалява с увеличаване на броя на товарните цикли.

Въпреки че по време на експериментите не са установени повреди в стоманените елементи, при числените изследвания се наблюдава ограничено развитие на пластични деформации в основата на стеблото на горния Т-профил (до центъра на натисковата зона), в основата на L-профилите, в ъгловата зона на пояса на гредата под горния Т-профил и в

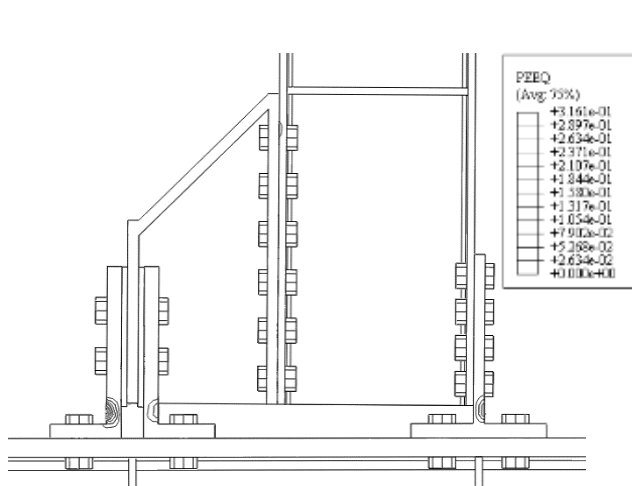
болтовете от дисипативното устройство работещи на срязване, които са представени на Фигура 4.15 чрез еквивалентните пластични относителни деформации (PEEQ). Развитието на пластични деформации в болтовете е от огъване, провокирано от работата на срязване, като при хоризонтална конфигурация на фриktionното съединение те са концентрирани в две контактни зони, а при вертикалната – в една, в средата на болтовете. Локалните пластични деформации са по-интензивни при втория вариант (виж Фигура 4.16), като в болтовете близо до челото на колоната не се достига до пластифициране.



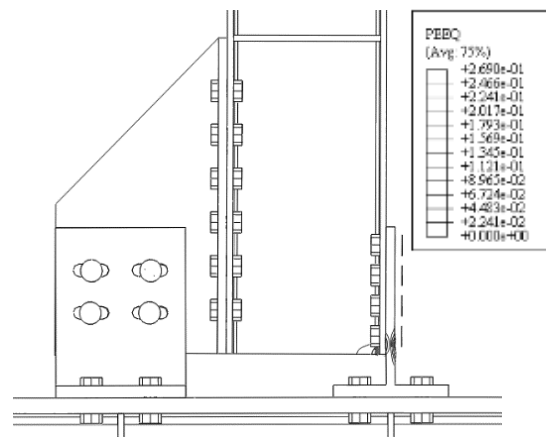
а) Образец на възел FD 1-1



б) Образец на възел FD 2-1

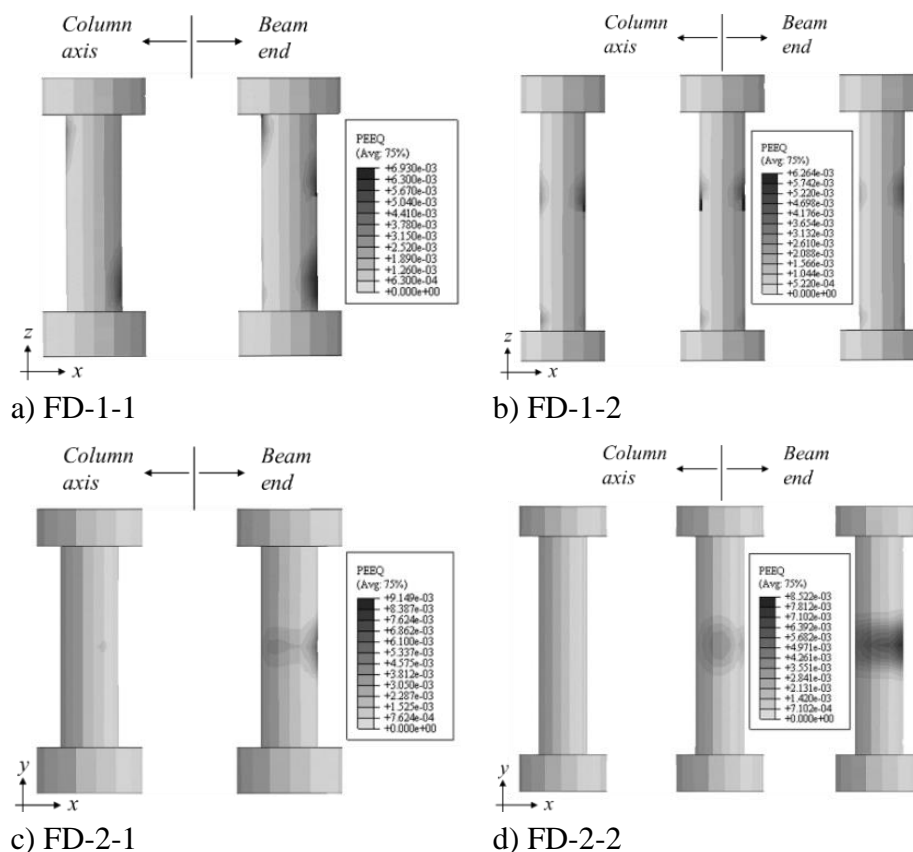


с) Разпределение на PEEQ от модела на възел FD 1-1



д) Разпределение на PEEQ от модела на възел FD 2-1

Фигура 4.15 – Сравнение на експерименталните образци и числените модели след циклично натоварване до относителна ротация 5%



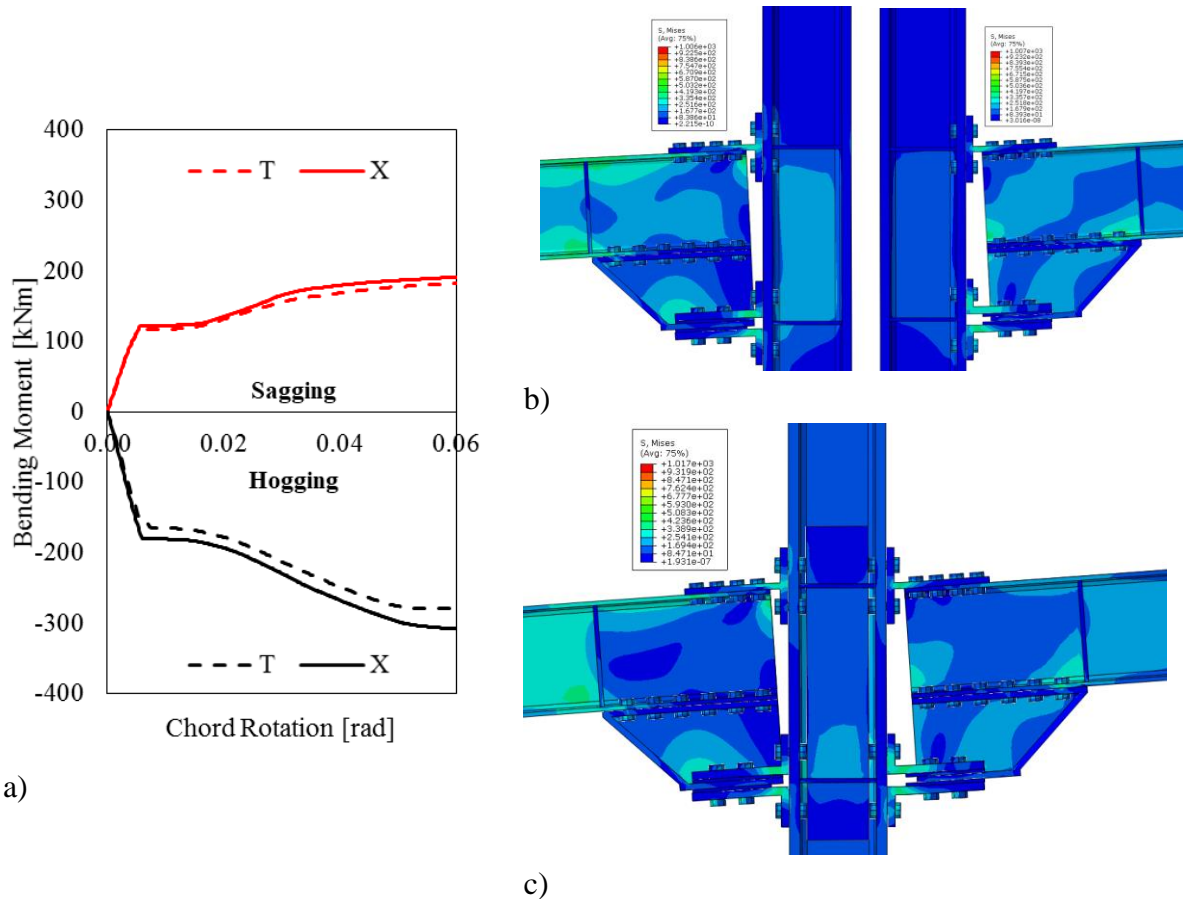
Фигура 4.16 – Еквивалентни относителни пластични деформации (PEEQ) в болтовете от демпферното устройство

4.3.3 Анализ и проверка на резултатите: вътрешни възли

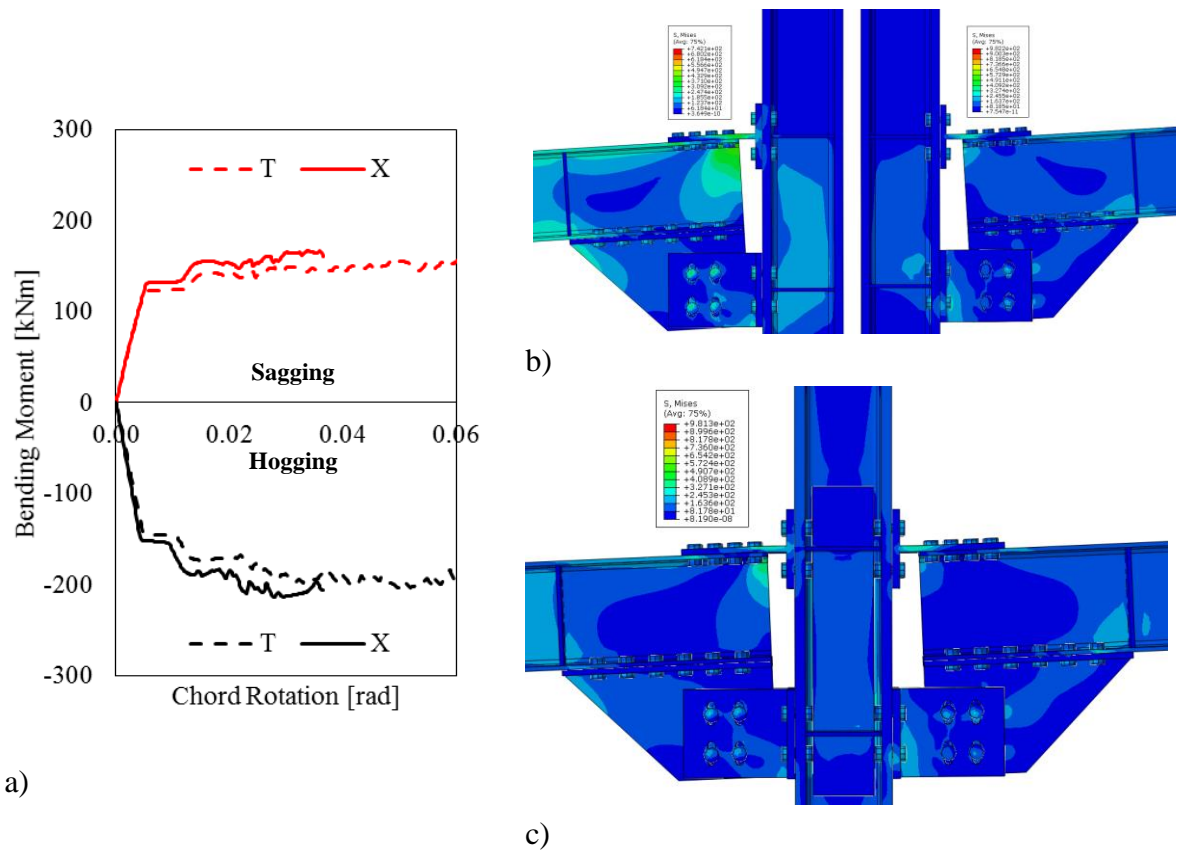
Поведението на вътрешните възли, означени във фигурите по-долу като „X” възли, е близко до показаното от външните възли („T” възли). Характеризира се с работа в еластичен стадий на възловото поле на колоната и с нелинеен механизъм на реагиране на демпферите FREEDAM. Затова, за краткост, реагирането на „X“- и „T“ възлите е представено заедно, като е направено диференциране по отношение на вида на конфигурацията, съответно с хоризонтален и с вертикален демпфер.

На Фигури 4.17a и 4.18a са показани зависимостите „момент-ротация“ съответно на възлите с вута и с вертикално демпферно устройство. Както беше споменато по-рано, разликите са незначителни и се дължат основно на коравината на колоните, която е по-голяма при вътрешните възли. Вследствие на това, при една и съща хордова ротация, приносът на вътрешните колони в общата ротация е по-малък, а приплъзването в демпферното устройство – по-голямо, както и съответната реактивна сила.

Деформираната схема и разпределението на напреженията са приблизително еднакви при „T“- и „X“ възлите, както е видно от Фигури 4.17b и 4.17c, и от Фигури 4.18b и 4.18c, съответно за конфигурациите с вуги и с вертикални ребра.



Фигура 4.17 – Сравнение между T- и X възлите с вути



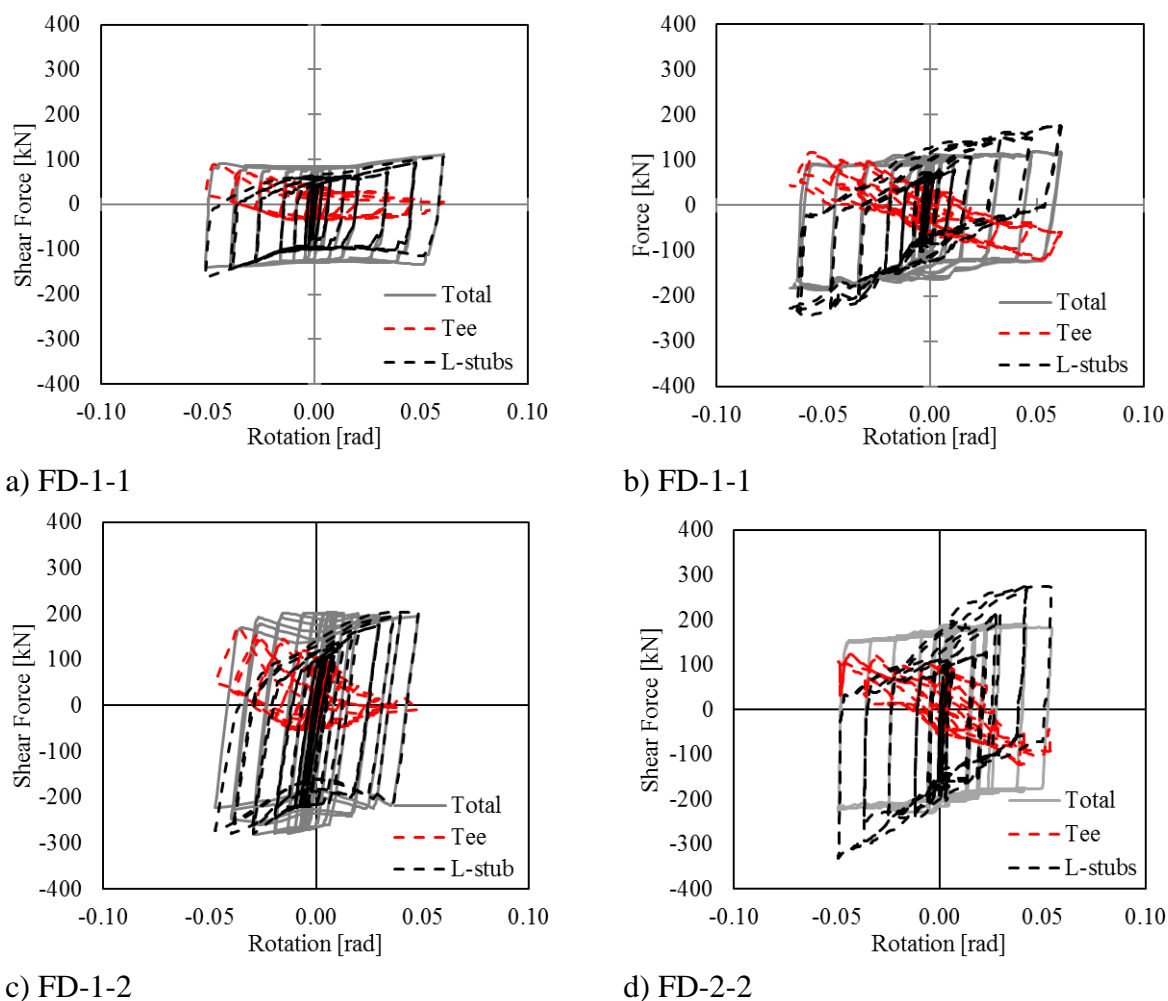
Фигура 4.18 – Сравнение между T- и X възлите с вертикален демпфер

4.4 РЕЗЮМЕ НА НОВАТА ИНФОРМАЦИЯ ЗА ОРАЗМЕРИТЕЛНАТА ПРОЦЕДУРА

4.4.1 Срязващи сили в съединенията с T- и L-профилите

За да се гарантира носимоспособността на съединенията на T- и L-профилите с колоните, работещи на срязване комбинирано с опън, са изследвани всички техни аспекти чрез числено моделиране на местните ефекти.

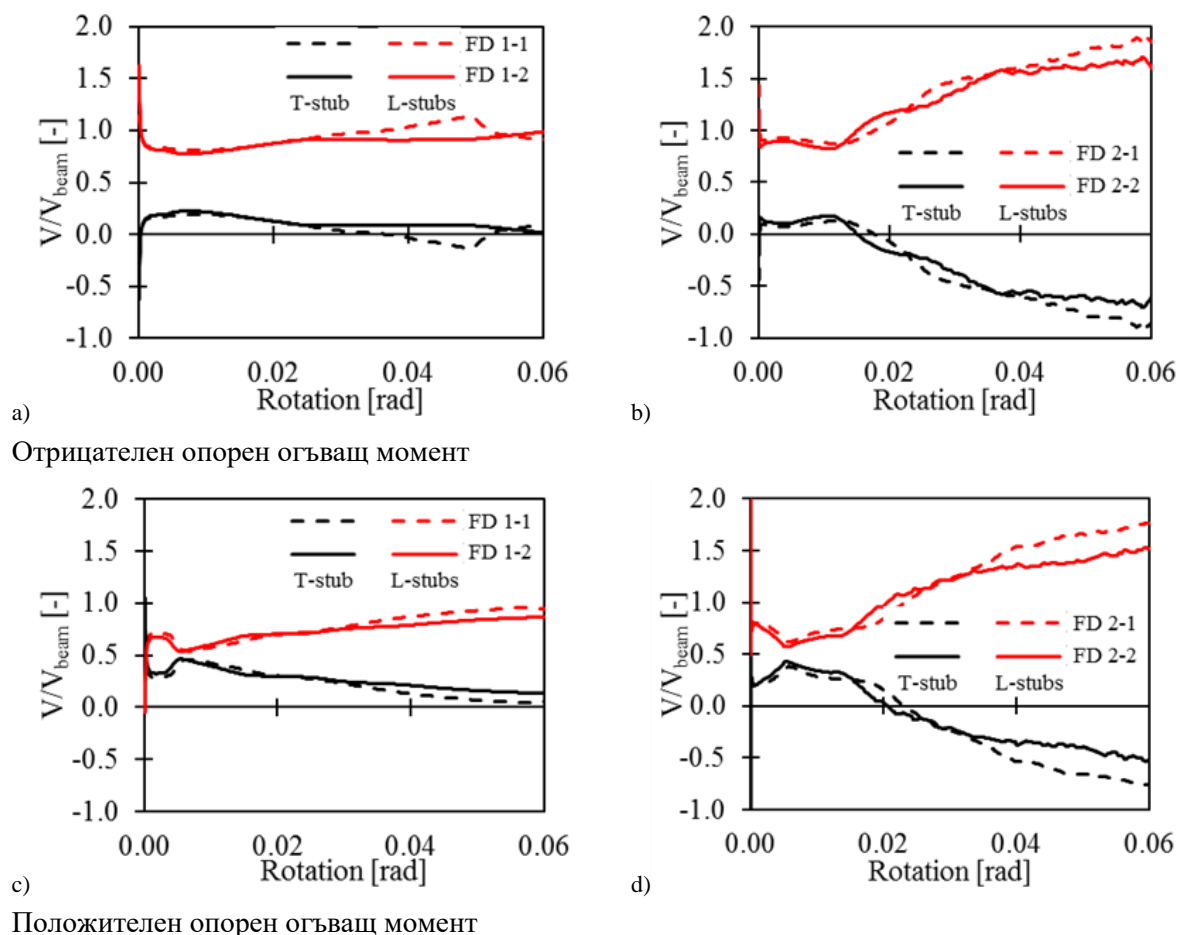
На Фигура 4. е изобразено разпределението на срязващите сили на нивото на T- и L- профилите, както и сумарното срязващото усилие, действащо в сечение, съвпадащо с челото на колоната. И при двете конфигурации на дисипативните устройства кумулативната срязваща сила от двата компонента (сумата от съответните абсолютни стойности) е по-голяма от срязващото усилие при челото на колоната, (виж Фигура 4. a) и c) за тип 1 и Фигура 4. b) и d) за тип 2). За да се изследва изменението на срязващата сила в зависимост от ротацията на възела, са проведени независими числени анализи с монотонно нарастващо натоварване, създаващо положителни и отрицателни опорни моменти.



Фигура 4.19 – Срязващи сили, предавани от компонентите на възела

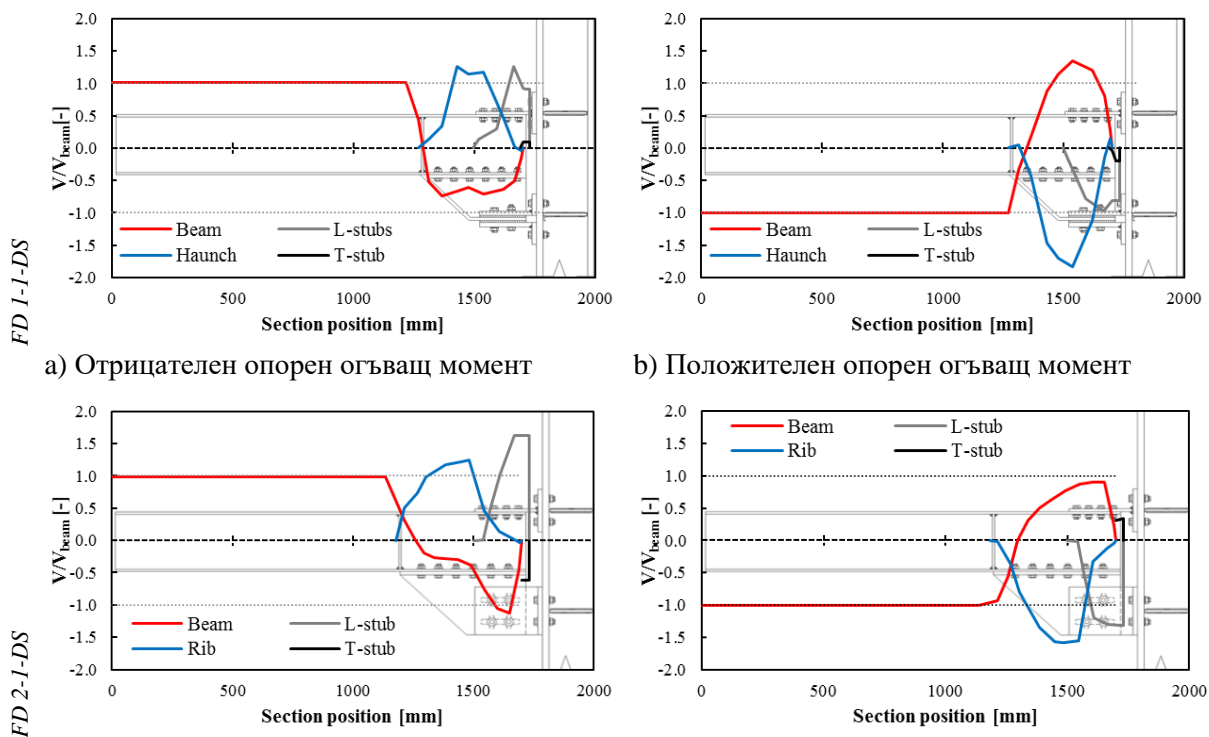
Резултатите, представени на Фигура 4., потвърждават направените наблюдения и показват интензивността на срязващите сили, предавани от компонентите. Видимо е, че за разгледаните случаи срязващите сили, трансферирани от L-профилите, са по-големи

спрямо предаваните от Т-профилите. Възлите от тип 1 се характеризират с поведение, при което максималната срязваща сила от Т-профилите достига до около 50% от срязващото усилие при челото на колоната, а силата от L-профилите – до 100% от същото усилие (Фигура 4.a и c). Но докато при този тип възли компонентите предават кумулативна срязваща сила приблизително равна на тази при челото на колоната, при конфигурация тип 2 (Фигура 4.b) и d)) неколккратно е наблюдавано, че сумарните срязващи сили от компонентите надвишават срязващата сила до опората, като при ротация около 0.06 rad силата предавана от L-профилите е почти два пъти по-голяма от опорната.



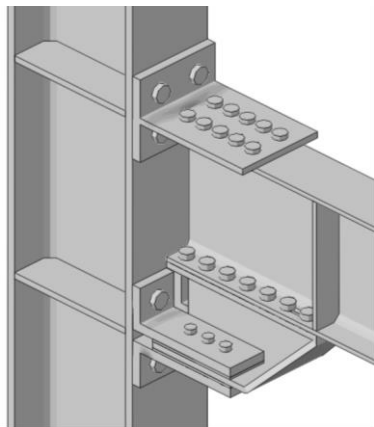
Фигура 4.20 – Отношение на срязващата сила от компонентите към срязващата сила в сечението на гредата при челото на колоната

Разликата в разпределението на срязващите сили между двата компонента се дължи основно на по-голямата коравина на вертикално разположените L-профили по отношение на вертикалната срязваща сила. В действителност, трансферът на срязващата сила между компонентите на възела е много сложен и зависи от конфигурацията, което се вижда от Фигура 4.21. При възел тип 1 (FD 1-1-DS) срязващите сили са с един и същ знак, като в Т-профила тя е малко по-малка от тази в L-профилите. При FD 2-1-DS в Т-профила силата е с противоположен знак, което води до допълнителното ѝ завишаване в L-профилите (от условието за статично равновесие). Разпределението на усилията между компонентите при положителни и отрицателни моменти е сходно при всички конфигурации, като трансферът се осъществява по-плавно при положителни опорни моменти.

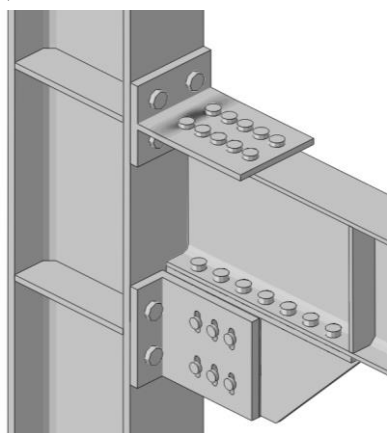
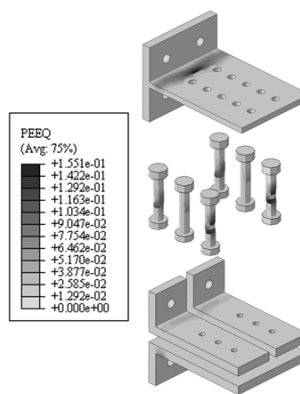


Фигура 4.21 – Разпределение на срязващите сили между отделните компоненти при завъртане на демпфера 0.04 rad

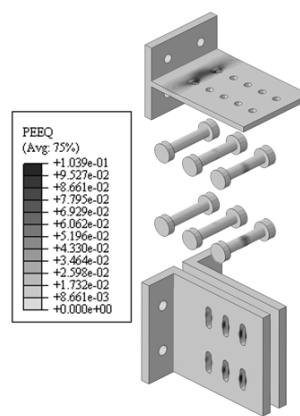
В резултат на числените анализи, възпроизвеждащи проведените експерименти, се наблюдава ограничено развитие на пластични деформации в основата на Т-профила и на L-профила (за случая на конфигурация тип 1), в болтовете от фрикционните съединения, както и в по-малка степен в гредата, (в пояса ѝ в зоната на съединението точно под стебло на Т-профила и при овалните отвори в края на съединението в зоната на вутата). Тези резултати от моделирането на едроразмерните рамкови възли са представени на Фигура 4. чрез РЕЕQ (еквивалентни пластични относителни деформации). Както се вижда от интензивността на РЕЕQ в диаграмите, получена при ротация 0.05 rad, пластичните деформации са по-големи при модела с хоризонтален демпфер. Аналогичен е изводът и от Фигура 4., където са показани диаграми на дисипираната енергия. Трябва да се отбележи, че енергията, разсеяна чрез триене, нормализирана спрямо общата дисипирана, е по-голяма при втората конфигурация, а нормализираната разсеяна пластична енергия е по-голяма при възел тип 1. И въпреки, че количеството на пластичната работа при двете конфигурации е различно, и в двата случая разсеяната енергия за развитие на пластични деформации е по-малка от 5 % от общата дисипирана енергия, при ротация 0.05 rad.



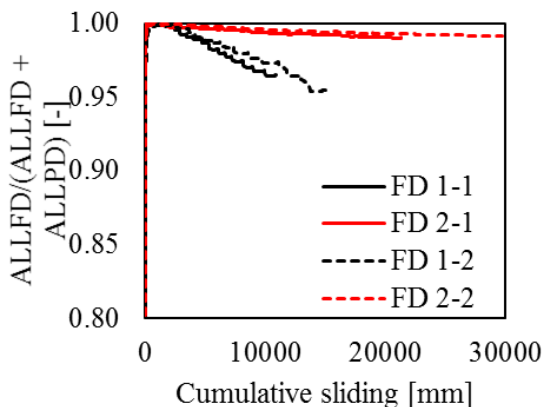
a) FD-1-2



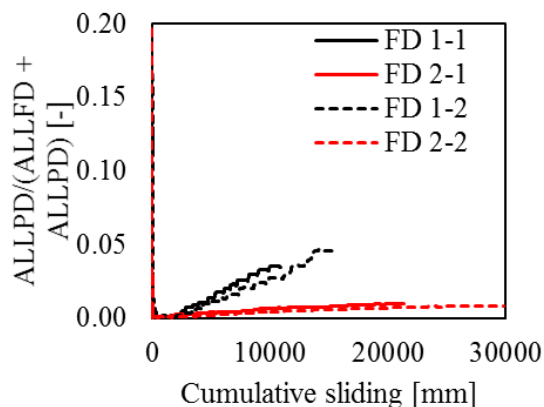
b) FD-2-2



Фигура 4.22 – Разпределение на PEEQ в резултат на проведения анализ на моделираните едроразмерни възли при циклично променливо натоварване



a)



b)

Фигура 4.23 – Нормализирана дисипирана енергия а) разсеяна чрез триене б) разсеяна чрез пластични деформации

4.4.2 Влияние на предварителното налягане на болтовете

Експериментите доказват, че нивото на предварително налягане на болтовете е от значение за поведението на дисипативните устройства. Във връзка с този извод е проведено параметрично изследване при различни нива на налягането, с отчитане на силата зададена при тестовете (означена по-надолу с N_b), на 50% по-малка от нея ($0.5N_b$), и на 50% по-голяма от нея ($1.5N_b$). Трябва да се отбележи, че последната е по-малка от $F_{p,c}$ (равна на 172 kN за болтове M20–10.9).

На Фигура 4.24 е направено сравнение между реагирането на четирите възела (по два варианта от всяка конфигурация). В Таблицы 4.4 и 4.5 са показани резултатите от численото моделиране. Дадените стойности за $M^{(+)}$ и $M^{(-)}$ в таблиците съответстват на положителните и отрицателните моменти, при които се получава приплъзване. Уравнения (4.2), (4.3) и (4.4) изясняват значението на параметрите, показани в таблиците.

$$\Gamma^{(+)} = 1 + \frac{M_{0.5N_b}^{(+)} - M_{N_b}^{(+)}}{M_{N_b}^{(+)}} \quad (4.2)$$

$$\Gamma^{(-)} = 1 + \frac{M_{0.5N_b}^{(-)} - M_{N_b}^{(-)}}{M_{N_b}^{(-)}} \quad (4.3)$$

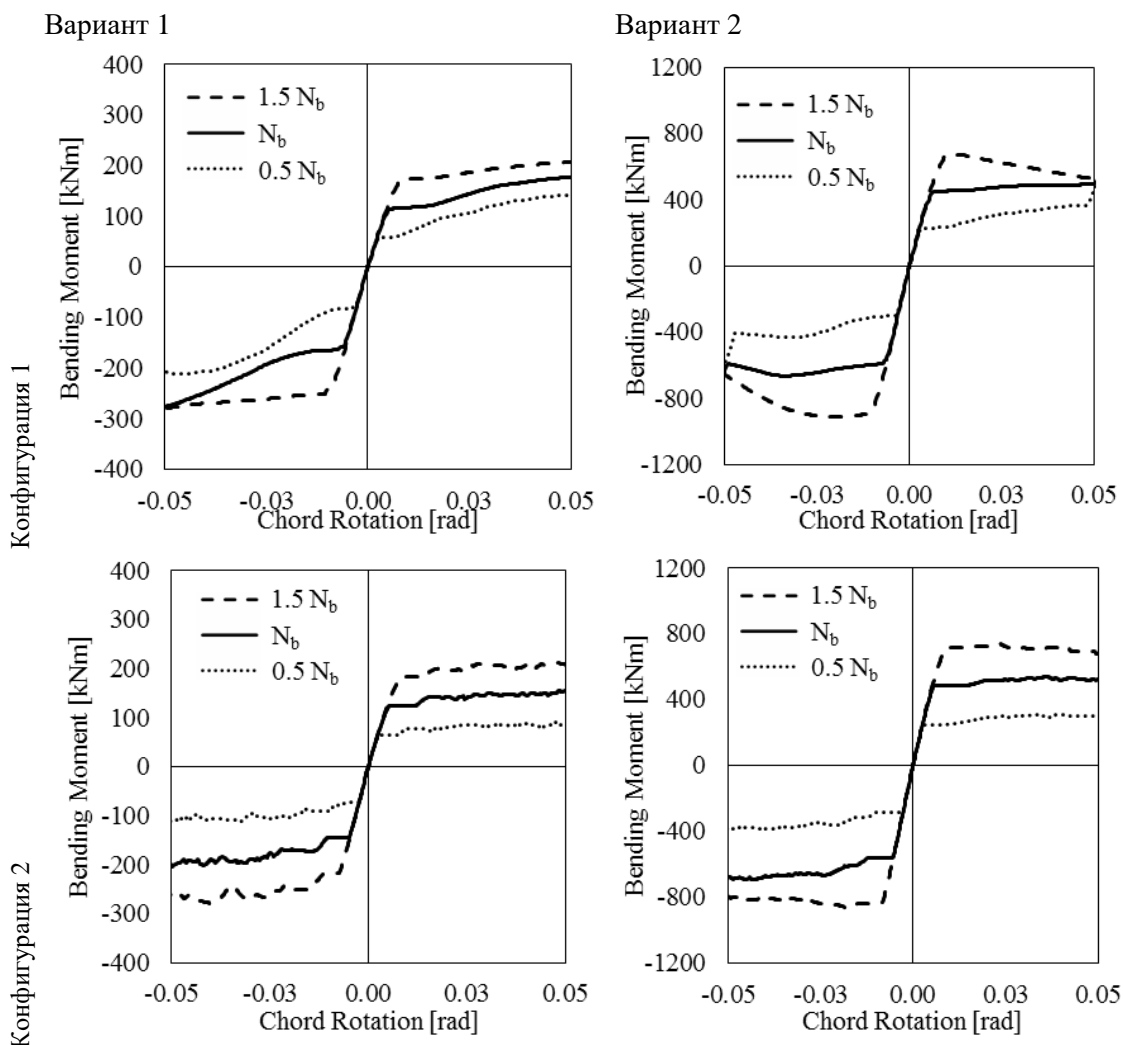
$$\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)} = \frac{M^{(-)} - M^{(+)}}{M^{(-)}} \quad (4.4)$$

В горните изрази, с $\Gamma^{(+)}$ and $\Gamma^{(-)}$ са означени вариациите на носимоспособността на възлите съответно при положителни и отрицателни огъващи моменти вследствие промяната на налягащата сила. С индекси са указани моделите, от които са отчетени огъващите моменти, т.е. за $1.5N_b$ или за $0.5N_b$. В графата $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$ е показана разликата между отрицателния и положителния огъващ момент, отнесена към отрицателния момент при трите нива на налягане.

Както се очаква, нивото на налягане влияе върху носимоспособността на огъване, но по различен начин при двете направления на огъващия момент. От Таблицы 4.4 и 4.5 се вижда, че при постоянна височина на напречното сечение на гредата, налягаща сила и коефициент на триене, разликата зависи от конфигурацията на възела. Разликата е около 25% при възел тип 1 и 15% при тип 2.

От Фигура 4. се вижда, че пост-еластичното реагиране на възела зависи от височината на напречното сечение на гредата и от нивото на налягане на болтовете, отнесено към проектната налягаща сила. По-специално, при ниска греда и относително по-ниско налягане, поведението се характеризира със закоравяване (с положителен наклон), докато при по-висока греда и с относително по-високо налягане се наблюдава омекване (отрицателен наклон), което е по-изразено при по-високи нива на налягащата сила в болтовото съединение. Явлението е по-изявено при отрицателен огъващ момент. Като цяло, пост-еластичното поведение на двата варианта на възела от втората конфигурация се характеризира с почти хоризонтална линейна работна зависимост.

Началната коравина на възела не се влияе от вариацията на налягащата сила, а от коравината на другите компоненти на възела (съединението при челото на колоната, възловото поле на колоната и др.).



Фигура 4.24 – Влияние на напрегащите сили върху капацитета на огъване

Таблица 4.4: Огъващи моменти в модел FD 1-2-DS при вариация в напрегащата сила

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

Таблица 4.5: Огъващи моменти в модел FD 2-2-DS при вариация в напрегащата сила

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

4.4.3 Влияние на коефициента на триене

Друг важен проектен параметър е коефициентът на триене на плъзгащите се повърхности. За да се оцени влиянието му върху поведението на възела, са взети предвид три стойности на коефициента μ , съответстващи на 5% перцентил ($\mu_{5\%}$), на средната стойност (μ_{avg}), приета 0.59, и на 95 % перцентил ($\mu_{95\%}$), виж

На Фигура 4. са показани графиките от численото моделиране, изобразяващи огъващите моменти спрямо ротацията на хордата. Може да се види, че при нарастване на перцентила на коефициента на триене нараства и капацитетът на възела. Това доказва необходимостта да се отчита вариацията на фрикционните характеристики на подложките при оразмеряването на елементите, работещи в еластичен стадий.

Ефектите на закоравяване/омекване са подобни и при двете възлови конфигурации, като изменението на диаграмите е приблизително пропорционално на промяната на коефициента на триене. В Таблица 4.6 и 4.7 е обобщена вариацията на капацитета на огъване за модели FD-1-2-DS и FD-2-2-DS при завишаване на коефициента на триене (μ_{avg} и $\mu_{95\%}$) спрямо проектния коефициент ($\mu_{5\%}$) при отрицателен ($M^{(-)}$) и положителен ($M^{(+)}$) огъващ момент.

Таблица 4.6: Огъващи моменти в модел FD 1-2 при вариация на коефициента на триене

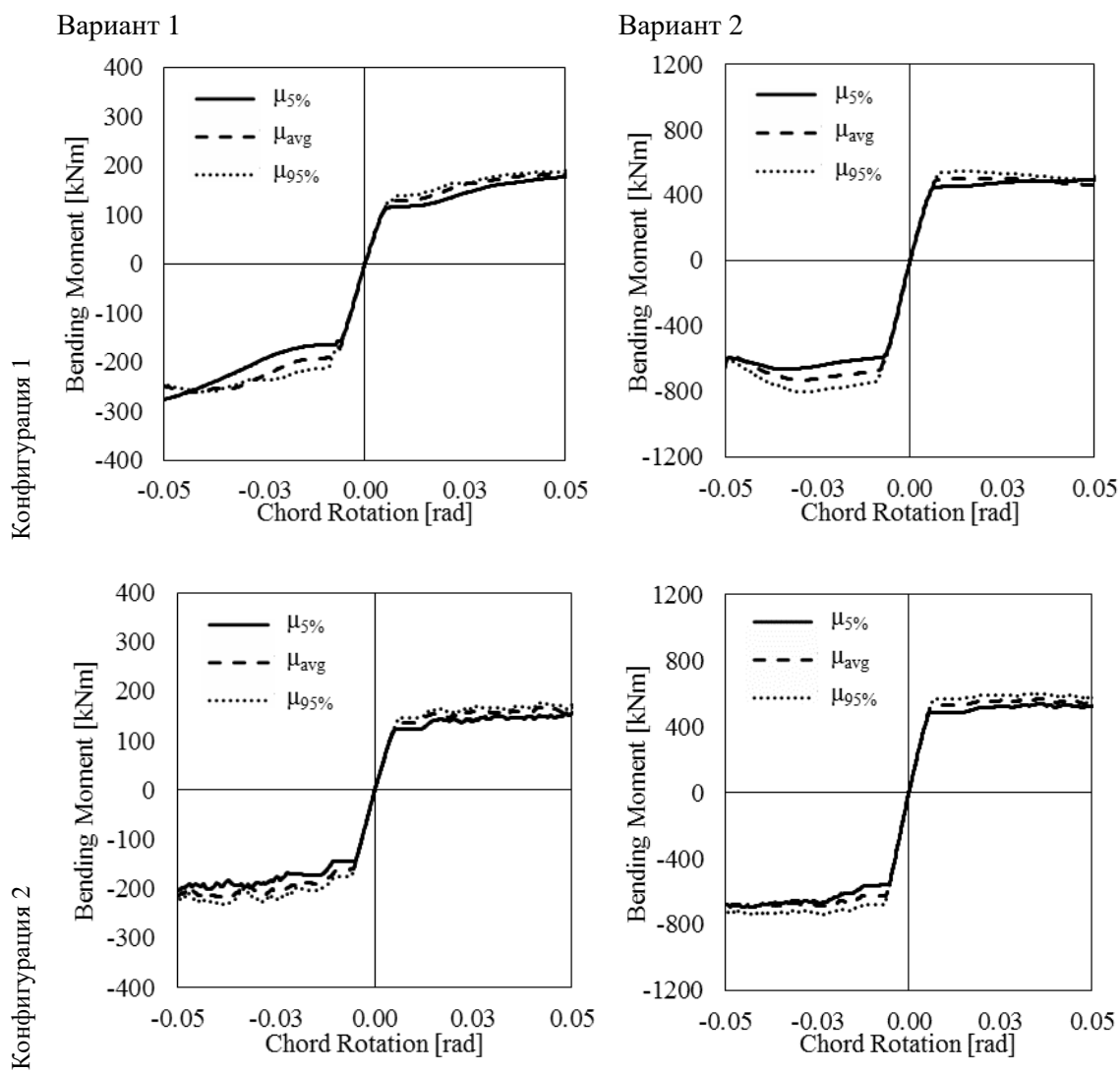
Коефициент на триене	на $\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$	-	446	593	-	-	25%
μ_{avg}	110%	521	670	117%	113%	22%
$\mu_{95\%}$	117%	535	733	120%	124%	27%

Таблица 4.7: Огъващи моменти в модел FD 2-2 при вариация на коефициента на триене

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

Промените в поведението на D-1-2-DS не са пряко обвързани с изменението на коефициента на триене. Например, нарастването на огъващия момент не е пропорционално на нарастването на μ . Същевременно, при анализирание на резултатите от модел FD-2-2-DS в Таблица 4.7 се вижда, че има тясна връзка между вариацията на огъващия момент и на фрикционните характеристики.

Параметърът $\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$, определен за тази серия от анализи, потвърждава предишно наблюдение за връзка между типа на конфигурацията и реагирането при положителни и отрицателни опорни моменти (стойността на този параметър е приблизително 25% при конфигурация 1 и 15% за конфигурация 2).



Фигура 4.25 – Влияние на коефициента на триене върху носимоспособността на огъване

4.5 ЛИТЕРАТУРА

- [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. *Journal 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. *Journal 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.

ГЛАВА 5

ПОВЕДЕНИЕ ПРИ УДАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

5.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Известно е, че поведението на съединенията греда-колона при ударно въздействие може да се различава от поведението при нормални условия на натоварване [1–4]. Това се дължи основно на повишени деформации в части на съединенията, дължащи се на високите скорости, характерни за ударните въздействия.

Скоростта на деформиране е характеристика, дефинираща изменението на деформацията (d_ϵ) за единица време (d_t), на което е подложен материалът, d_ϵ/d_t , и оказваща влияние на зависимостта напрежения-деформации на материала. Като цяло якостните характеристики се повишават при високи скорости на деформиране, като този ефект е по-силно изразен при стомани с висока дуктилност. Например за нисковъглеродна стомана границата на провлачане при повишена скорост на деформиране (приблизително 600s^{-1}) може да достигне 1,5 пъти границата на провлачане при статично натоварване [5,6], докато при високоякостната стомана за болтове обикновено не се наблюдава завишение на границата на провлачане, по-голямо от 10% [1,7,8]. Освен с повишаване на якостта, високата скорост на деформиране се свързва и с намаляване на дуктилността.

Обикновено вариацията на якостните характеристики на стоманата, подложена на повишена скорост на деформиране, се описва с коефициента на динамично повишаване *DIF* (dynamic increase factor). Той представлява отношение на якостта, установена при повишена скорост на деформиране и якостта, установена при статично натоварване. В литературата са налични методи за определяне на коефициента на динамично повишаване на границата на провлачане [9,10]. Такъв е моделът на Johnson-Cook [9], при който зависимостта между якост и скорост на деформиране се описва чрез логаритмична функция.

Частите на възлите са изготвени от различни класове стомана (обикновено високоякостна стомана за болтовете и нисковъглеродна стомана за стоманените плочи). По тази причина е лесно да се установи, че динамичното реагиране на възлите може силно да се различава от статичното, в зависимост от характеристиките при повишено деформиране на материалите, използвани за болтовете и стоманените плочи. Като цяло се наблюдава повишаване на еластичната и граничната носеща способност на възлите, докато дуктилността им се редуцира с увеличаване на скоростта на натоварването [1–4]. Добрата локална дуктилност на съединенията е важна, за да се осигурят алтернативни начини за трансфер на натоварванията в конструкцията [11,12]. Ясно е, че ефектите на скоростта на деформиране следва да бъдат отчитани по подходящ начин при моделирането на конструкцията.

В тази глава са обобщени резултатите и изводите, получени в рамките на проекта FREEDAM [13] по отношение поведението на съединенията FREEDAM, подложени на ударно въздействие. По-детайлна информация читателят може да открие в докторските дисертации на Marina D'Antimo [14] и Ana Francisca Santos [15].

5.2 ДЕМПФЕРИ FREEDAM, ПОДЛОЖЕНИ НА УДАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

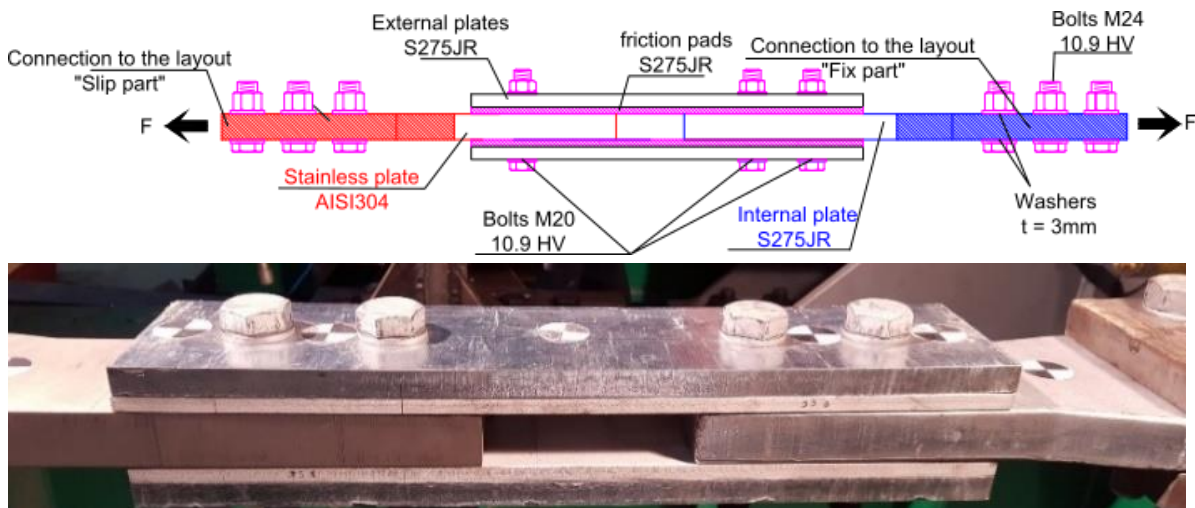
5.2.1 Описание на опитните образци и експерименталната програма

Опитните образци, показани на Фигура 5.1, са подобни на използваните в експериментите с циклично натоварване. Образците представляват двусрезни болтови съединения с припокриване, с двойка допълнителни стоманени плочи с дебелина 8 mm (изготвени от стомана S275JR), върху които е изпълнено струйно нанесено при висока температура покритие (фрикционни подложки). Използвани са предварително напрегнати болтове M20. Образецът се състои от две отделни части. Първата е “плъзгаща се част”, при която е използвана вътрешна плоча с овални отвори (изпълнена от неръждаема стомана AISI304), с цел да се симулира поясът на вутата с овални отвори на съединението FREEDAM. Втората е “неподвижна част”, за която е използвана плоча от стомана S275, свързваща опитния образец към опорното устройство. Освен това между главите на болтовете и фрикционните подложки са предвидени две външни стоманени плочи с дебелина 15 mm. Целта е да се възпроизведе ефектът на разпределение на болтовите сили върху повърхността. Съгласно Еврокод 3 [16] са проектирани три различни модификации на “стандартната“ конфигурация от Фигура 5.1, така че да могат да се изследват различни форми на разрушение на фрикционния демпфер (Фигура 5.2).

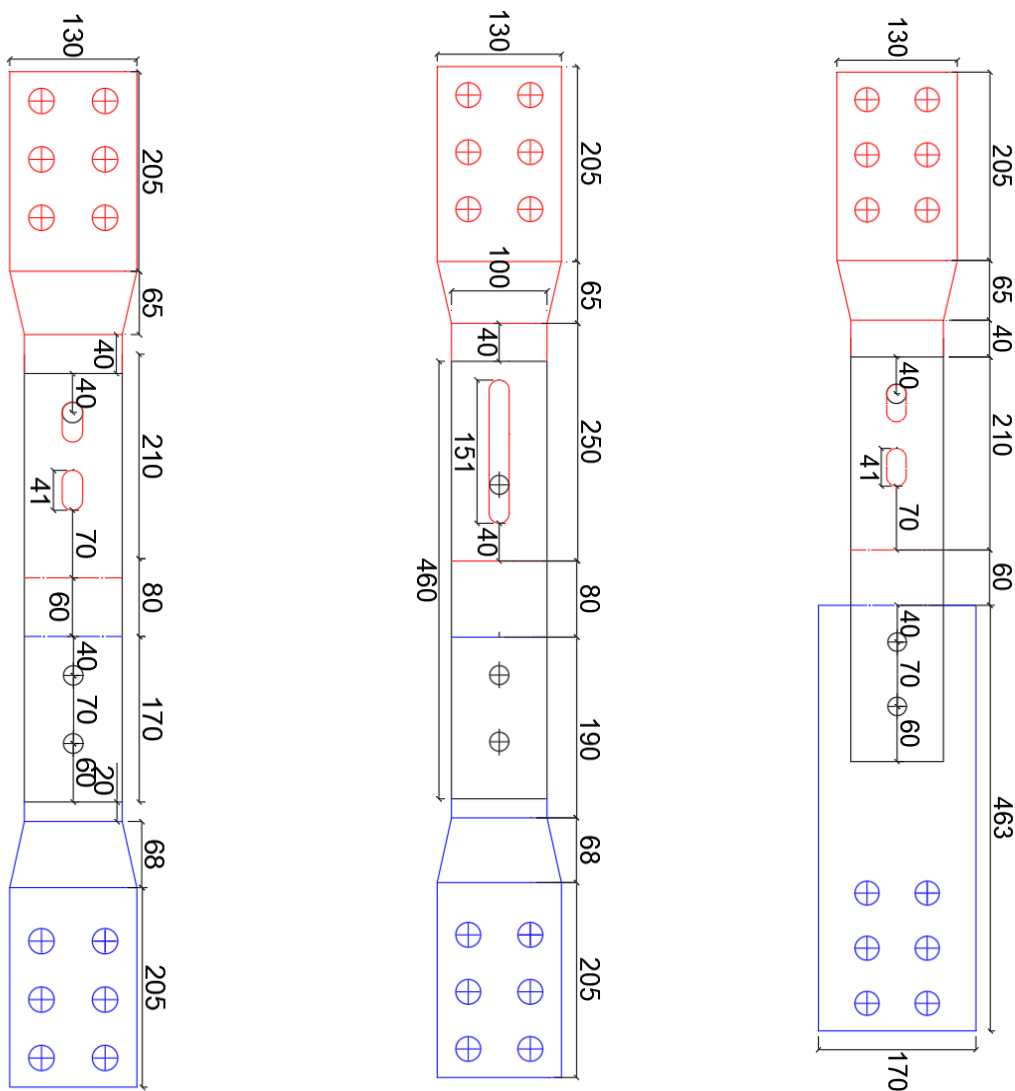
Цялата експериментална програма е обобщена в Таблица 5.1, като е разделена на три групи. В първата група (Група А) е използвана конфигурация *a* на образца (Фигура 5.2), която има два овални отвора с дължина 41 mm, вътрешна плоча с дебелина 30 mm и предварително напрегнати болтове M20 10.9 HV. В група В във всички осем експеримента са използвани болтове M20 8.8 SB. При тези изпитвания образецът *a* е използван само за изпитванията при статично натоварване, а образецът *b* е използван за изпитванията на ударно въздействие. Последният се различава от образец *a* по дължината на овалните отвори (той има само един по-дълъг овален отвор, вж. Фигура 5.2). В Група С е използван образецът *c*, който се различава от конфигурация *a* по дебелината на вътрешните плочи; при него е използвана дебелина 10 mm, така че да може да бъде изследвано смачкването на плоча в зоната на болтовите отвори. В допълнение, ширината на вътрешната плоча на неподвижната част е увеличена, за да се осигури разрушението на плъзгащата се част на образца.

Във всяка група изпитвания са използвани три различни материала за покритие на фрикционните подложки, използвани и в изпитванията при циклично натоварване на демпферите FREEDAM, а именно M1, M4 и M6.

Проведени са общо 32 изпитвания при ударно въздействие. Проведени са и 8 квазистатични изпитвания, които да позволят съпоставка на поведението на образците при монотонно натоварване и удар. Преди всяко изпитване болтовете са предварително напрегнати със сила F_p , равна на $0,5f_{ub}A_s$ (f_{ub} е якостта на опън на болта, а A_s е нетната площ на болта), като за целта е използван калибриран динамометричен ключ. Големината на въртящия момент, приложен за всеки болт, зависи от проектната стойност на предварителното напъгане F_p , диаметъра на болта d и коефициента k на болта.



Фигура 5.1 - Образец FREEDAM - страничен изглед



Конфигурация a

Конфигурация b

Конфигурация c

Фигура 5.2 - Опитни образци – основна проекция (размери в mm).

Таблица 5.1 - Експериментална програма

(1)ID	Конфиг.	Болт	Предв. напр.	(2)Тип изпитване
Група А				
T3- M4/M1/M6-SI-30	a	M20	122.5 kN	4 удара: 20Bar; 50Bar; 75Bar; 100Bar
T4- M1/M6- FI-30		10.9 HV		100Bar
T8-M4/M6/M1-St.-30				Монотонно FC: 0.2kN/s
T10/11 –M4–St. 30				Монотонно DC:0.01mm/s
Група В				
T1-M1- SI-30				3 удара: 40Bar; 60Bar; 80Bar
T2-M1- FI-30	b	M20 8.8 SB	98 kN	80Bar
T1-M6- SI-30				3 удара: 20Bar;40Bar; 60Bar
T7-M1/M6-St.-30	a			Монотонно FC: 0.2kN/s
Група С				
T5-M4- SI-10				5 удара: 50Bar; 80Bar; 100Bar; 120Bar; 150Bar
T5-M1/M6- SI-10	c	M20 10.9 HV	122.5 kN	3 удара: 50 Bar; 100 Bar; 150 Bar
T9-M1-St.-10				Монотонно (2)FC: 0.2kN/s

(1)ID-Тест: Tn°- X- Tt – Pt: Tn°=Номер на тест - X=ID Материал на покритието (M4, M1, M6) – Tt=Тип на изпитването: Последователно ударно (SI), Пълно ударно (FI), Статично (St.) – Pt=Дебелина на вътрешната плоча [mm]

(2)FC – контрол по сила; DC- контрол по преместване

5.2.2 Описание на опитната постановка

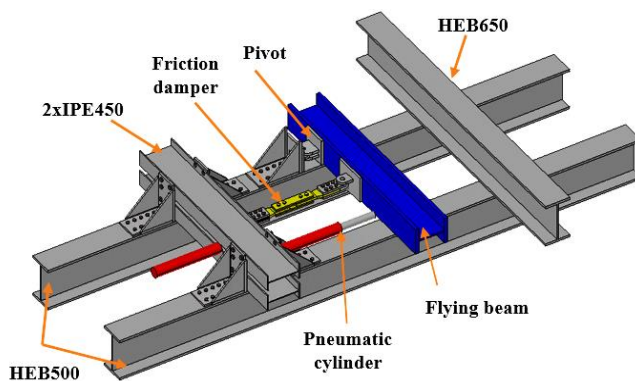
Опитната постановка, използвана за изпитванията на удар, е показана схематично на Фигура 5.3. Част от нея са две хоризонтални греди НЕВ 500, закрепени към силовия под на лабораторията. В единия си край тези греди са свързани с болтове към корава опорна рамка, съставена от два ортогонално разположени елемента с напречно сечение IPE450, а в другия си край са свързани към елемент със сечение НЕВ650. Всички стоманени части на постановката са направени от конструктивна стомана клас S355. По този начин е изпълнена една много корава конструкция, способна да поеме ударите без премествания или ротации. Освен това елементът, към който е приложена ударната сила (“*летяща греда*”), е разположен успоредно на коравата опорна рамка, като е изпълнен от профил с много голяма коравина (HEM340), така че да не деформира значително под действие на ударната сила. “Летящата греда” е подпряна с болтова става в противоположния на приложната точка на въздействието край на гредата. Допълнителни подробности относно експерименталния стенд могат да бъдат намерени в [17].

Опитният образец е свързан към “летящата греда” и към опорната рамка. Граничните условия на образца зависят от вида на натоварванията, които трябва да се предадат. В този случай образецът е прикрепен с две болтови стави, за да се предават само опънни осови сили (Фигура 5.3).

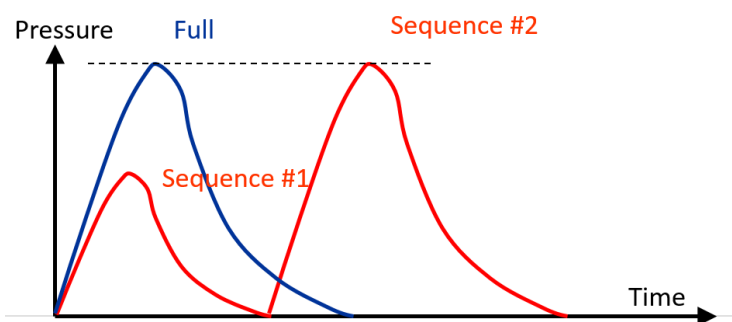
По този начин може да се проведат два типа изпитвания на удар – пълно или последователно (FI или SI). При последователното изпитване един и същ образец се натоварва и разтоварва многократно, с все по-голямо налягане при всеки следващ удар, до достигане на разрушение (червените линии на Фигура 5.4). По този начин е възможно приблизително да се определи стойността на налягането, съответстващо на разрушението. Освен това от фазата на разтоварване може да се получи приблизително еластичната коравина на образца. При пълното изпитване на удар е използвано налягането при разрушение, получено от последователното изпитване.

Необходимата измерителна апаратура за изпитването на образците на удар не е така проста, както при квази-статичните изпитвания, което се дължи на динамичната природа на въздействието. Първо, инерционните сили на системата не могат да бъдат пренебрегвани и второ, използваната измерителна апаратура трябва да е в състояние да обслужва кратковременни изпитвания. Необходимо е да бъдат регистрирани не само сили и премествания, но също ускорения и скорости. Силата се измерва чрез датчик за сила, докато деформацията на образца и “летящата греда” се измерва чрез лазерен триангулачен сензор. Освен това е използвана високоскоростна камера Photron, записваща изпитванията, и даваща информация за премествания, скорости и ускорения на специфични точки от образца.

За да се отчетат инерционните сили на гредата са използвани два акселерометъра, записващи ускоренията в центъра на масите на “летящата греда” a_{cm} и в приложната точка на силата a_f .



Фигура 5.3 - Схема на опитната постановка, използвана за изпитванията на фрикционните демпфери на ударно въздействие



Фигура 5.4 - Типове изпитвания на ударно въздействие – история на силата във времето

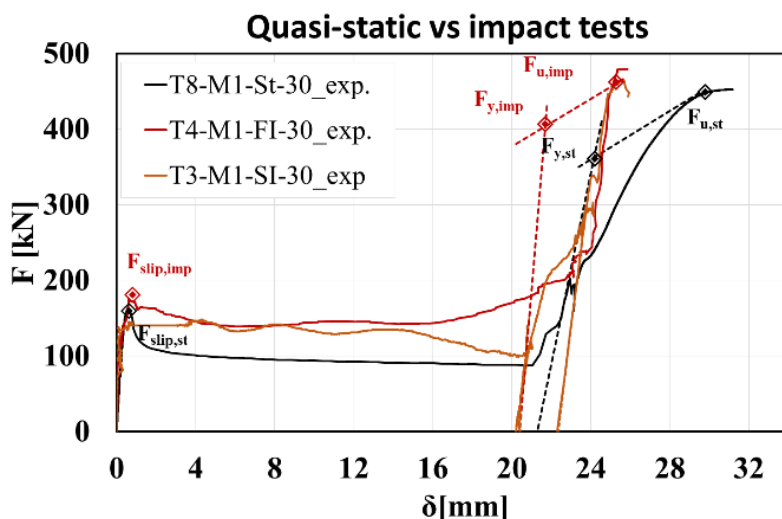
5.2.3 Резултати от изпитванията

Основната цел на експерименталната дейност е да се изследва поведението на демпферите FREEDAM при ударно въздействие, както и да се оцени дали скоростите на деформиране, индуцирани при този тип въздействие, променят значително референтното поведение на образците, наблюдавано при квази-статично натоварване. Оценката е извършена с помощта на динамичния коефициент DF , Уравнение (5.1):

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

равен на отношението на стойността на определен параметър на поведението (P_i) при ударно въздействие (imp) и стойността на същия параметър при квази-статично натоварване (st).

Подбрани са пет параметъра на поведението, а именно: статичният коефициент на триене μ , проектната и граничната носимоспособност (F_y и F_u), началната еластична коравина след приплъзване S_{ini} , както и капацитета на дуктилност на демпфера след приплъзване δ_u . Като пример, на Фигура 5. са докладвани тези параметри за изпитванията от група А (Таблица 5.1) и материал на покритието на фрикционните подложки М1. Таблица 5.2 и Таблица 5.3 обобщават динамичните коефициенти, определени за всички изследвани случаи.



Фигура 5.5 - Експериментални криви сила - преместване (група А, М1)

Таблица 5.2 - Обобщение на стойностите на фрикционните динамични коефициенти и деградацията на носещата способност на триене

Материал	Болт клас	F_k/F_{slip}		DF_{frict}
		Статично	Удар	
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 – кинематична сила на триене (сила в края на плъзгането); F_{slip} – начална сила на триене (вж. Фигура 5.5)

Таблица 5.3. Обобщение на стойностите на динамичните коефициенти след приплъзване

Параметър	DF	Група		
		A	B	C
S	DF_S	1.37	1.28	1.44
F_y	DF_y	1.08	-	1.3
F_u	DF_u	1.04	1.09	1.11
δ_u	DF_δ	0.72	0.57	0.44

Базирайки се на получените резултати, могат да се направят следните основни изводи относно поведението на демпферите FREEDAM:

- Като цяло при ударно въздействие се наблюдава нарастване на началната носеща способност на триене ($DF_{friction}$ в Таблица 5.2). Освен това при плъзгане се наблюдава деградация на носещата способност на триене, както при изпитване на удар, така и при квази-статично изпитване (F_k/F_{slip} в Таблица 5.2). Тази деградация обаче е по-слабо изразена при изпитванията на удар, независимо от материала на покритието, което вероятно се дължи на обстоятелството, че при високи скорости на натоварване началният коефициент на триене е по-близък до кинетичния коефициент на триене. От тази гледна точка, използването на фрикционни демпфери в съединенията може да доведе до повишаване на носещата им способност при товари, приложени с висока скорост, тъй като носещата способност на триене се увеличава при високи скорости на деформиране.
- Еластичната начална коравина след приплъзване (S) също се увеличава при по-високи скорости на натоварване, което е свързано с нарастването на якостта на материалите, от които са изготвени частите на фрикционния демпфер.
- Влиянието на скоростта на натоварването върху граничната носеща способност и дуктилността на фрикционния демпфер е по-съществено, когато образецът се разрушава от смачкване на плочата, а не когато разрушението е от срязване на болт (нарастване на носещата способност от 11% спрямо 5%, и намаляване на дуктилността от 50% спрямо 30%). Това е така, защото неръждаемата стомана, използвана за плочите, е по-чувствителна към скоростта на деформиране, отколкото високоякостната стомана, използвана за болтовете [18,19].
- За изследваните образци формите на разрушение при статичните изпитвания не се променят при високи скорости на натоварването. Промените във формата на разрушение при статично натоварване в резултат на ударно въздействие все още не са напълно изучени, тъй като изглежда зависят от няколко фактора: механичните и геометричните характеристики на частите на съединението (като дебелината на плочите и/или класа на болта), скоростта на изпитването, както и от граничните условия, възприети при изпитването. Например параметричното изследване, проведено от Ribeiro *et al.* [20] показва, че фланцевите Т-профили се разрушават крехко при увеличаване на скоростта на натоварване. От друга страна, други автори като [3,4] наблюдават винаги една и съща форма на разрушение, независимо от дебелината на плочите и приложената скорост на натоварването.

5.2.4 Числена симулация на резултатите от изпитванията

Следвайки експерименталната програма, описана в предишната глава, е проведено числено изследване с цел разширяване на познанието относно поведението на фрикционния демпфер. Първо, численият модел е калибриран, като са симулирани експерименталните резултати. След калибрирането е проведено параметрично изследване, като са разгледани: i) четири дебелини на вътрешната плоча, а именно - 8mm, 10mm, 15mm и 30mm, за да се предизвикат различни форми на разрушение; ii) вариация на началната напрегаща сила в болта; iii) различни нива на скоростта на натоварване.

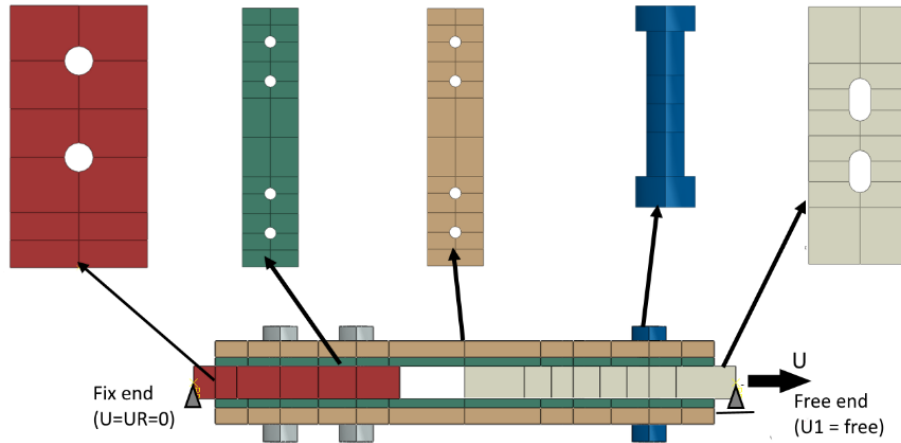
Всички числени симулации са проведени с програмата ABAQUS, като е използван динамичен анализ с неявно числено интегриране [21]. За оценка на квазистатичното поведение на образците е използвана квазистатична процедура, а за оценка на динамичното поведение на образците е използвана процедура с умерена дисипация.

Числените модели имат същата геометрия както експерименталните образци, описани в предишната глава (Фигура 5.6). На плъзгащата се плоча не са налагани ограничения на преместванията, а в другия край, на "неподвижната" вътрешна плоча е наложено ограничение в направление на приложеното преместване.

По отношение на приложеното натоварване са дефинирани две последователни стъпки. Първо, болтовете са напрегнати, като е използван методът на температурния градиент, а след това се прилага издърпването на вътрешната плоча от неръждаема стомана. При квази-статичния анализ преместванията са приложени монотонно. С оглед калибрирането на динамичните числени модели, като гранично условие са приложени експерименталните криви преместване – време.

Моделът по метода на крайните елементи (МКЕ) е генериран, като са използвани обемни крайни елементи C3D8R (континуални елементи от първи ред с редуцирано интегриране) с осем възела, позволяващи отчитане на геометрическата и физическата нелинейност. Условието на контакт в направление, нормално на контактните повърхности, са дефинирани като "твърд контакт", допускащ отлепване. По отношение поведението в тангенциално направление са приети различни настройки, в зависимост от контактните повърхности. За частите, които не са в контакт с фрикционните подложки, е приет коефициент на триене, равен на 0,2, като е използвана формулировка от тип "penalty". За останалите части коефициентът на триене е приет равен на експериментално получената стойност. Освен това, както бе описано в предишната глава, се наблюдава деградация на носещата способност на триене при плъзгането на фрикционния демпфер. Този ефект е отчетен чрез деградация на напрегащата сила съгласно експерименталните резултати. За моделиране на изпитванията на удар е възприет модел, зависещ от скоростта на плъзгане, отчитайки стойностите на DF_{frict} , дадени в Таблица 5.2.

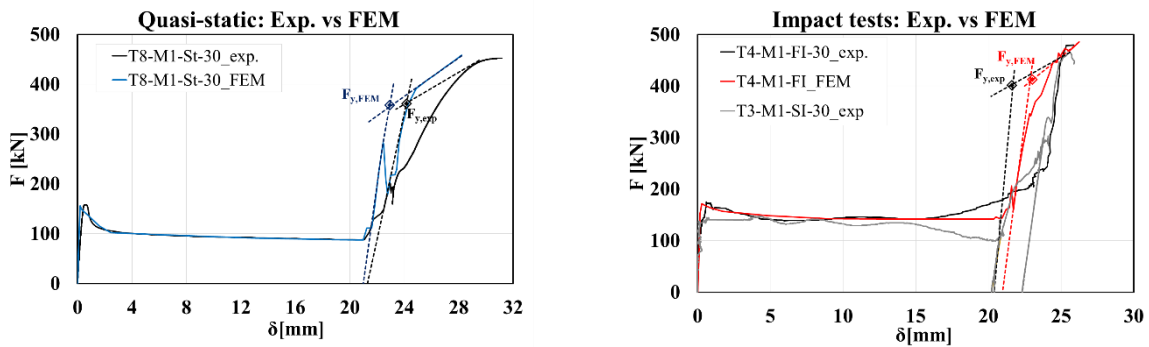
Ключов аспект на числените симулации е дефинирането на свойствата на материала на различните части на демпфера. За цялостна оценка на поведението на демпфера (статично и динамично) е необходимо цялостна дефиниция на зависимостите напрежения-деформации на материалите, отчитаща повредите и влиянието на скоростта на деформиране върху тези зависимости. Повреждането на материалите е отчетено с т. нар. модел на дуктилните повреди, наличен в ABAQUS. Ефектите на скоростта на деформиране са отчетени с помощта на модела на Johnson – Cook [22]



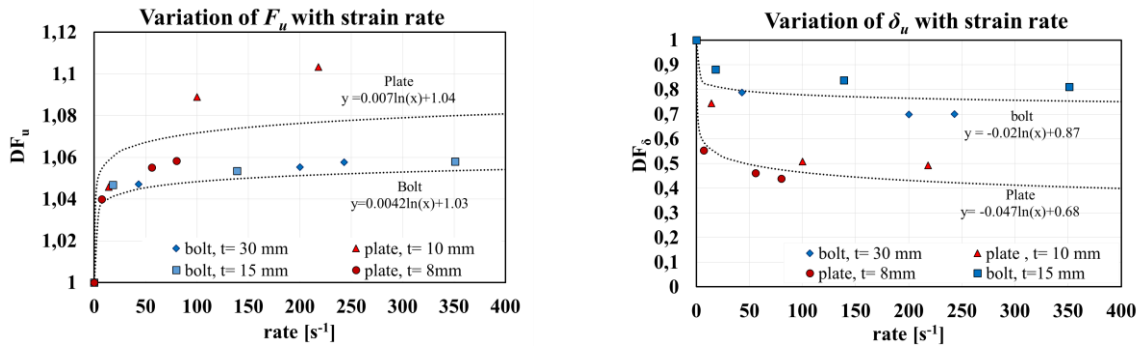
Фигура 5.6 - Числен модел на фрикционния демпфер: геометрия и гранични условия

Както се вижда от Фигура 5.7, съпоставката между експерименталните и числено получените зависимости сила-преместване показва доста добро съвпадение.

Увеличаването на броя на изследваните параметри позволи да се наблюдават различни форми на разрушение и нива на деформиране на всички части на демпфера. Това позволява оценка на трендовите линии, описващи ефектите на скоростта на деформиране за определен параметър на поведение, както е показано на Фигура 5.8 за граничната носеща способност и деформацията на болта и плъзгащата се плоча. След това тези трендови линии бяха приложени в аналитичен модел, дефиниращ поведението на тези елементи [23].



Фигура 5.7 - Съпоставка на зависимости от експеримент и числена симулация



Фигура 5.8 - Влияние на скоростта на деформиране върху поведението на фрикционния демпфер

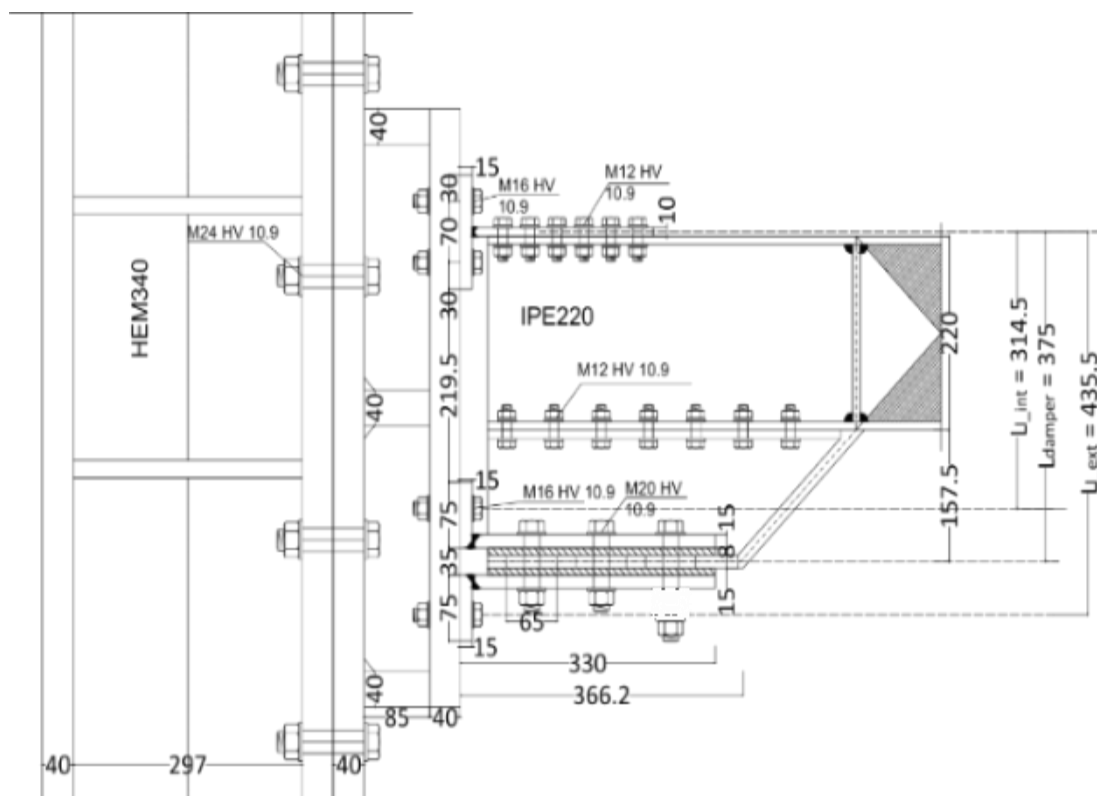
5.3 СЪЕДИНЕНИЯ FREEDAM, ПОДЛОЖЕНИ НА УДАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

5.3.1 Изследвани типове съединения

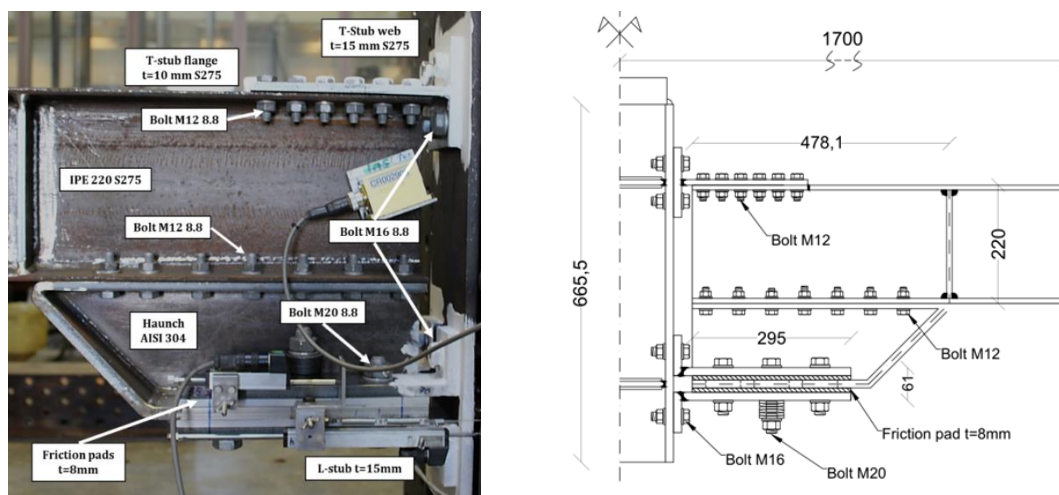
Образците, изпитани в Университета на Коимбра и Университета на Лиеж имат подобни конфигурации с изключение на колоните, за които са използвани профили НЕМ340 и НЕВ220 съответно за крайни и вътрешни възли, както е показано на Фигура 5.9 и Фигура 5.10. Тези образци са модификация на възела с двойка разделени фланцеви Т-профили, но долният Т-профил е заменен от фрикционен демпфер, състоящ се от двойка ъглови профили и фрикционни подложки (свързани посредством предварително напрегнати болтове), намиращи се на нивото на допълнителна вута, свързана с предварително напрегнати болтове М12–10.9 към долния пояс на греда IPE220. Ъгловите профили и фрикционните подложки, съставляващи фрикционния демпфер, са свързани с 6 болта М20–10.9 HV, като два от тях са напрегнати с 30% от предписаната в Еврокод 3 част 1-8 сила на предварително налягане [24]: 50 kN.

Горният пояс на гредата е свързан с фланцеви Т-профил към колоната, докато долният пояс е свързан с болтове към допълнителната вута, свързана към колоната чрез система ъглови профили. Между пояса на вутата и ъгловите профили на фрикционния демпфер са вмъкнати фрикционни подложки, покрити със специален материал (означен като М4). Освен това, поясът на вутата е с овални отвори, така че да се осигури адекватен ход на фрикционния демпфер.

Всички елементи са изготвени от стомана S275JR с изключение на пояса на вутата, който е изготвен от неръждаема стомана AISI 304.



Фигура 5.9 - Изпитвано съединение на краен възел (Университет на Коимбра)



Фигура 5.10 - Основни части на съединение на вътрешен възел
(Университет на Лиеж)

5.3.2 Изследване на съединения на крайни възли

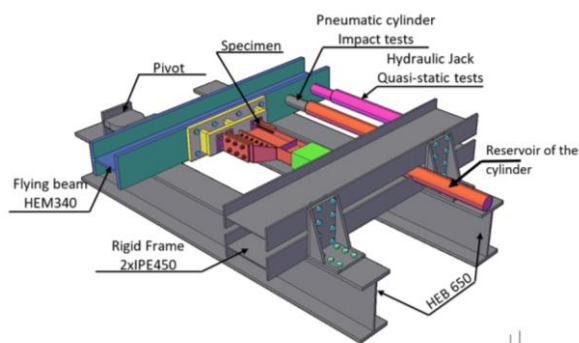
5.3.2.1 Описание на опитната постановка и експерименталната програма

Съединението е изпитвано при отрицателен огъващ момент като експерименталната програма включва общо четири изпитвания (Таблица 5.4): едно квазистатично изпитване и три изпитвания на удар. При изпитванията на удар въздействието е приложено като последователност от удари. Стойностите на скоростта, дадени в Таблица 5.4 до стойностите на налягането, съответстват на началната прогнозна скорост на актуатора. Следва да се отбележи, че тази скорост не е константа по време на изпитванията.

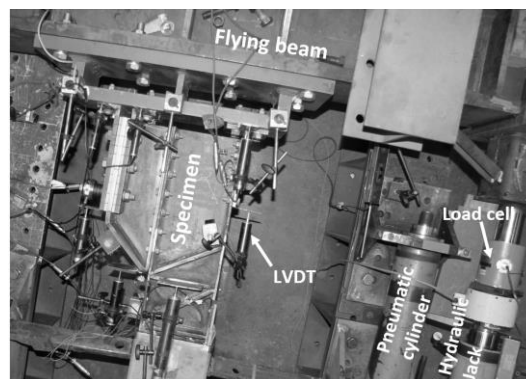
Опитната постановка е същата, както при изпитванията на демпферите FREEDAM (точка 5.2), но в този случай съединението е директно свързано с болтове към “лятащата греда”, а в другия си край е свързано към устройство, възпрепятстващо вертикалното преместване на гредата, но позволяващо плъзгане в хоризонтално направление (Фигура 5.11). Използваното оборудване е същото, както при експерименталните изследвания на демпферите FREEDAM (точка 5.2).

Таблица 5.4. Експериментална програма

Тип изпитване	Квази – статично	Удар
Схема на натоварване	Монотонно:	Последователни удари:
	на контрол по преместване 0.02 mm/s	75 bar (500 mm/s); 120 bar (1000mm/s); 200 bar (1200mm/s)



а. 3D чертеж



б. Снимка на част от опитната постановка

Фигура 5.11 - Опитна постановка

5.3.2.2 Резултати от експерименталните изследвания

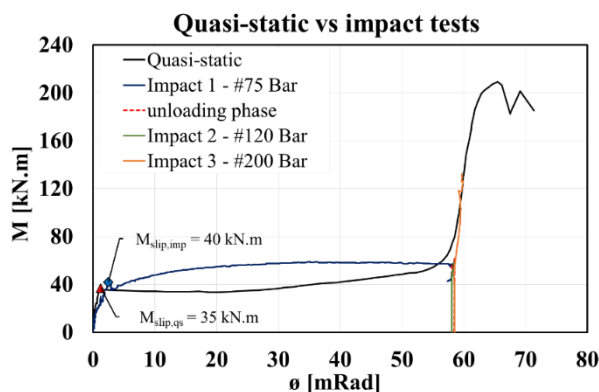
На Фигура 5.12 са показани експерименталните зависимости огъващ момент-ротация ($M - \theta$), получени при последователността от ударни въздействия (Удар 1, Удар 2 и Удар 3), както и квазистатичната зависимост $M - \theta$.

Независимо от типа на натоварването, началният клон на експерименталните криви показва, че реагирането на съединението (до изчерпване на хода на демпфера в рамките на овалните отвори) се доминира от поведението на фрикционния демпфер.

Съпоставяйки реагирането при квази-статично натоварване и удар (Удар 1 - 75 bar), се наблюдава динамичен коефициент DF за носещата способност на огъване при приплъзване (M_{slip} от Фигура 5.12), равен на 1,14. Освен това при плъзгането, породено от квази-статичното натоварване, се наблюдава видима деградация на носещата способност, докато при ударно въздействие носещата способност нараства, които се обяснява с повишената скорост при плъзгане [25].

След реализиране на пълното приплъзване на фрикционното устройство се активират други части на съединението, като някои недисипативни негови части започват да провлачат. При квази-статично натоварване се разрушава фланцевият Т-профил, подложен на огъване, като се наблюдава разрушаване на резбата на гайките на болтовете, свързващи пояса на Т-профила към колоната (Фигура 5.13). Макар и нежелана, тази форма на разрушение е типична за HV болтове, подложени на опън и, като следствие, за фланцевите Т-профили с HV болтове, когато меродавната форма на разрушение на Т-профила е 2-ра или 3-та [1,26,27].

По отношение изпитването на удар. След първия удар (Удар 1 – 75bar) са проведени две допълнителни изпитвания при по-големи налягания. За съжаление, тези налягания не са достатъчни, за да предизвикат разрушение на съединението. Видно е обаче, че след приплъзване поведението при удар следва статичното поведение.



Фигура 5.12 - Експериментална зависимост момент-ротация: квази-статично изпитване и изпитване на удар



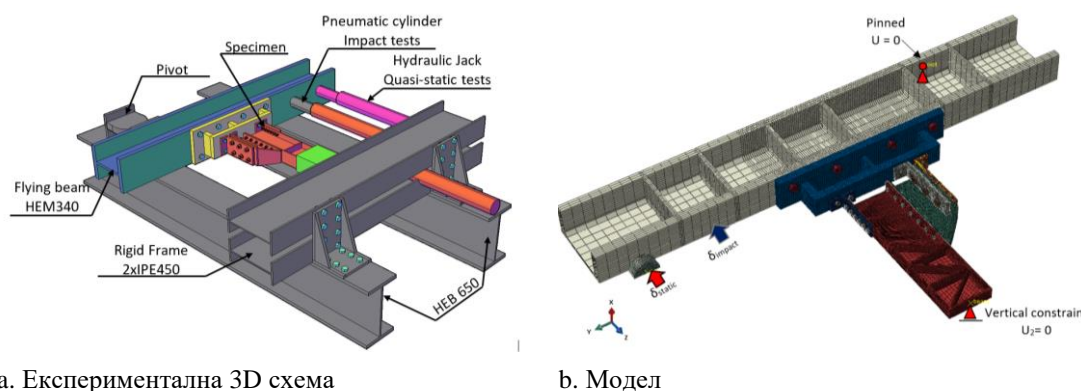
Фигура 5.13 - Съединение след разрушение: фланцеви T-профил

5.3.2.3 Симулация на експерименталните резултати

Симулациите на експериментите със съединенията FREEDAM са проведени с програмата ABAQUS. Опитната постановка е опростена, за да се намали времето за провеждане на численото решение. Първо, моделирана е само половината от опитната постановка, тъй като последната е симетрична спрямо равнината XX. Второ, опорната рамка не е моделирана. Освен това опорите са моделирани с референтни точки, като са наложени необходимите ограничения на преместванията на зоните в контакт с опорите (съответно ставна опора и възпрепятствано вертикално преместване, вж. Фигура 5.14b), докато прътът на актуатора е моделиран като обемен обект, върху който са приложени премествания във времето.

Разгледани са общо пет различни части: i) “лятящата гредата” НЕМ 340; ii) гредата IPE 220; iii) актуатора; iv) коравата част, свързваща съединението към гредата НЕМ 340, и v) всички части на съединението FREEDAM. Всички болтове са моделирани като обемен части, обединяващи тялото на болта, главата и гайката. Само за болтовете M16 HV преходната част между гладката и нарязаната част на тялото на болта е моделирана чрез редуциране на площта на напречното сечение на болта, както се препоръчва от Grimsmo *et al.* [28] (Фигура 5.15), с оглед по-коректно отчитане на разрушението на резбата на гайката, наблюдавано при експериментите.

Предпоставките на моделирането (мрежа от крайни елементи, контактни взаимодействия, предварително налягане, свойства на материалите) са същите, както при моделирането на демпферите FREEDAM.



a. Експериментална 3D схема

b. Модел

Фигура 5.14 - Модел по МКЕ: гранични условия



a. Размери (в mm)

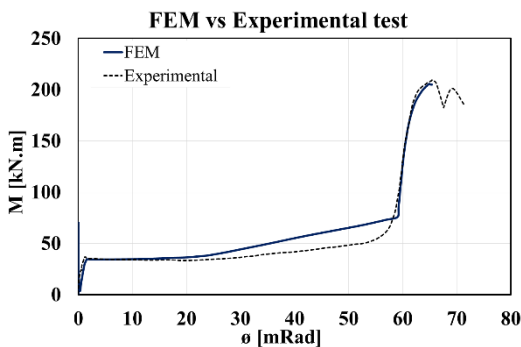
b. Мрежа от крайни елементи

Фигура 5.15 - Моделиране на болт M16 HV

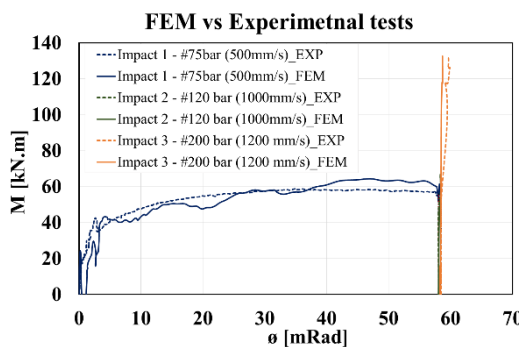
Числените симулации са разделени на две части. Първо, симулирани са експериментите (Фигура 5.16), а след това е проведено параметрично изследване, разглеждащо: i) знака на огъващия момент (положителен или отрицателен), ii) влиянието на дуктилността на болта, чрез симулиране наличието на две гайки за болтовете HV, и iii) скоростта на нотоварване.

Базирайки се на експерименталните резултати, могат да се направят следните изводи:

- Численото изследване показва, че поведението на съединението при положителен и отрицателен огъващ момент не е симетрично (Фигура 5.17a). До появата на приплъзване асиметрията се дължи на по-голямото отлепване на L-профилите в сравнение с отлепването на Т-профила при отрицателен огъващ момент [29]. След приплъзването асиметричното поведение се дължи на различния принос на горните и долните L-профили, което изглежда се дължи основно на деформирането на болтовете на фрикционния демпфер при срязване в крайно гранично състояние, при което не всички болтове са в контакт със стелбата на L-профилите. Числените симулации демонстрират, че крехкото разрушение на резбата на гайките на поясните болтове на фланцевия Т-профил може да се избегне, ако болтовете са снабдени с две гайки (Фигура 5.17a).
- При динамичното реагиране на съединението като цяло се наблюдава нарастване на началната носеща способност на триене с увеличаване на скоростта на изпитванията ($DF_{friction}$ между 1,02 и 1,14), а също и нарастване на еластичната (DF_{MRd} между 1,1 и 1,15) и граничната носеща способност (DF_{Mu} между 1,05 and 1,12). Обратно, ротационният капацитет на образците намалява макар и незначително (DF_{ϕ_u} между 1,0 и 0,88). Освен това не се наблюдава значителна промяна на началната коравина на образците (Фигура 5.17b).

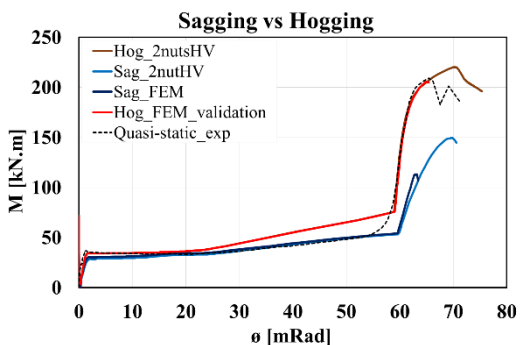


а. Квази-статично изпитване

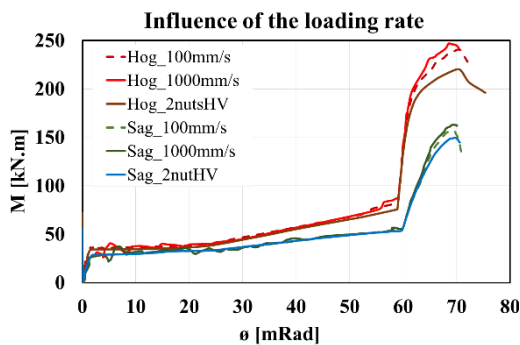


б. Изпитване на удар

Фигура 5.16 - Съпоставка на резултати от анализ по МКЕ и експеримент



а. Влияние на знака на огъващия момент и дуктилността на болта



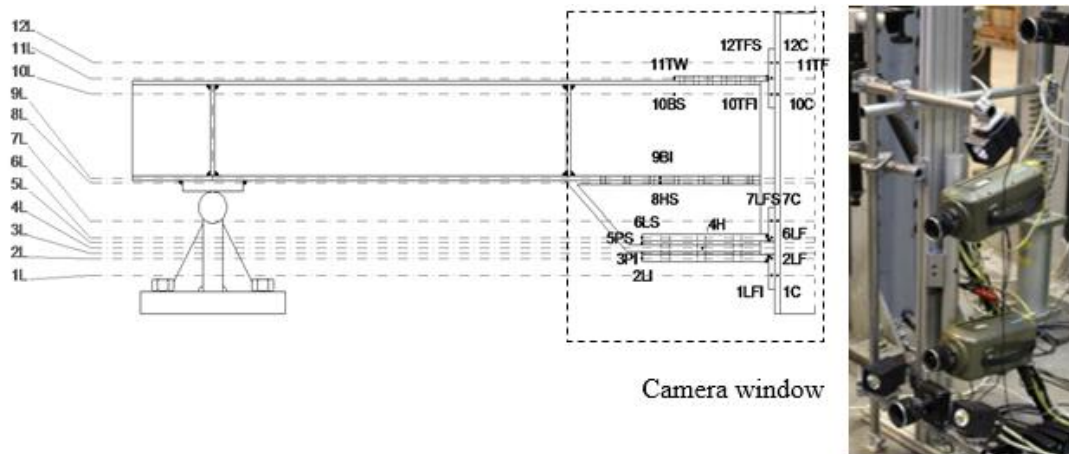
б. Влияние на скоростта на натоварване

Фигура 5.17 - Резултати от параметричния анализ по МКЕ

5.3.3 Изследване на съединения на вътрешни възли

5.3.3.1 Описание на опитната постановка

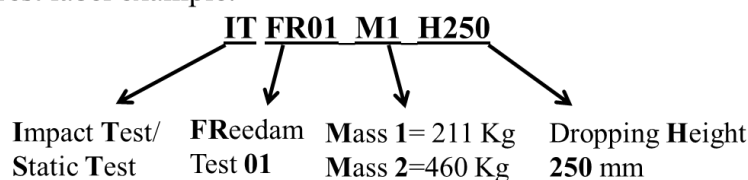
Експерименталните изследвания на съединенията на вътрешни възли са проведени върху два опитни образца (възли греда-колона), оборудвани със симетрични фрикционни демпфери (SFD, Фигура 5.18). Образците са подложени на статично монотонно натоварване и ударни въздействия.



Фигура 5.18 - Опитна постановка за ударни въздействия (половината образец) с цифрово заснемане

Ударните въздействия са реализирани с помощта на падаща маса, която удря върха на колоната с различни скорости (Фигура 5.18 и Фигура 5.20). Варират два параметъра: височината на падане на масата (максимално 4,1 метра, мерено от върха на колоната) и теглото на падащата маса ($M_1=211$ kg и $M_2=460$ kg – Фигура 5.20). Тези параметри са фиксирани на база целевата енергия на удара по време на теста. Падащата маса се направлява от тръбни водачи (Фигура 5.20), за удара и при отскока. Всички изпитвания са наименовани с поредица от букви и цифри, в които са „закодирани“ всички параметри на съответния експеримент, както е показано на Фигура 5.19. Шифърът дава информация за (i) вида натоварване (IT за експеримент с ударно въздействие и ST за експеримент със статично натоварване), (ii) конфигурацията на възела (FR за възел FREEDAM), (iii) поредния номер на експеримент (01, 02, и т. н.), (iv) използваната маса ($M_1 = 211$ kg и $M_2=460$ kg), както и (v) височината на падане (H250 означава височина на падане 250mm).

Test label example:



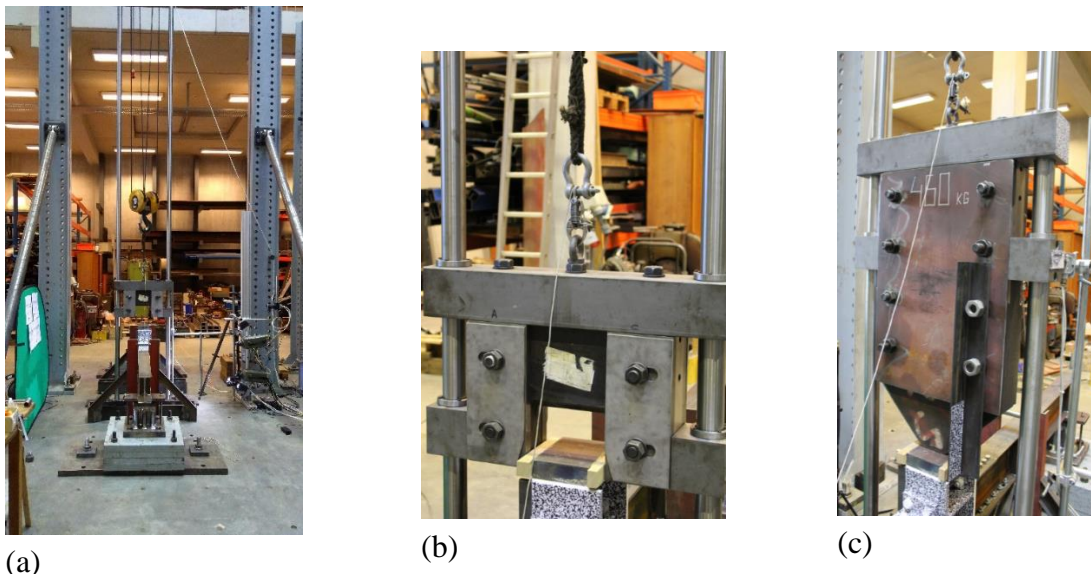
Фигура 5.19 Шифър за обозначение на изпитване

Проведени са общо 6 броя експерименти с ударно въздействие. Основните параметри на тези изпитвания са дадени в Таблица 5.5. При експериментите с маса M_1 височината на падане варира от 250 mm до 4300 mm, а при тези с маса M_2 тя е между 250 mm и 3744 mm. Скоростта на падане варира от 2,04 m/s до 8,45 m/s. За експериментите са използвани два образца. Образец 1 е използван в 5 от експериментите, където е подлаган на ударно въздействие с нарастваща енергия на удара. Образец 2 е използван само веднъж, за експеримента с максималната предвидена енергия на удара. Обобщение на изпълнените експерименти е дадено в Таблица 5.5, където с “1*” е означен последователен удар върху един и същи образец.

Извършени са и тестове за калибриране на използваното оборудване, както и изпитвания на опън на използвания материал. Тестовите за калибриране представляват предварителни изпитвания на удар върху просто опрени греди.

Таблица 5.5. Основни параметри на проведените експерименти с ударно въздействие

Изпитване на удар	Образец	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

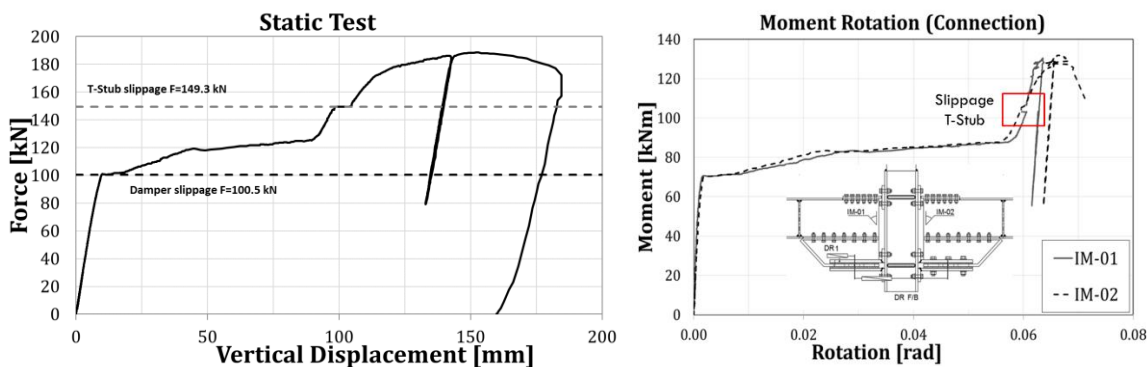


Фигура 5.20 - Опитна постановка за ударни въздействия: Маса M1 (211kg) (b) и M2 (460 kg) (c)

По време на експериментите е извършено специализирано цифрово заснемане. Всички измервания са проведени с методите на корелационна обработка на изображенията (технология Digital Image Correlation (DIC), използвана във фотограметрията, роботиката и др.) – Фигура 5.18.

5.3.3.2 Резултати от експерименталните изследвания

На Фигура 5.21 са показани зависимостите сила – вертикално преместване и момент – завъртане, получени при експериментите със статично натоварване. Очаквано се наблюдава почти идеално симетрично поведение на образеца. Максималната приложена сила е достигната вследствие неочаквана проява на загуба на устойчивост извън равнината на образеца; впоследствие страничните опори са подсилени, за да се избегне такова развитие при експериментите с ударно въздействие. Тези криви са използвани като референтни резултати за валидиране на числения модел с оглед последващо извършване на параметрични изследвания.

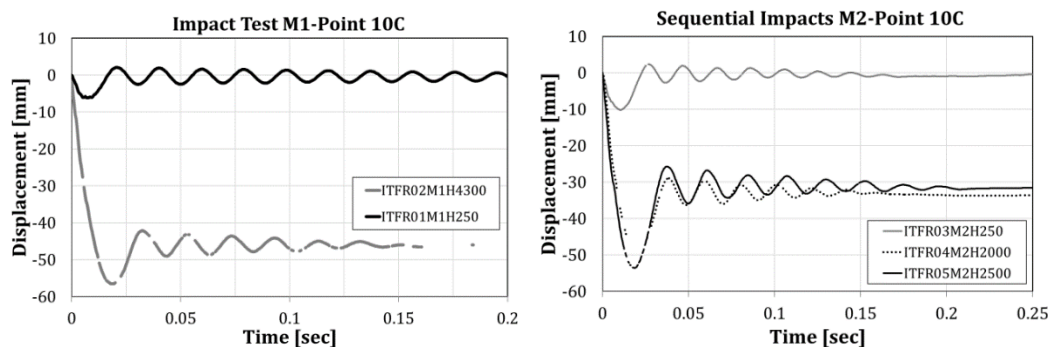


Фигура 5.21 - Криви сила – преместване и момент – завъртане, получени при експеримент със статично натоварване

Проведени са два експеримента с ударно въздействие с маса M1 върху Образец 1, с означения ITFR01-M1-H250 и ITFR02-M1-H4300 (Таблица 5.5). Първият е проведен с малка височина на падане (250 mm) с цел наблюдение на еластично поведение (не се очаква пластифициране в нито една част на възела), а вторият е проведен с височина 4300 mm, за да се достигне пластифициране.

Проведени са и четири експеримента с ударно въздействие с маса M2, три от които (ITFR03, ITFR04 и ITFR05) върху Образец 1. Тези три се явяват последващо ударно въздействие на образца след експеримента с маса M1, като целта е резултатите да се използват за калибриране на опитната постановка с „новата“ маса M2. Последният (ITFR06) от серията експерименти е проведен с максимални за възможностите на постановката параметри (енергия и скорост) върху Образец 2.

По време на експериментите са проследени и записани с камери няколко точки от основни компоненти на възела. На Фигура 5.22 са показани някои примери от измерените премествания за единица време на точка 10C (вж. Фигура 5.18). Наблюдава се сходство в развитието на преместването във времето за всички наблюдавани точки.



Фигура 5.22 - Резултати от експериментите с ударно въздействие – примери за преместване във времето на точка 10C

Поведението на образца остава изцяло еластично при експерименти ITFR01-M1-H250 и ITFR03-M2-H250 и след разтоварване не се наблюдава никаква остатъчна деформация. При експеримент ITFR02-M1-H4300 се наблюдава остатъчно преместване от 46,2 mm, но в същото време пластифицирането в частите на възела е ограничено. Оказва се, че енергията, породена от маса M1, не е способна да предизвика пластифициране в частите на възела, а гореспоменатото остатъчно преместване е възникнало вследствие приплъзване на фриксионното устройство с около 20 mm. Предвид дължината на овалните отвори от 65 mm и това, че болтовете са били позиционирани в средата, се оказва, че те са достигнали края на овалния отвор. Експериментът с максимална скорост и енергия (ITFR06) реализира 24 mm приплъзване на фриксионния демпфер (SFD) и остатъчно преместване 88,5 mm (Фигура 5.25).

При всички проведени експерименти теоретично изчислените скорости на удар $v_{theo,imp}$, вж. Уравнение (5.2), се различават слабо от реалните измерени ($v_{act,imp}$). Реално измерените скорости са обикновено по-ниски от теоретичните и, съответно, същото се наблюдава и за енергиите ($E_{act,imp}$ е реалната енергия, а $E_{theo,imp}$ е теоретично определената – вж. Уравнение (5.3)).

$$v_{theo,imp} = \sqrt{2gh} < v_{act,imp} \quad (5.2)$$

$$E_{theo,imp} = \frac{1}{2}mv_{theo,imp}^2 < E_{act,imp} \quad (5.3)$$

където g е земното ускорение, m е стойността на падащата маса, а h е височината. В Таблица 5.6 са дадени теоретичните и реално измерени стойности на скоростта и енергията. Вижда се, че с намаляване на височината разсейването се увеличава. Разликата се дължи основно на триенето между масата и нейните насочващи водачи, което не е взето предвид при теоретичното изчисление. Въпреки това, при всички експерименти съотношението между теоретично определени и реално измерени стойности е близко до 1, което показва, че влиянието на водачите е пренебрежимо. В същата таблица (Таблица 5.6)

са дадени максималните (δ_{max}) и остатъчните (δ_{perm}) премествания във възела при точка 10С. При последователното ударно въздействие (ITFR03, ITFR04 и ITFR05) остатъчното преместване е измерено от предходния тест, а за получаване на i -тото максимално преместване ($\delta_{max,i}$) трябва да се прибавят всички предходни остатъчни премествания. Логично, с увеличаване на височината на падане се увеличава и големината на остатъчната деформация.

Ако скоростта на удара е близка до скоростта на отскока, ударът се счита за еластичен. В действителност ударът никога не е напълно еластичен, тъй като част от енергията се изразходва при деформиране на удрящото тяло. Характерът на въздействието може да се определи чрез съотношението на тези скорости, наречено коефициент на възстановяване COR (израз (5.4)), даден в Таблица 5.6. Когато стойността на COR е близка до 1,0, това означава, че реакцията на образца е основно еластична.

$$COR = \frac{v_{reb}}{v_{theo,imp}} \leq 1 \quad (5.4)$$

Коефициентът COR варира от 0,58 за експеримент ITFR03 до 0,16 за ITFR02. Това показва, че увеличаването на енергията на удара (стойността на масата и/или височината на падане) води до повече дисипирана енергия посредством пластифициране, тоест въздействието е все по-изразено нееластично.

Таблица 5.6. Резултати от експериментите с ударно въздействие

Тест	h [mm]	v _{theo,imp} [m/s]	v _{act,imp} [m/s]	v _{reb} [m/s]	v _{act,imp} / v _{theo,imp}	E _{theo,im} p [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-H2000	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

В края на експериментите с ударно въздействие се установява значително ниво на пластифициране в L- и T-профилите; приплъзването на фрикционните устройства и износването на материала на подложките е осезаемо. Поради ограничения в лабораторните съоръжения, силата на удара не е регистрирана директно по време на експериментите. За определянето ѝ са използвани закона за изменение на импулса и графичен метод ([14] & [30]).

В Таблица 5.7 е дадено обобщение на резултатите от двете методологии за изчисление на максималната сила на удара. Въпреки че и двете методологии дават само груба оценка на силата, изчислени са експерименталните стойности на коефициента на динамично повишаване (DIF). Това е извършено само за нееластичните въздействия, тъй

като DIF има физическо значение само в този случай (показано в Таблица 5.7). При последователните ударни експерименти ITFR04 и ITFR05 приплъзване се реализира още от предходния експеримент, поради което максималното преместване и остатъчната деформация не могат да бъдат използвани за изчисленията по графичния метод и затова не са показани в таблицата. Трябва обаче да се подчертае, че коефициентът DIF, изчислен за тест ITFR06, може да не е точен при този метод. В действителност, по време на извършване на експеримента със статично натоварване се е реализирала огъвно-усуквателна форма на обща загуба на устойчивост (lateral-torsional buckling, LTB).

Числен модел с МКЕ, представен в следващия раздел и валидиран чрез сравнения с експерименталните резултати, е използван първо за проверка на прогнозните стойности на силите и второ, за разширяване на експерименталната програма в посока параметрични анализи.

Таблица 5.7. Стойности на коефициента на динамично повишаване (DIF)

Тест	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}	
Mass M1											
ITFR02	M1	56.5	46.2	8.97	1.49	0.01	118.5	123.1	122.6	1.039	1.03
Mass M2											
ITFR06	M2	102.6	88.5	8.45	1.46	0.02	158.7	164.6	168.8	1.037	1.06

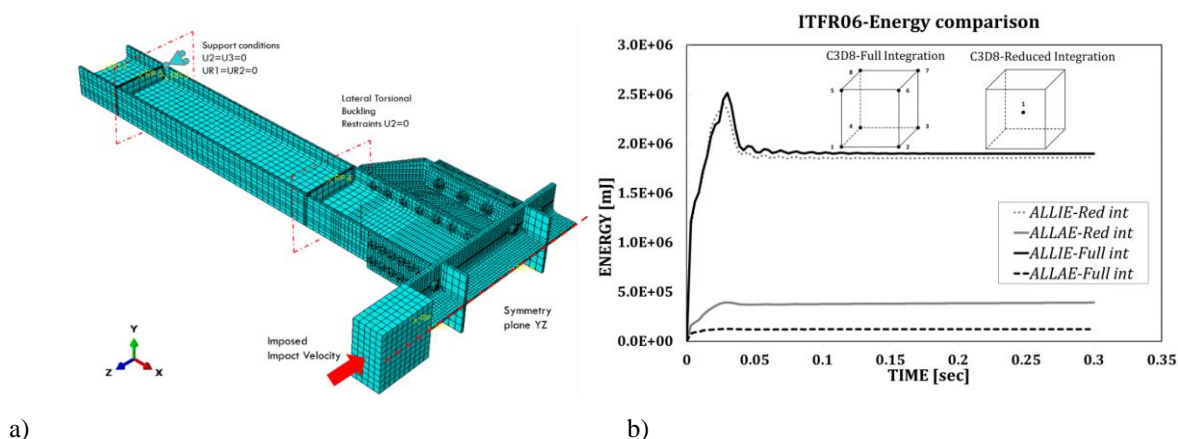
където M е падащата маса; $v_{act,imp}$ е измерената скорост; v_{reb} е измерената скорост на първия отскок; t_{pulse} е продължителността на удара, F_{ST} е еквивалентната статическа сила, F_{GR} е силата на удара, определена по графичен метод, а F_{IT} е силата на удара, определена по закона за изменение на импулса.

5.3.3.3 Симулация на експерименталните резултати

Предпоставки на моделирането

Съставен е предварителен числен модел по МКЕ за експериментите със статично натоварване в програмния продукт ABAQUS/CAE, като е използван имплицитен динамичен анализ (implicit dynamic solver). Експериментите и резултатите са публикувани в [31]. Моделът обаче не отчита повредите на материалите, а освен това използваният метод за анализ е бавен при работа с ударни въздействия. В тази връзка, с цел оптимизиране на времето за решение и избягване на проблеми със сходимостта, числените експерименти на ударни въздействия върху възлите FREEDAM са извършени с помощта на явно интегриране във времето (explicit time integration). Тези методи са разработени за решение на високоскоростни проблеми, при които инерцията играе съществена роля [21]. За пълнота моделът е разширен, за да обхване и случая на статично натоварване, и е сравнен с експерименталните резултати.

По-долу е обобщена методиката за построяване на модела, използван за целите на експлицитния динамичен анализ. Използвайки симетрията, числено е възпроизведен половината образец. Къса колона (половината от НЕВ 200) е свързана с гредата посредством съединение FREEDAM. В края на гредата е поставена подвижна опора, а двата елемента са ограничени за странично преместване и усукване, за да се възпроизведат опорните условия на реалния образец (Фигура 5.23).



Фигура 5.23. Числен модел (a) и сравнение на зависимостта енергия-време (b)

Ударното въздействие е симулирано с помощта на изотропно триизмерно дискретно твърдо тяло. Укрепителните ребра на гредата и колоната са привързани към елемента с помощта на "tie constraint". Този тип свързване, налично в програмния продукт ABAQUS, позволява да се обвържат преместванията на отделни части (например колоната и реброто), като при това не е задължително по линията на контакта крайните елементи да съвпадат (т.е да бъдат общи за едната и другата част). Въведено е единно свързване за всички елементи, с дефиниция на „твърд контакт“ в нормално на повърхността направление, както и коефициент на триене 0,3 в тангенциално направление. Контактът между фриktionните подложки и плочата с овални отвори в тангенциално направление е моделиран по класическия модел на триене на Coulomb. Удрящият елемент е поставен директно в контакт с тествания образец, като на масата са зададени стойности на първоначалната скорост ($v_{act,imp}$ дадени в Таблица 5.6), определени от реалните експерименти. Обемните крайни елементи с 8 възела и пълно интегриране (eight-node brick element C3D8) са избрани като най-подходящи.

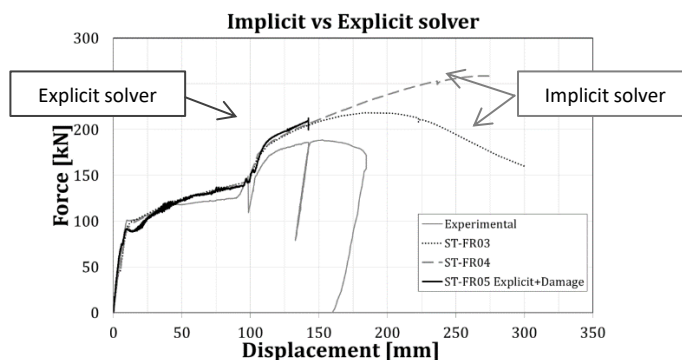
Проведено е и проучване за определяне степента на дискретизация, за да се избере най-добрият компромис между точността на резултатите и времето за анализ. Като цяло мрежата се състои от 33737 елемента, като общото време за анализ е между 20 и 48 часа за всяка симулация, в зависимост от търсените резултати. Проведени са два различни анализа: при първия анализ болтовете са предварително напрегнати, а впоследствие при втория (динамичен) анализ деформацията вследствие предварителното напрегане е зададена като начално състояние. Болтовете са моделирани с номиналния си диаметър и мащабиране на номиналното напрежение, както е обяснено в [32-36]. Предварителното напрегане на болта е приложено към тялото на болта с опцията „болтова сила“ (Bolt Force). Следвайки процедурата, представена в [30,37], затихването е моделирано с класическата теория на Rayleigh, калибрирайки само коефициента на пропорционалност за масата ($\alpha = 11$) с коефициент на затихване от приблизително 2%.

Моделите на материалите, заложили в ABAQUS, са получени от тестове на стандартни образци. Работните диаграми са представени като реално напрежение – реална деформация (true stress – true strain) с модул на еластичност, равен на 210 GPa и коефициент на Poisson 0,3. Материалът с възможност за пластични повреди е зададен съгласно процедурата, предложена от Pavlović в [38]. Допуснато е евентуално развитие на повреди само в частите, в които се очаква висока пластичност: Т-профили, L-профили и болтове. Развитие на повредите може да бъде дефинирано на база експерименталните изследвания, като се използва обратен подход и се калибрират параметрите чрез моделиране на стандартните тестове в ABAQUS [14,30]. Моделирането на болтовете е направено по опростен модел с еквивалентно тяло на болта, както е обяснено в [36]. Тъй

като не са провеждани стандартни тестове на болтовете, използвани са тестовете, проведени в [32]. За динамични натоварвания е необходимо да бъде дефинирана скоростта на деформация. Тук е приложена формулировката на Johnson-Cook, която съгласно [30] е най-добрият начин да се отчете скоростта на деформиране при моделирането с МКЕ.

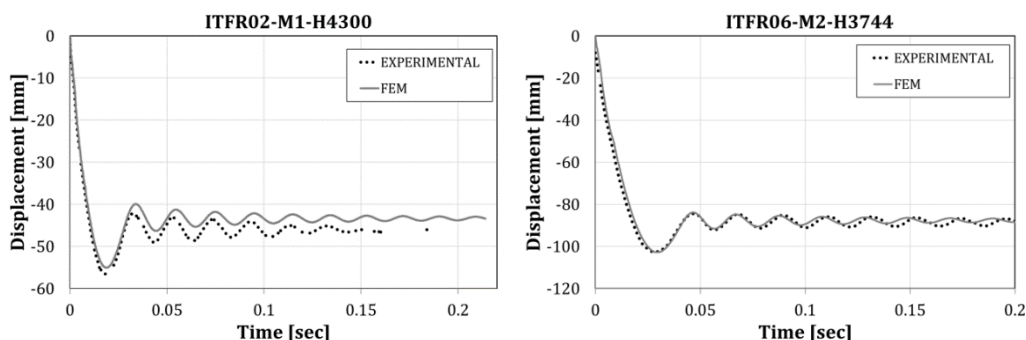
Основни резултати от числените изследвания

Експериментът със статично натоварване е симулиран посредством задаване на преместване в колоната и отчитане на реакцията в опората (отчитайки симетрията). Когато образецът е осигурен срещу загуба на устойчивост, неговото поведение се характеризира с увеличаване на носимоспособността и намаляване на дуктилността. Освен това, като се отчитат повредите на материала, моделът може да покаже разрушение в болтовете, което не се получава в числената симулация, представена в [31,39], където дуктилността е силно надценена. Динамичната симулация с отчитане на повредите и с укрепване срещу загуба на устойчивост дава добра прогноза за максималната носимоспособност, постигната при експеримента. Разрушението се получава в болта на долния L-профил при комбинирано действие на срязване и опън.



Фигура 5.24. Сравнение на симулации на експеримента със статично натоварване, проведени с експлицитен и имплицитен анализ

След това този модел е използван за симулиране на поведението на образца при ударно въздействие. Както е показано в сравненията, представени на Фигура 5.25, моделът демонстрира добро съвпадение с поведението на възела по време и след удара.



Фигура 5.25 Сравнение между експерименталните изследвания и численото моделиране

В Таблица 5.8 е представено сравнение между експерименталните резултати и анализите по МКЕ по отношение на максималното и остатъчното преместване (δ_{max} и δ_{perm}) и процентните разлики между тях. Като цяло моделът по МКЕ дава прогноза с добра точност за двете премествания. Максималната получена грешка е от около 9% при експеримента ITFR01.

Таблица 5.8. Сравнение на числени и експериментални изследвания

Експеримент с ударно въздействие	$\delta_{max,Exp}$ [mm]	$\delta_{perm,Exp}$ [mm]	$\delta_{max,FEM}$ [mm]	$\delta_{perm,FEM}$ [mm]	%err, δ_{max} [-]	%err, δ_{per} [-]
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%

Тъй като по време на експериментите не беше възможно да се регистрират силите, свързани с удара, калибрираният числен модел по МКЕ е полезен инструмент за оценка на силата, сумирайки реакциите в опорните точки. За изчисляване на DIF се използва статичната носимоспособност ($F_{ST,FEM}$) от численото моделиране вместо експерименталната (F_{ST}). Това е така, защото за статичното експериментално изследване измятането на гредата не е предотвратено, докато при експериментите с ударно въздействие и при числените симулации това е направено. В Таблица 5.9 е дадено сравнение на DIF, изчислени с различни методи. От сравнението се вижда, че законът за изменение на импулса дава по-ниски стойности на DIF.

Таблица 5.9. Изчисления на DIF и силата на удара

Тест	$\delta_{max,EX}$ [mm]	$\delta_{perm,EX}$ [mm]	$\delta_{max,FEM}$ [mm]	F_{ST} [kN]	$F_{ST,FEM}$ [kN]	$F_{DYN,FEM}$ [kN]	E_{Diss} [kNm m]	DIF_{FEM} [-]	DIF_G R [-]	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

където $\delta_{max,EX}$ е максималното преместване от експериментите; $\delta_{perm,EX}$ е остатъчното преместване при експеримента; $\delta_{max,FEM}$ е максималното преместване от числената симулация; F_{ST} е еквивалентна статична сила; $F_{ST,FEM}$ е статичната сила, изчислена с МКЕ; $F_{DYN,FEM}$ е силата на удара; E_{Diss} е дисипираната енергия.

С помощта на калибрирания числен модел са извършени параметрични анализи за разширяване на резултатите, получени от експерименталната програма. Като цяло най-важният параметър, влияещ върху поведението на възела, е енергията на удара. Различно поведение на възлите се наблюдава при различни стойности на масата или скоростта. От параметричното изследване е определен капацитетът за разсейване/дисипация на енергия на възела. По този параметър, характеризиращ поведението, ще бъдат класифицирани възлите. Определянето му се извършва с помощта на друг параметър, наречен скорост на разсейване/дисипация на енергия R_e [40]. Извършени са три групи параметрични анализи с общо 25 симулации:

- Първата група (Група 1) изследва влиянието на скоростта на удара с различни тегла на масите ($M1=0,106t$, $M2=0,23t$ и $M3=0,3t$);
- Група 2 изследва влиянието на теглото на масата върху поведението на възела при еднаква скорост ($V5=6,26$ m/s);
- Последната група (Група 3) изследва влиянието на вариацията на маса и скорост при запазена една и съща енергия на удара ($E11=8,83E+03$ J).

Основните резултати от проведеното параметрично проучване могат да бъдат обобщени, както следва:

- Увеличаването на скоростта или масата увеличава R_e , но когато енергията на удара е постоянна, възлите реагират по-добре при по-висока скорост, отколкото при по-голяма маса, поради ефектите на скоростта на деформиране, въпреки че изследваните скорости са в ограничен диапазон поради реализиране на разрушение в болта. Вертикалното преместване е по-чувствително към стойността на масата, отколкото към скоростта;
- Няма явна връзка между DIF и скоростта на завъртане на възела, тъй като много фактори допринасят за различното разпределение на скоростта в частите на възела (скорост, маса и енергия на удара);
- Не е установена връзка между DIF и максималната скорост на деформиране.

5.3.4 *Обобщение на новата информация, използвана за основа на указанията за проектиране*

Основен извод от проведените проучвания е, че съединението FREEDAM и неговите фрикционни демпфери демонстрират добро дуктилно поведение в случай на динамично натоварване и по-специално в случай на удар. Значително количество енергия може да се разсее чрез активиране на демпфера и свързаните с него значителни премествания.

Динамичните ефекти влияят върху глобалното поведение на съединението. Доказва се, че се постигат по-високи носимоспособности при почти непроменена дуктилност, което се дължи на (i) увеличаване на коефициента на триене на фрикционната подложка и (ii) ефектите на скоростта на деформиране на ниво части на възела.

За да се възползваме от този положителен ефект е необходимо при разрушение да се активират дуктилните части на възела и по този начин да се избегне крехко разрушение, по-специално, разрушение на болтовете при срязване и / или опън.

Проектиране на съединението FREEDAM, при отчитане влиянието на скоростта на деформиране, може да бъде направено по правилата за проектиране на статично натоварено съединение с допълнителна корекция на изчисленията. Има няколко различни начина да се отчете скоростта на деформиране в поведението на възела. Едно опростено решение е чрез умножаване на статичната носимоспособност по коефициент DIF, вариращ от 1,0 до 1,2, и статичната носимоспособност на триене (носимоспособност на приплъзване) по 1,1. Друг вариант е отчитане на влиянието на скоростта на деформиране поотделно за всеки компонент на възела и след това да се прилагат правилата за проектиране. Отчитането на тези ефекти може да се извърши чрез използване на трендови линии като тези, показани на Фигура 5.8, което може да се приложи както за носимоспособността, така и за дуктилността на частите на възела. По този начин е възможно да се оцени аналитично глобалното и локално поведение на тези съединения за различни скорости на натоварване, в зависимост от реализираните скорости на деформиране [22,25].

За по-задълбочени анализи, на база проведените изследвания, са съставени препоръки за това как да се симулира числено с МКЕ по подходящ начин поведението на съединения FREEDAM. По-специално:

Използването на закона на Johnson-Cook за отчитане на ефектите от скоростта на деформиране е валидирано и препоръчителни стойности за неговите параметри са дадени в [30];

Предложени и валидирани са методи за подходяща симулация на предварително налягане на болта;

Приложена и валидирана е процедурата, предложена от Pavlović в [38] за симулиране на повредите на материала, а стойностите на параметрите, които да се използват в тази процедура, са дадени в [14].

5.4 ЛИТЕРАТУРА

- [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. Grismo, 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](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, Maastricht, The Netherlands, 2005.
- [28] E.L. Grimsno, 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](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>.

ГЛАВА 6

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ЦЕЛИ ПЪЛНОМАЩАБНИ КОНСТРУКЦИИ.

6.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В предишните глави бе описано поведението на съединенията FREEDAM, основано на експериментални и числени изследвания на отделни конструктивни фрагменти и фрикционни демпфери. В тази глава са представени резултатите от експерименталните изследвания на цели пълномащабни конструкции, проведени в рамките на проект FREEDAM. Те запълват липсата на експериментални данни за оценка на поведението на реални сгради с възли с фрикционни устройства. В исторически план се откриват много малко работи, посветени на изпитване на поведението на цели стоманени конструкции при сеизмични въздействия. Това поражда известна неопределеност относно обхвата на валидност на обичайните подходи за моделиране при нелинеен динамичен анализ (time-history analysis). Прилагат се различни числени модели, но често инженерите не са наясно с ограниченията за прилагането на тези модели. Причината за това е в ограничената наличност на експериментални данни, които да се използват за валидиране на аналитичните подходи и числените модели. Тази липса на данни произтича от практическите ограничения поради ограничени ресурси, липса на подходящо оборудване за изпитване на пълномащабни образци на цели конструкции, а и значителните усилия, които са необходими за провеждане на такива експериментални изследвания.

На този фон, в тази глава са представени резултатите от експериментални изследвания върху динамичното поведение на пълномащабни конструкции със съединения FREEDAM, както и с възли с отслабено сечение на гредата (RBS). Изследванията са проведени в лабораторията STRENGTH на Университета в Салерно, Италия, като псевдодинамични изпитвания на цяла конструкция. Трябва да се спомене, че представените тук изследвания са част от по-широка експериментална програма, посветена на пет различни типа съединения, като всички те са проектирани да осигурят ротационен капацитет, по-голям от изисквания от Еврокод 8 за висок клас на дуктилност DCH. Тези съединения / възли са: RBS (възли с отслабено сечение на гредата), съединения FREEDAM с ниско ниво на повреди, фланцеви съединения с конзолни фланцеви плочи (extended end plate, EEP), съединения с разделени фланцеви Т-профили (Double-Split Tee, DST) и съединения с разделени фланцеви Т-профили с Х-образна форма (Double-Split X-shaped Tee, DST-X). На този етап са проведени две серии експериментални изследвания на пълномащабна двуетажна стоманена конструкция: първата серия с възли RBS и втората – със съединения FREEDAM. В тази глава са представени основните резултати от проведените псевдо-динамични изпитвания, които показват предимствата на съединенията с ниско ниво на повреди в сравнение с традиционно прилаганите типове възли гредо-колона.

6.2 ТЕСТОВ ОБРАЗЕЦ НА СГРАДА

Тестовият образец е едноотворна двуетажна стоманена конструкция, композирана от две надлъжни рамки (MRF), укрепени в напречно направление за предотвратяване на нежелани случайни деформации от усукване. Отворът в надлъжно направление е 4,0 m, напречният отвор (разстоянието между двете рамки) е 2,0 m, а етажната височина е 2,40 m.

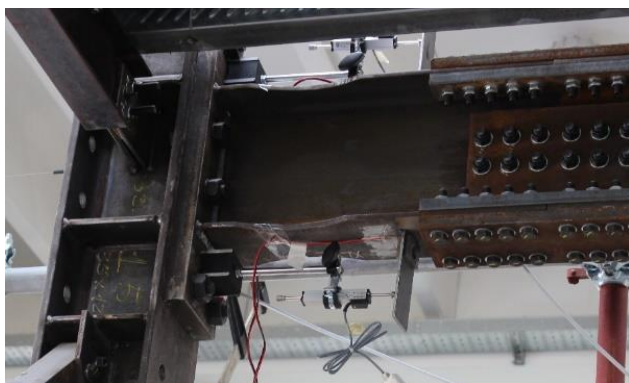
Тъй като целта на изследването е оценка на поведението на възли с RBS и съединения FREEDAM в състава на пълномащабна конструкция на сграда, тестовият образец е замислен с идеята да позволява лесното подменяне както на съединенията, така и на повредени краища на колони и греди. Това позволява с един и същ образец на сграда да се проведат две серии експериментални изследвания – по една за всеки от двата разглеждани типа възли (Фигура 6.1). Изследването си поставя за цел да оцени динамичното поведение на конструкцията, подложена на серия от сеизмични въздействия, като се използва методът на псевдодинамичното изпитване. При него сеизмичното въздействие се прилага не чрез акселерограма в основата (както при сеизмична платформа), а се симулира чрез два двупосочно действащи хидравлични цилиндъра (актуатори), с които се прилагат етажните премествания, които се изчисляват стъпково чрез решаване на динамичното уравнение на движение в реално време 0-0.



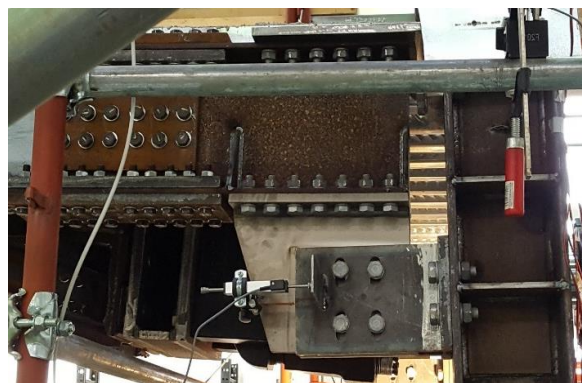
a) Тестов образец с възли с RBS



b) Тестов образец със съединения FREEDAM



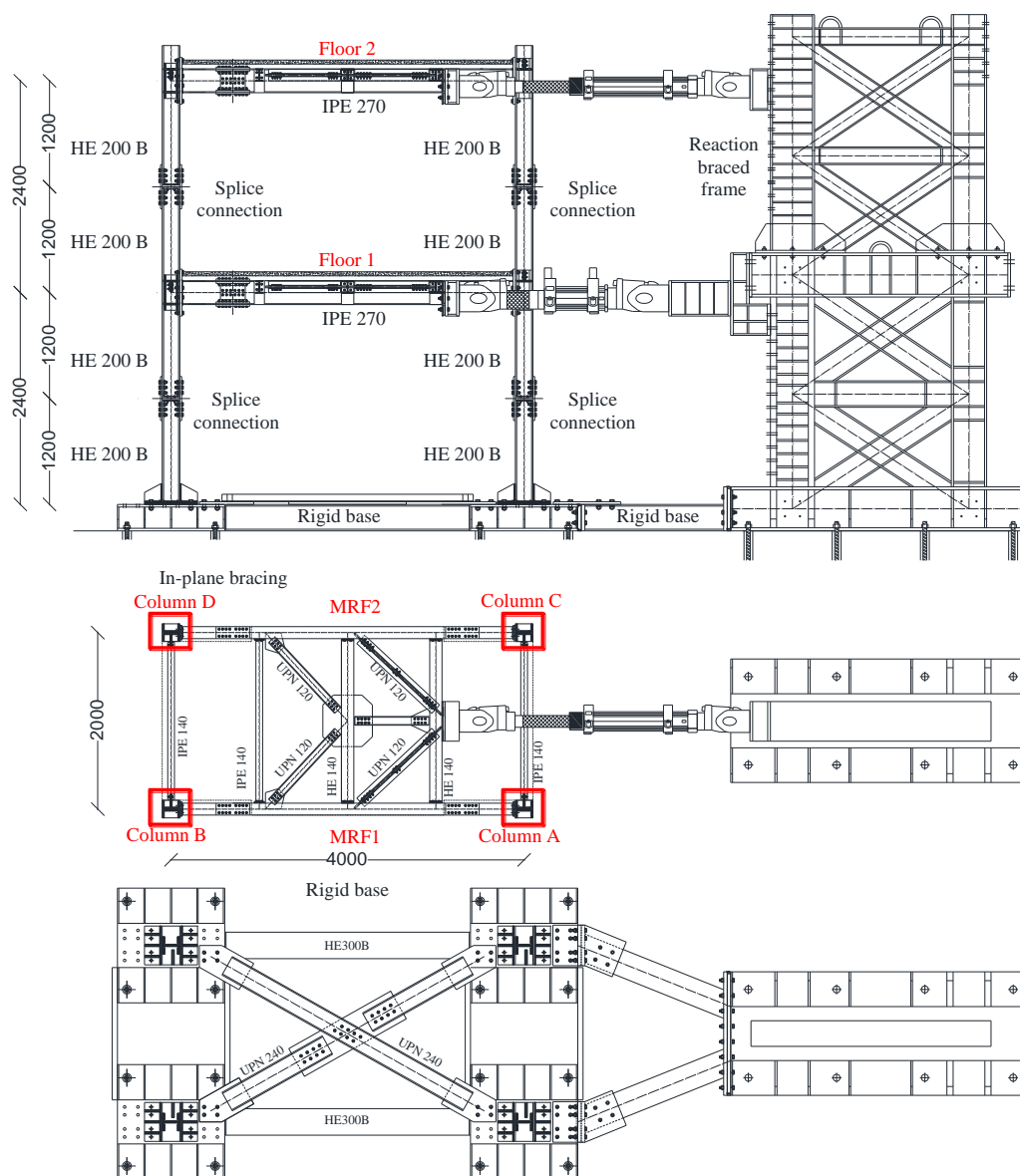
c) Възел с отслабено сечение на гредата RBS



d) Съединение FREEDAM

Фигура 6.1– Тестов образец и неговите съединения

Основната техническа информация за тестовия образец е както следва. Подовите плочи са ламаринобетонни с профилирана стоманена ламарина HI-BOND A55 и обща дебелина заедно със стоманобетонната плоча 100 mm. Подовата плоча стъпва върху пет второстепенни греди от IPE 140 или HEB 140, разположени през равни разстояния (Фигура 6.2). Комбинирано действие при рамките, поемащи сеизмичните въздействия, е предотвратено, тъй като не са предвидени дюбели и е осигурена достатъчна междина между стоманобетонната плоча и колоните съгласно препоръките на Еврокод 8. Чрез високоякостни анкерни пръти от системата DYWIDAG към силовия под на лабораторията са анкерирани корави стоманени опорни бази за двете рамки и такива за опорната конструкция на натоварващата система, които осигуряват надеждно захващане към основата. Двете бази на рамките и тези на опорната конструкция са допълнително обединени с корава диафрагма.

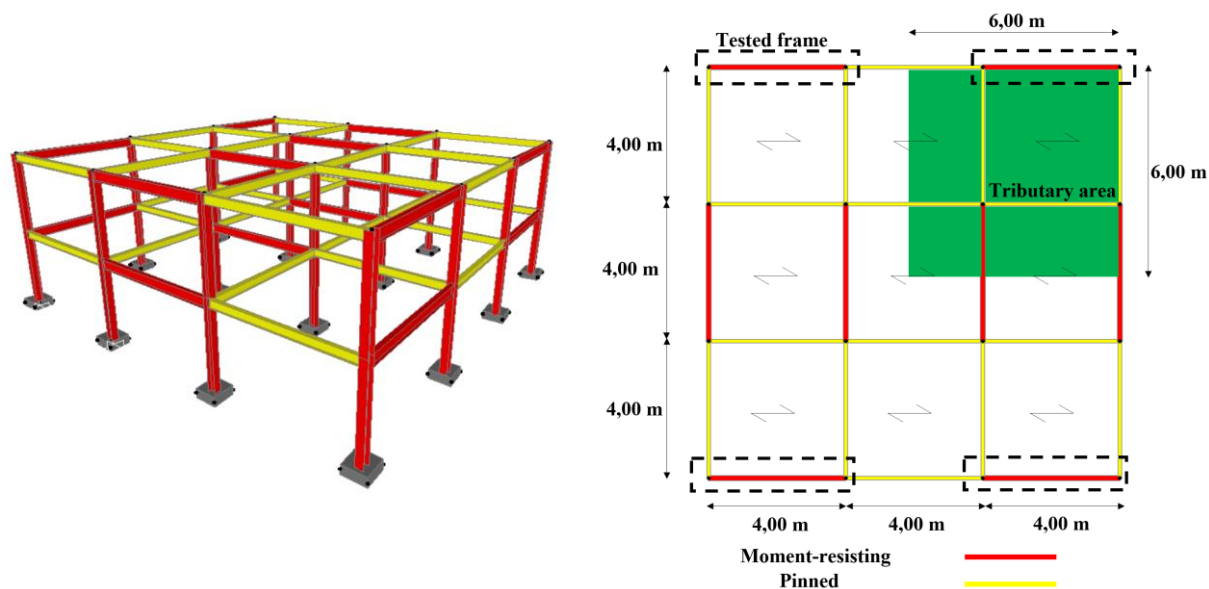


Фигура 6.2 – Тестовият образец с възли с RBS

Гредите на рамката са от IPE 270 от стомана клас S275JR, а колоните – от HEВ 200 от S355JR. Проектирането е извършено съгласно Еврокод 8 0, 0 при висок клас на дуктилност (DCH) и са удовлетворени изискванията по експлоатационни и крайни гранични състояния. Съответно са приети: коефициент на поведение $q = 6$, спектър на реагиране вид 1, максимално ускорение на основата $0.35g$ и земна основа тип В. Ограничението на относителните междуетажни премествания в експлоатационно гранично състояние (ограничаване на повредите) е прието 1% , при предпоставката, че преградните стени не възпрепятстват деформациите на главната конструкция.

Тестовият образец е избран така, че рамките в него да са представителни за съответна референтна конструкция, която има по три отвора от по $4,0\text{ m}$ в двете направления. (Фигура 6.3). Конструкцията се характеризира с по четири едноотворни двуетажни рамки във всяко направление, като останалите отвори са номинално ставно свързани с тях (Фигура 6.3). Проектните стойности на товарите са: i) постоянни товари 3.9 kN/m^2 на междинния етаж и 3.6 kN/m^2 на покрива; ii) променливи експлоатационни товари 3.0 kN/m^2 на междинния етаж и 0.5 kN/m^2 на покрива. Товарната площ за всяка рамка съответства на $1/4$ от общата площ на етажа. Собственото тегло на конструктивните елементи и на ограждането са

отчетени чрез увеличаване на етажните маси с около 10%, при което за една рамка масата на първия етаж е 19.0 t, а масата на покрива – 14.2 t.



a) Триизмерен изглед на конструкцията

b) План и обособяване на тестовите рамки

Фигура 6.3 – Референтна конструктивна система, приета за проектиране на тестовите рамки

Експерименталните изследвания са проведени в лабораторията STRENGTH на Университета в Салерно и са част от по-широка експериментална програма за изследване на влиянието на различни възли/съединения греди-колона върху глобалното сеизмично поведение на конструкцията. Приетата поредица акселерограми е идентична при двете експериментални серии с възли RBS 0 и със съединения FREEDAM. Избраните акселерограми и съответните мащабиран максимални ускорения (PGA) са дадени в Таблица 6.1

Таблица 6.. В първата експериментална серия, между Тест 1 и Тест 2 е проведен и един допълнителен тест, но само частичен, поради което не се споменава по-нататък.

Таблица 6.1: Акселерограми, използвани за изпитванията

Тест №	Акселерограма	PGA
1	Imperial Valley	1.10 g
2	Spitak	0.80 g
3	Изкуствена генерирана	0.50 g
4	Santa Barbara	0.80 g
5	Coalinga (частична)	0.80 g

6.3 ПСЕВДОДИНАМИЧНО ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ТЕСТОВА СГРАДА С РИГЕЛИ С ОТСЛАБЕНО СЕЧЕНИЕ

В тази точка са представени експерименталната постановка и данните от изследването на тестова сграда със стоманената рамкова конструкция и ригели, окомплектовани със заменяеми крайни фрагменти с отслабено сечение (RBS фрагмент).

При анализ на експерименталните резултати се вижда, че максималните стойности на етажните премествания и максималното натоварване от актуаторите са достигнати по едно и също време. Този ефект съответства на очакваното реагиране на регулярната

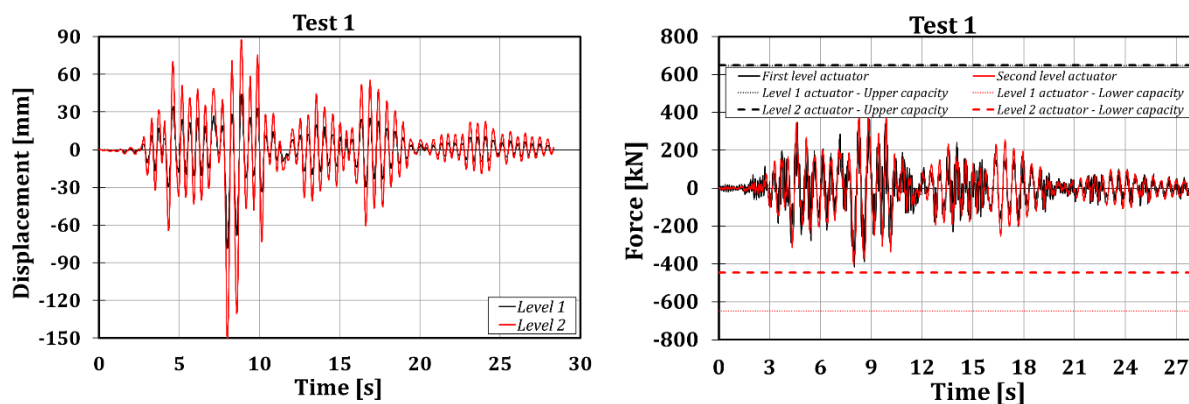
конструкция с преобладаваща първа форма на свободни трептения. В Таблица 6.2 са обобщени резултатите от тестовете от първата серия експерименти.

Таблица 6.2: Основни резултати от тестовете с образец с RBS фрагменти

			Тест 1	Тест 2	Тест 3	Тест 4	Тест 5
Максимална срязваща сила в основата (kN)	Дърпане (Pull)		-751	-652	-444	-586	-630
	Бутане (Push)		667	670	555	592	612
Максимално преместване 1 – 1-ви етаж (mm)	Дърпане		-78	-17	-29	-48	-47
	Бутане		44	85	40	41	62
Максимално преместване 2-ри етаж (mm)	Дърпане		-150	-34	-66	-99	-94
	Бутане		88	171	83	85	129
Максимално междуетажно преместване (%)	Дърпане	Ниво 1	-3.3	-0.7	-1.2	-2.0	-2.0
		Ниво 2	-3.0	-0.7	-1.5	-2.2	-2.0
	Бутане	Ниво 1	1.9	3.5	1.7	1.7	2.6
		Ниво 2	1.9	3.6	1.8	1.8	2.8

6.3.1 Империл Валеј (Imperial Valley) ($PGA = 1.10g$)

При първия тест е приложено натоварване, съответстващо на записите на ускорението на земната основа в станцията в Imperial Valley (USA) от земетресението през 1979 г.



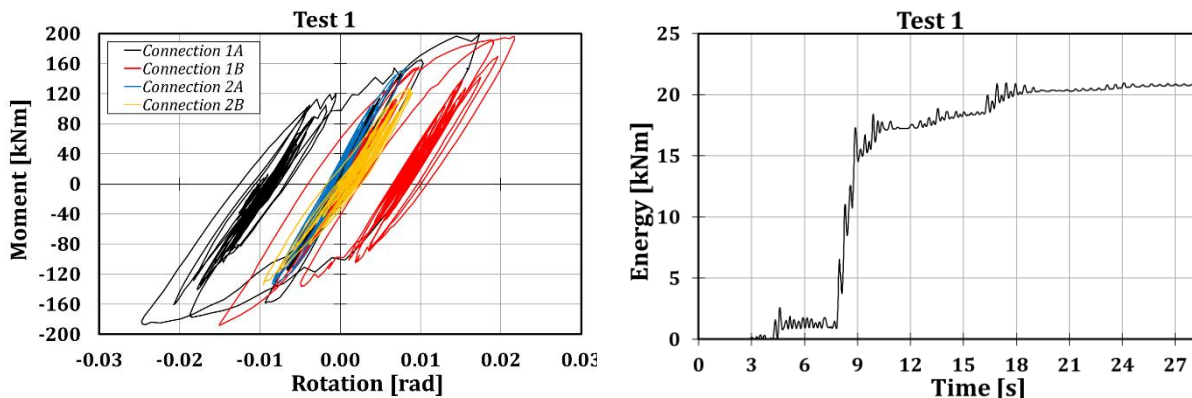
Фигура 6.4 – Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно) от Тест 1

Важно е да се отбележи, че реалното достигнато върхово ускорение на земната основа ($PGA = 0,37g$) е завишено около три пъти за целите на експеримента и приложеното PGA е равно на $1,10g$.

От Фигура 6. се вижда, че стойностите на силите, отчетени от задвижващото устройство на първо ниво варират повече от тези на второ ниво. Това се дължи главно на точността на силомера, монтиран в задвижващия механизъм MTS 243.60-02, който се характеризира с по-ниска точност. Докато горният механизъм (MTS 243.45-01) е оборудван с тензометрична месдоза, долният е с месдоза, отчитаща разликата в налягането (DP). Максималната срязваща сила в основата, преместванията във върха и междуетажните премествания от двете изпитвания са обобщени в Таблица 6.2.

Максималното достигнато междуетажно преместване е около 3%, и е придружено от развитие на значителни пластични деформации в конструктивните елементи. Локалните

измервания показват деформации в базите на колоните и в рамковите възли с RBS фрагментите, като последните са по-големи на първия етаж. Огъващият момент, при който пластифицира отслабеното сечение е близък до проектната стойност (127,5 kNm).

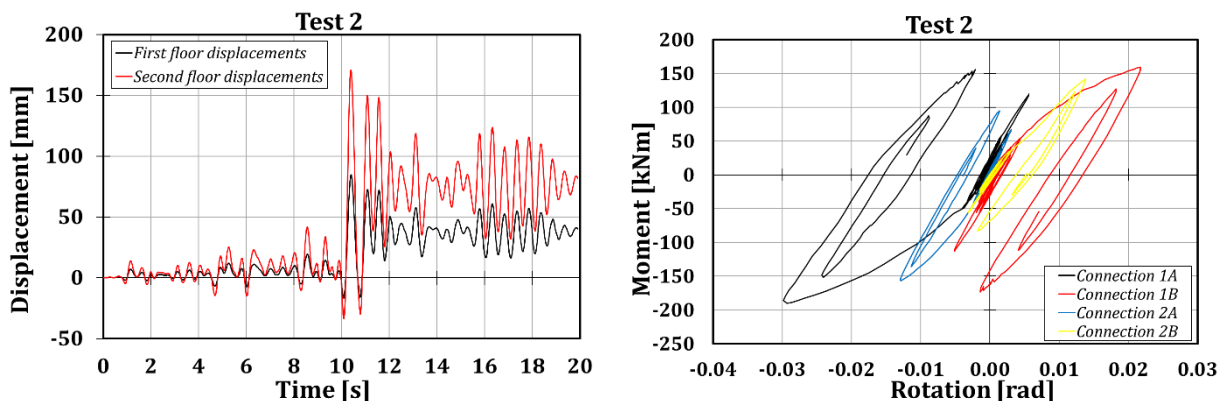


Фигура 6.5 –RBS хистерезисни криви (вляво) и обща разсеяна енергия (вляво) от Тест 1 (MRF-1)

Нивото на повреди в конструкцията при Тест 1 се дължи на големия брой на циклите на натоварване и разтоварване, на които са подложени гредите с отслабени сечения на първо ниво. Този извод може да се направи въз основа на хистерезисните примки, изобразени на отляво на Фигура 6.5. Вдясно на същата фигура е показана енергията, разсеяна чрез пластична работа в отслабените сечения. Трябва да се отбележи, че максималната достигната ротация в зоната на фрагмента е малко по-малко от 30 mrad, което е близко до изисквания в EC8 пластичен ротационен капацитет на възела (35 mrad) при рамки от висок клас на дуктилност (DCH).

6.3.2 Спитак (PGA = 0,80g)

Втората акселерограма се различава значително от първата, тъй като се характеризира само с една високоамплитудна пикова стойност, докато първата е съставена от поредица пикови ускорения. Тази особеност е видна и от резултатите от теста. В резултат на псевдодинамичното натоварване, съответстващо на земетресението в Спитак, се наблюдава само едно значително отклонение, при което се достига междуетажно преместване около 3,6%. През останалата част от теста конструкцията работи основно в еластичен стадий. Това ясно се вижда например от анализ на зависимостта „момент-ротация“ в зоната на отслабеното сечение на ригелите (Фигура 6.6). Реагирането на най-натоварения RBS фрагмент се характеризира с максимално завъртане 30 mrad, съответстващо на огъващ момент в средата на отслабеното сечение приблизително равен на 200 kNm.

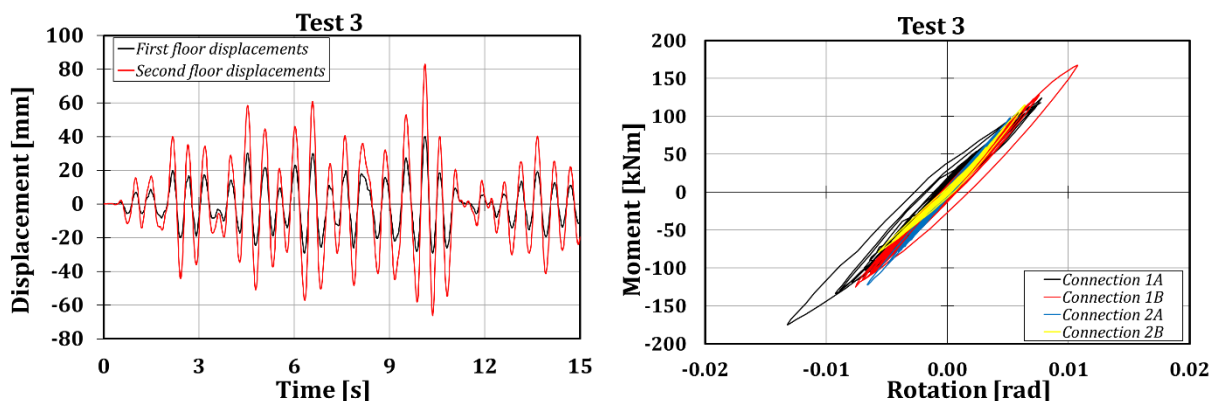


Фигура 6.6 – Тест 2: Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно)

Необходимо е да се отбележи, че максималният огъващ момент надвишава значително очакваната носимоспособност на огъване на отслабеното сечение с отчитане на кинематичното уякчаване (140 kNm), определена в проектна фаза при оразмеряване на конструкцията и съединението. Следователно препоръчваният в EC8 коефициент на уякчаване 1,1 е значително по-нисък от реалния. Реалното отношение между измерения огъващ момент и характеристичната носимоспособност на огъване на отслабеното сечение е около 1,6. Допълнителният капацитет най-вероятно се дължи на ниската стройност на поясите на гредата в зоната на отслабеното сечение, (определена чрез отношението ширина към дебелина на конзолните участъци на пояса), и намалената му склонност към местна загуба на устойчивост. Предположението се потвърждава от наблюдаваните форми на разрушение, водещи до пукнатини в пояса или в заваръчните шевове.

6.3.3 Изкуствена генерирана акселерограма ($PGA = 0,50g$)

Третата акселерограма е изкуствено генерирана с помощта на програмата SIMQKE, мащабирана спрямо приет спектър на реагиране.



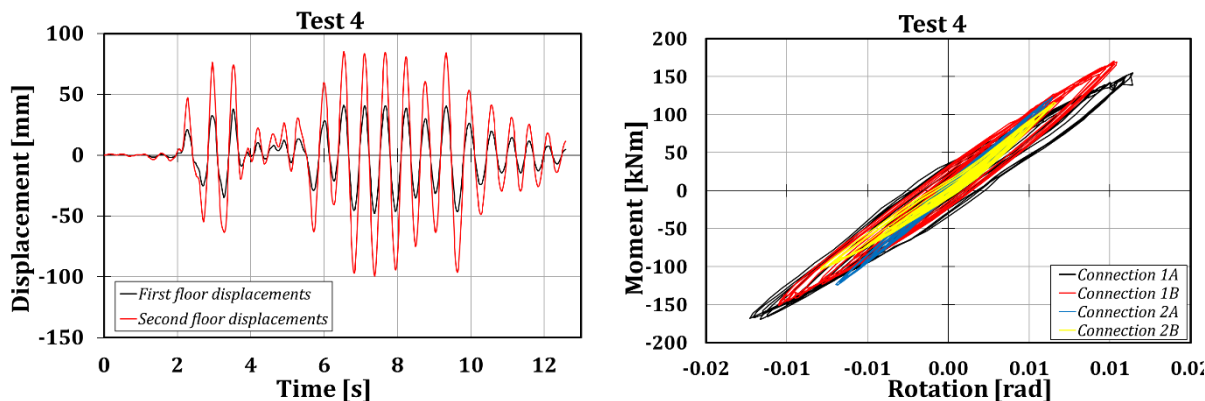
Фигура 6.7 – Тест 3: Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно)

Този подход позволява да се изследва поведението на конструкцията при земетресение, характеризиращо се с поредица от пикови стойности на ускорението. Приетото максимално ускорение на земната основа (PGA) е $0,50g$.

При третия тест огъващият момент в отслабеното сечение на ригелите на първо ниво достига до 170 kNm, докато на второ ниво се достига до огъващ момент 120 kNm и ротация по-малка от 10 mrad (Фигура 6.7). Максималната срязваща сила в основата е равна на 555 kN при максимално преместване във върха 83 mm и относително междуетажно преместване 1,8%. От гледна точка на зависимостта „момент-завъртане“ RBS фрагментите на практика остават еластични.

6.3.4 *Санта Барбара (Santa Barbara)* ($PGA = 0,80g$)

При Тест 4 е приложена акселерограмата от земетресението в Санта Барбара. При този експеримент не се наблюдава значително развитие на пластични деформации и конструкцията работи основно в еластичната област, както се вижда от диаграмите на етажните премествания и зависимостите „момент-завъртане“ представени на Фигура 6.8. Основните резултати от теста са дадени в Таблица 6.2.

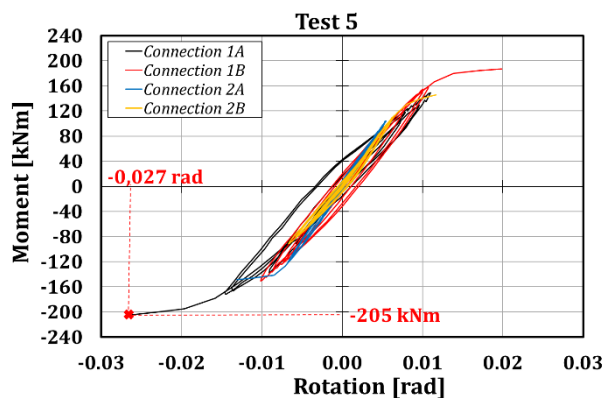


Фигура 6.8 – Етажни премествания (вляво) и зависимости „момент-завъртане“ (вдясно)

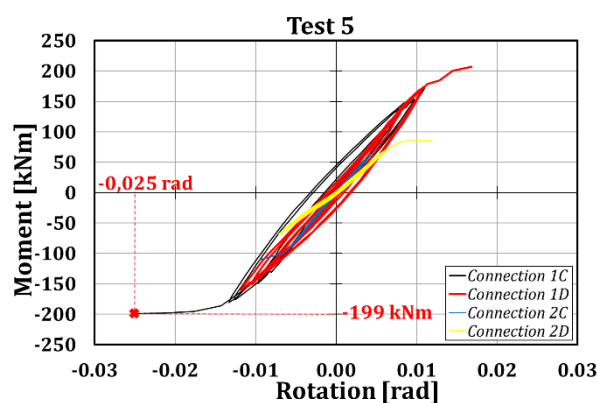
6.3.5 Коалинга (Coalinga) ($PGA = 0,80g$)

По време на Тест 5 се достига до разрушение на конструкцията. Всъщност последният експеримент е прекратен след получаване на сериозни повреди в двете успоредни рамки на първия етаж, в зоната на отслабените сечения от страната на натоварващата система (Фигура 6.9). Първоначално се образува пукнатина в заваръчния шев в RBS-1A, а впоследствие и RBS-1C се компрометира поради преразпределение на усилията, което е в резултат на възникналия усукващ момент и претоварването на другата рамка. Локалното разрушение на RBS-1A е предизвикано от умора на материала в зоната на заваръчния шев и непредвидената висока интензивност на огъващият момент, действащ в сечението при челото на колоната. Достигнатият огъващ момент преди разрушаване на RBS-1A е 205 kNm, с около 60% по-голям от характеристикната носимоспособност на отслабеното сечение (Фигура 6.9).

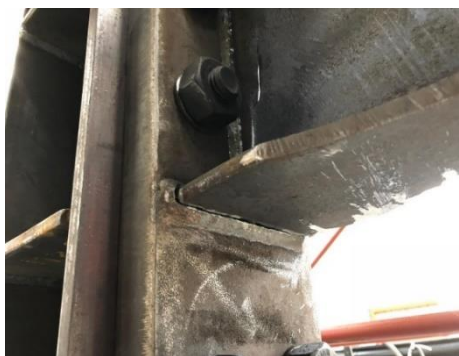
Принципно, при рамки с греди с отслабено сечение не се очаква разрушение в заваръчния шев, свързващ поясите на гредата и колоната. Но имайки предвид кардинално различните протоколи на циклично натоварване, прилагани при стандартни изпитвания на конфигурации на рамкови възли и условията на натоварване при настоящото експериментално изследване на двуетажната рамкова конструкция, подложена на серия от пет земетресения, то се оказва възможно. Предполагамата причина за пукнатината в заваръчния шев е умора на материала, която е в резултат на историята на натоварване от няколко земетресения, включваща голям брой цикли с относително ниски амплитуди, (които не могат да предизвикват местна загуба на устойчивост), и няколко цикъла с висока амплитуда, (при които местната устойчивост на гредата е осигурена чрез ниската стройност на конзолните участъци на пояса в зоната на отслабеното сечение).



а) Тест 5 – Колони А-В, 1-ви и 2-ри етаж



б) Тест 5 – Колони С-Д, 1-ви и 2-ри етаж



в) Разрушение в заваръчния шев от RBS 1A

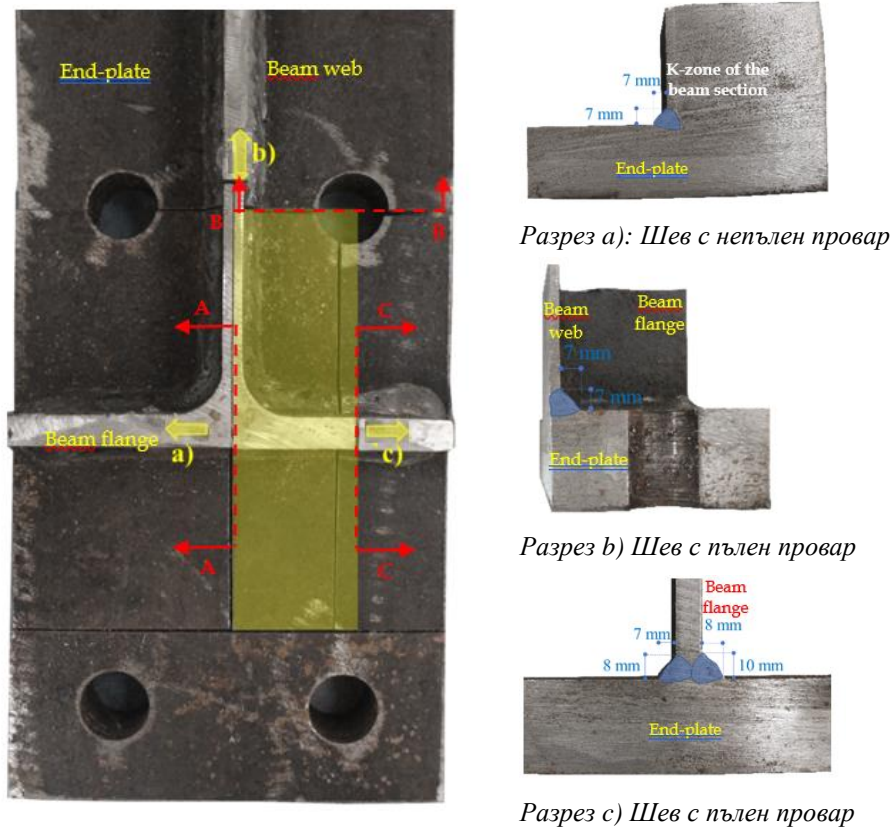


г) Разрушение в средата на RBS 1C

Фигура 6.9 – Хистерезисни примки на RBS фрагментите (горе) и детайли на повредите (долу)

За да се провери качеството на заварения детайл, след приключване на теста е наблюдаван наличен резервен RBS фрагмент. Проучването показва, че заваръчните шевове с пълен провар са изпълнени коректно и нямат значителни дефекти (Фигура 6.10).

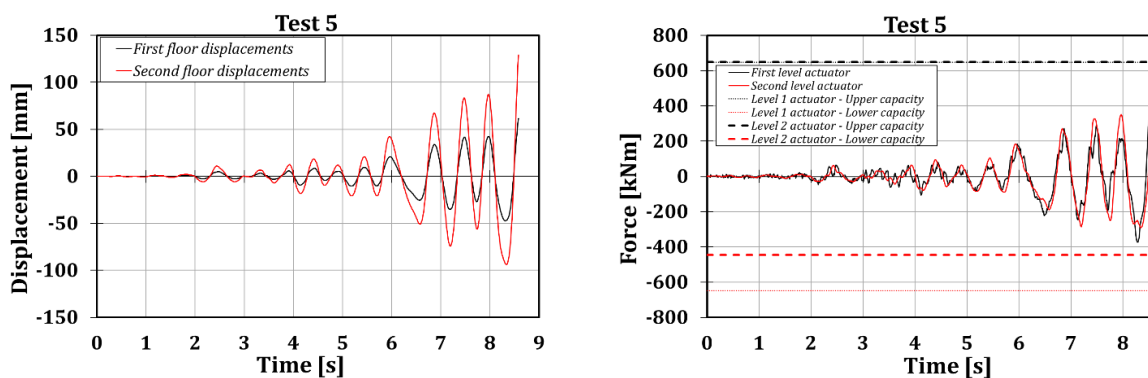
Приетото решение на заварения детайл удовлетворява изискванията на EC3 0 и EC8, както и указанията в AISC Steel Design Guide 0. Съгласно 0, за да се предотврати концентрация на напреженията в пояса на гредата, а оттам и преждевременното му разрушаване, при заваряване на фланцевата плоча към гредата не са изпълнени изрязвания на стеблото 0. Въз основа на тези изисквания, Т-съединенията между пояса и фланцевата плоча са изпълнени като шевове с пълен провар с едностранна обработка на пояса (под ъгъл 45°). Само над стеблото на гредата от външната страна на пояса е изпълнен шев с непълен провар и ъглов шев в ъгловата зона от вътрешната страна на пояса. Тъй като детайлът на изпълнение отговаря на нормативните изисквания, може да се заключи, че разрушението на шева се дължи от една страна на подцененото кинематично уякчаване в етапа на проектиране, и от друга – на начина на изпълнение, препоръчан в нормите. При определянето му най-вероятно не е отчетено възможната поява на нискоциклична умора при неколкостепенни сеизмични въздействия. Тези изводи подчертават необходимостта от допълнителни изследвания, посветени на изучаване на поведението на заварените детайли при сеизмични въздействия и издръжливостта им на нискоциклична умора.



Фигура 6.10 – Изглед и детайли на заварените съединения от обсежданя RBS фрагмент

Въпреки направените заключения, трябва да се отбележи, че изследваните RBS фрагменти са подложени на серия от пет разрушителни земетресения, и тези условия значително надвишават нормативните изисквания. Следователно, въпреки че полученият механизъм на разрушаване не е напълно удовлетворителен, може да се заключи, че поведението на изследваните рамки се характеризира с висок капацитет на разсейване на енергия в зоната на отслабеното сечение.

На Фигура 6.11 са показани етажните премествания и историята на натоварването от Тест 5. Допълнителна информация може да бъде намерена в Таблица 6.2.



Фигура 6.11 – Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно) от Тест 5

6.4 ПСЕВДОДИНАМИЧНО ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА ТЕСТОВА СГРАДА С FREEDAM ФРИКЦИОННИ СЪЕДИНЕНИЯ

В тази точка са представени резултатите от експерименталното изследване на сграда със стоманена конструкция, окомплектована със заменяеми крайни фрагменти на ригелите с фрикционни съединения FREEDAM. Приложени са същите входни данни, определени въз основа на реални и генерирани акселерограми от сеизмични въздействия. По този начин може да се сравни поведението на рамкова конструкция, окомплектована с двата типа възли и съединения. В Таблица 6.3 са обобщени резултатите от серията от експерименти.

Таблица 6.3: Основни резултати от серията от тестове с FREEDAM съединения

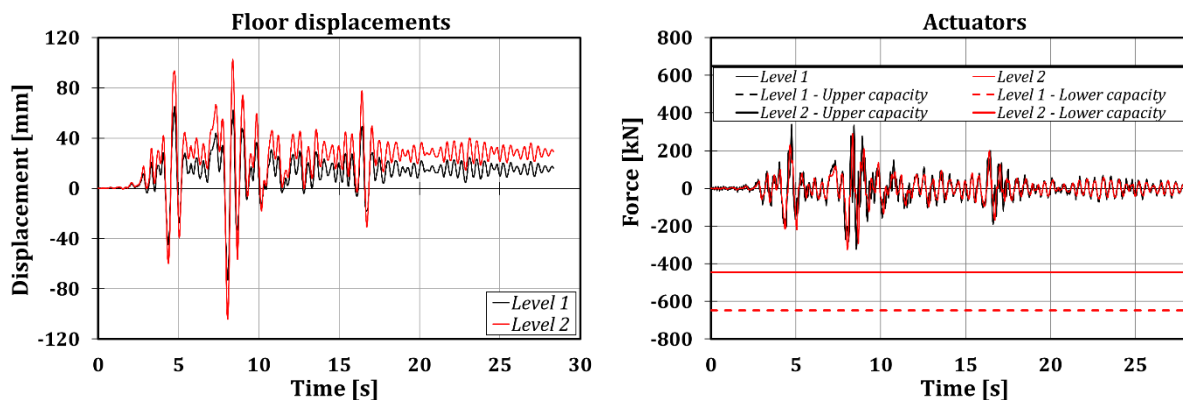
		Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5	
Максимална срязваща сила в основата (kN)	Дърпане	-537	-447	-272	-388	-439	
	Бутане	477	470	347	483	495	
Максимално преместване на 1-ви етаж (mm)	Дърпане	-73	-53	-41	-56	-72	
	Бутане	65	79	38	52	61	
Максимално преместване на 2-ри етаж (mm)	Дърпане	-104	-84	-75	-89	-112	
	Бутане	103	112	52	70	85	
Максимално междуетажно преместване (%)	Дърпане	Ниво 1	-3.0	-2.2	-1.7	-2.3	-3.0
		Ниво 2	-1.3	-1.3	-1.4	-1.4	-1.7
	Бутане	Ниво 1	2.7	3.3	1.6	2.2	2.5
		Ниво 2	1.6	1.4	0.6	0.7	1.0

6.4.1 Империял Валеј (Imperial Valley) (PGA = 1,10g)

И при тази серия експерименти при първия тест е приложена историята на натоварване, основана на записите от земетресението в Империял Валеј. За съжаление, поради технически проблеми с външните датчици, установени по време на експеримента, не са записани данни за поведението на съединенията. В резултат може да се анализират само получените етажни премествания и реактивните сили от актуаторите, показани на Фигура 6.12.

Максималните достигнати премествания на първо и второ ниво са съответно 73 и 104 mm, а максималната достиганата срязваща сила в основата е равна на 537 kN (Таблица 6.3). От диаграмите е установено, че върховете премествания и реактивни сили са получени по едно и също време. Този ефект е очакван, тъй като сградата е регулярна, с преобладаваща първа форма на трептене. Друг важен аспект на поведението на конструкцията, окомплектована с фрикционни съединения, е липсата на самоцентриране, което се вижда от остатъчните премествания след края на експеримента, (около 16 mm на първо и 29 mm на второ ниво).

По време на експеримента се получава приплъзване в някои от фрикционните демпфери. Както се вижда от Таблица 6.3, максималните достигнати междуетажни премествания на първо и второ ниво са съответно 3% и 1,6%, което е над проектната граница на еластичната област – около 1%.

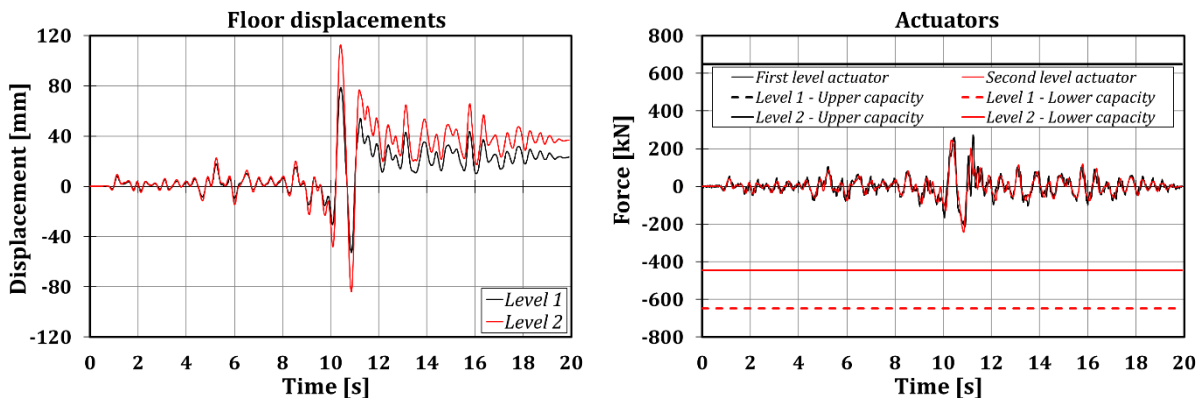


Фигура 6.12 – Тест 1: Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно)

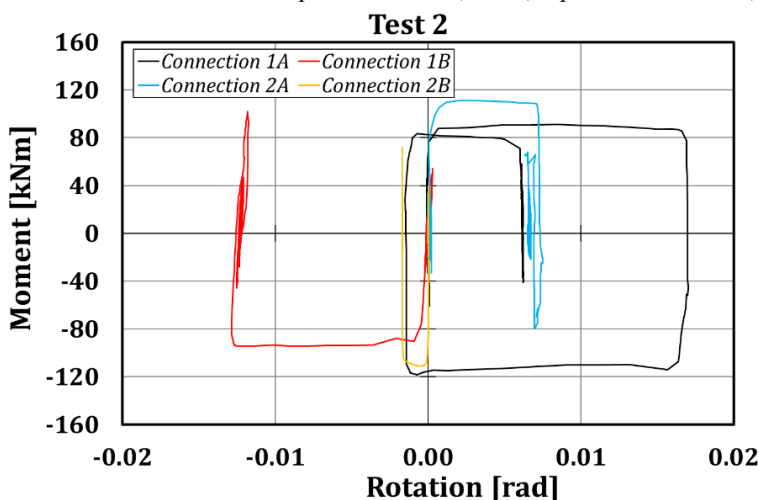
6.4.2 Спитак ($PGA = 0.80g$)

При втория експеримент образецът на сградата е подложен на въздействие, съответстващо на земетресението в Спитак. При този тест са получени данни от датчиците в зоната на съединенията. Както беше споменато при предишната серия от експерименти, историята на натоварване, съответстваща на приложената акселерограма, се отличава с един пик с висока амплитуда. Тази особеност оказва влияние върху резултатите от експеримента, и както се вижда от Фигура 6.13 (където са показани етажните премествания и реактивните сили в актуаторите), образецът претърпява само един цикъл на натоварване в нееластичната област.

При този тест се наблюдава редуция на срязващата сила с около 15% спрямо получената от Тест 1, както и увеличение на максималните премествания във върха (112 mm спрямо 104 mm) и на максималните междуетажни премествания на първо ниво – 3,3%. Получените максимални междуетажни премествания на второ ниво са много малки. На Фигура 6.14 е показано реагирането на съединението чрез хистерезисната крива „момент-завъртане“. Както се очаква, получените правоъгълни хистерезисните примки на фигурата са гладки и широки. Въпреки това, би трябвало да се отбележи известна асиметрия в поведението, видима от разликата в абсолютните стойности на получените максимални и минимални огъващи моменти, съответно 80 kNm и 120 kNm. Този ефект вече е отбелязан при изпитванията на образци на рамкови възли в предишната глава. Вследствие на характерната форма на акселерограмата от Спитак, очаквано се наблюдава само един цикъл на приплъзване на фрикционните съединения в експерименталните резултати, съвпадащ с върховото ускорение на земната основа PGA . Максималната отчетена ротация в зоната на съединението се получава при възел 1А и е около 17 mrad. При останалите съединения се получават по-малки ротации, като отчетените в зоната на съединенията на второ ниво достигат до около 0,007 и 0,002 rad.



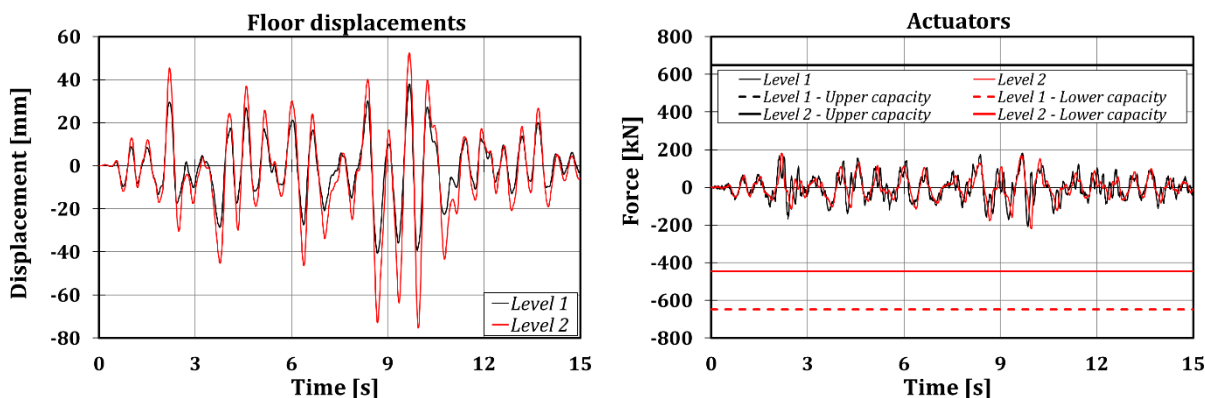
Фигура 6.13 – Тест 2: Етажни премествания (вляво) и реактивни сили (вдясно)



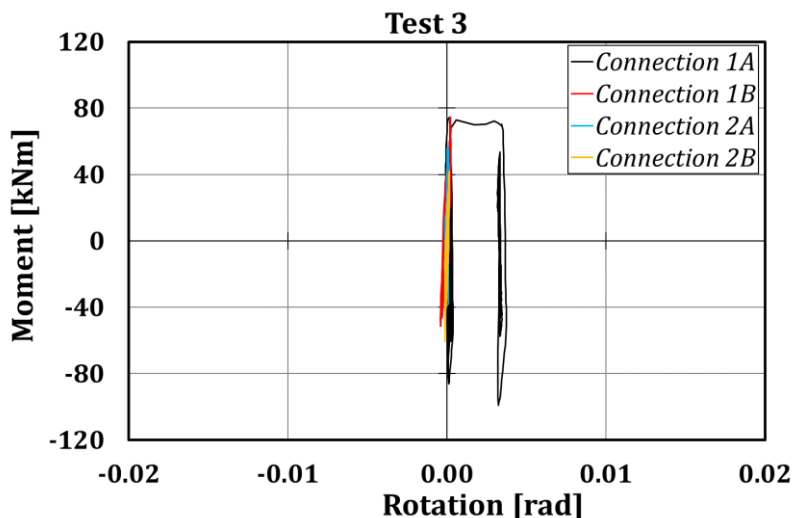
Фигура 6.14 – Тест 2: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1

6.4.3 Изкуствена акселерограма (PGA = 0.50g)

При тази изкуствено генерирана акселерограма, включена с оглед сравнение на поведението на рамките от двете серии, конструкцията работи основно в еластичната област, без получаване на остатъчни премествания (Фигура 6.15). Приборите в зоната на възлите като цяло също показват липса на пластични деформации, само в съединението при 1А се наблюдава известно тяхно влияние, при ротация около 4 mrad (Фигура 6.16).



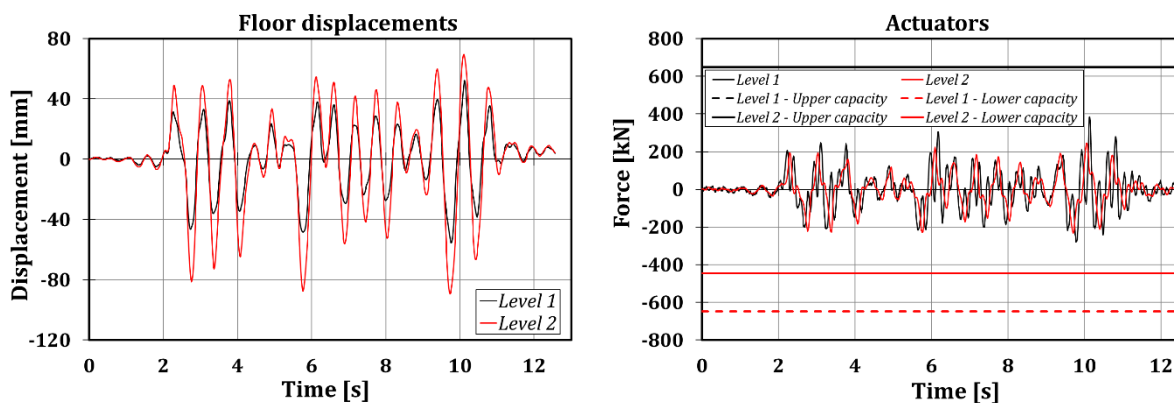
Фигура 6.15 – Тест 3: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно)



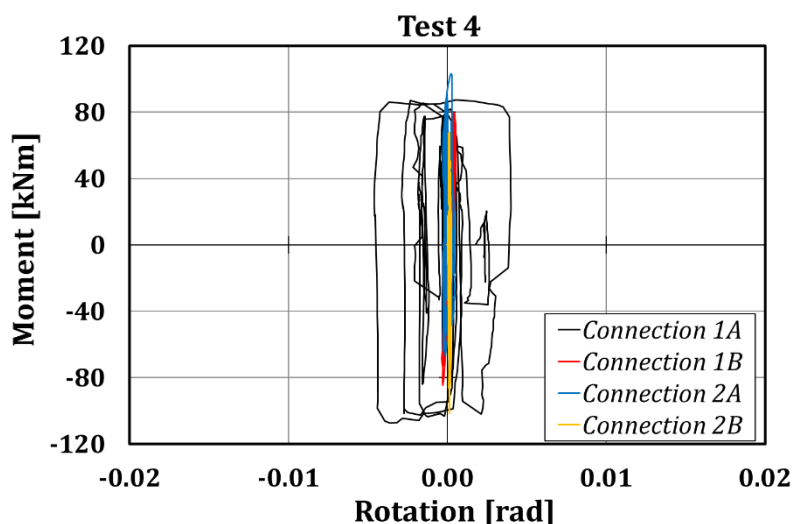
Фигура 6.16 – Тест 3: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1

6.4.4 Санта Барбара (Santa Barbara) (PGA = 0.80g)

Четвъртият тест е проведен при натоварване, съответстващо на записите от земетресението в Санта Барбара (САЩ) от 1978 г. Въпреки, че историята на натоварване се характеризира с многобройни пикове с достатъчно значими амплитуди, избраното върхово ускорение на земната основа (0,80g), води до получаване на ограничено приплъзване във фрикционните устройства. Като цяло, поведението на образца е сходно с наблюдаваното при Тест 3 – етажните премествания не надвишават 60 и 90 mm, съответно на първо и на второ ниво, с междуетажни премествания на първо ниво равни на 2,3% (Фигура 6.17). Не са установени остатъчни премествания след края на експеримента. Както и при предишния тест, само съединение 1А се активира, като максималната достигната ротация е 4,6 mrad (Фигура 6.18).



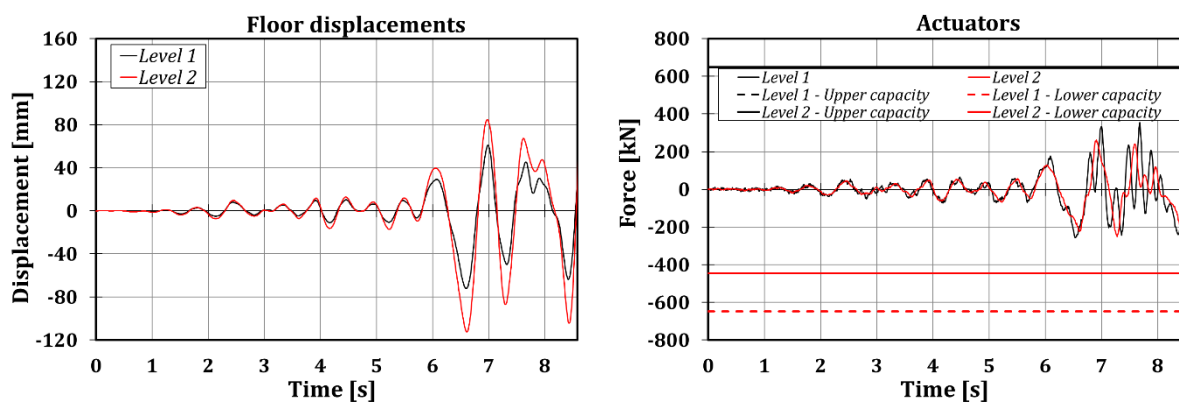
Фигура 6.17 – Тест 4: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно)



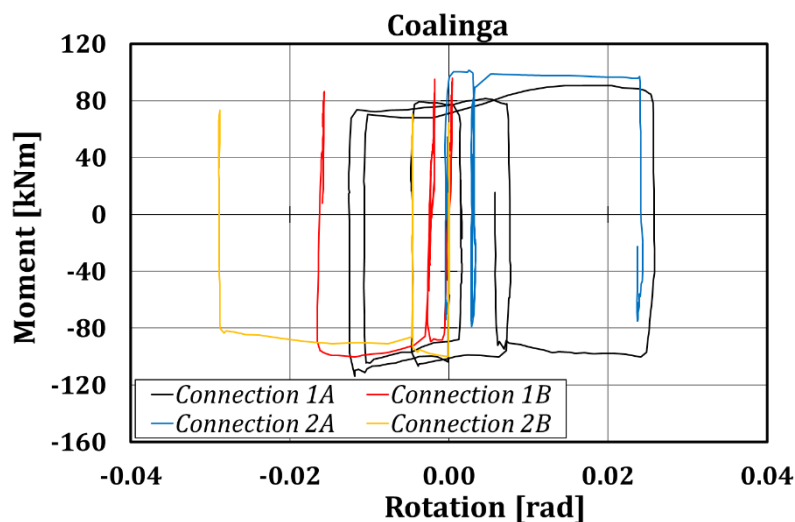
Фигура 6.18 – Тест 4: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM - MRF-1

6.4.5 Коалинга (Coaling) ($PGA = 0.80g$)

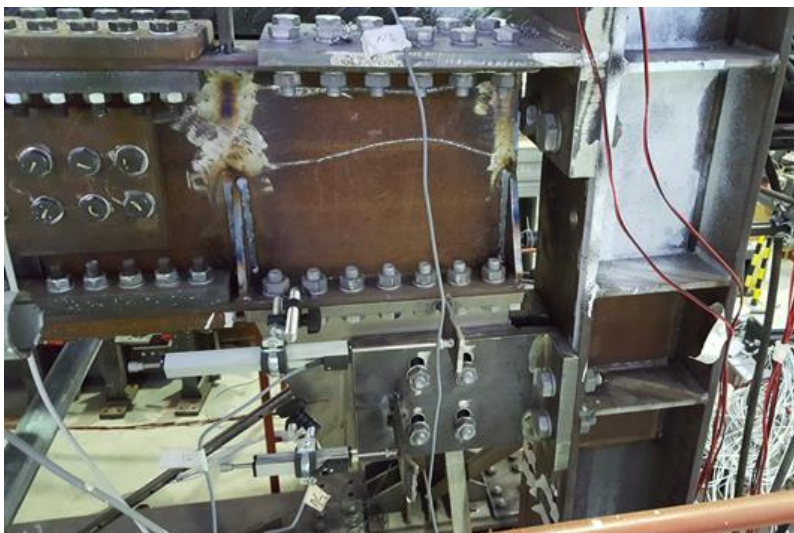
При този тест се наблюдава по-голямо разсейване на енергия. Тестът не е завършен поради технически проблем (загуба на контрол), причинил значителни повреди в елемента, свързващ експерименталния образец с натоварващата система на първо ниво. Проблемът възниква 8,58 s след началото на експеримента, което отговаря на времето на получаване на крехко разрушение при серията от експерименти с греди с отслабени сечения. Представените на Фигура 6.19 истории на преместванията и натоварванията потвърждават казаното по-горе. Максималното преместване във върха е 112 mm (същото като полученото при Тест 2). Хистерезисните примки са несиметрични по отношение на достигнатите максимални и минимални огъващи моменти. С нарастване на броя на циклите на натоварване и разтоварване се наблюдава редукция на носимоспособността. Предполага се, че тя е вследствие на намаляването на натягащата сила в предварително напрегнатите високоякостни болтове, в резултат на износването на фриktionните подложки (Фигура 6.20). В края на втората серия тестове не се наблюдават конструктивни повреди, тъй като единствените елементи, участващи в дисипацията на енергия, са фриktionните подложки, част от FREEDAM съединенията.



Фигура 6.19 – Тест 5: История на етажните премествания (вляво) и на реактивните сили, записани от актуаторите (вдясно)



Фигура 6.20 – Тест 5: Зависимост „момент-завъртане“ на съединения FREEDAM – MRF-1



Фигура 6.21 – Детайл на съединение FREEDAM 1A след края на втората серия от тестове

6.5 ЧИСЛЕНИ СИМУЛАЦИИ НА СЕИЗМИЧНОТО РЕАГИРАНЕ

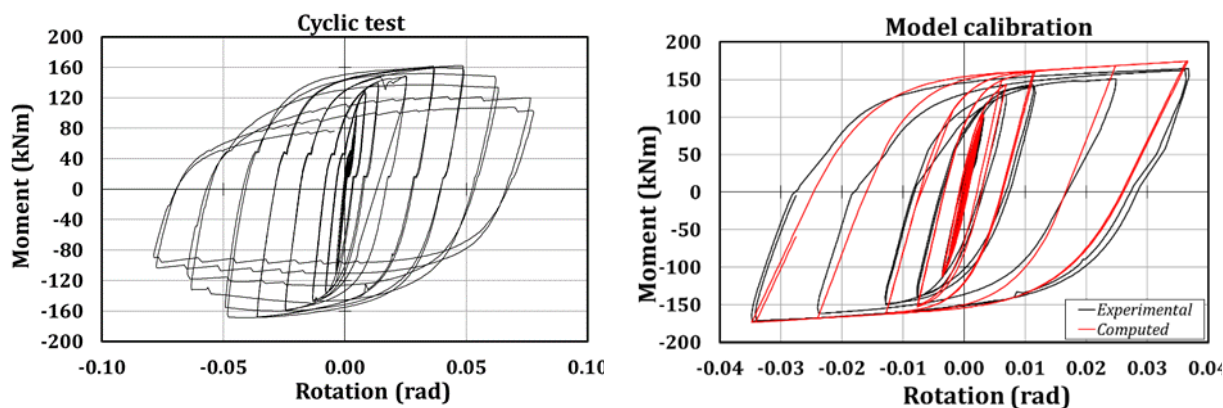
6.5.1 Конструкция с възли с отслабено сечение на гредата (RBS)

Във фазата на предварително проектиране на тестовата конструкция, а и за да се допълнят експерименталните резултати, е разработен пространствен нелинеен модел с крайни елементи на конструкция с възли с отслабено сечение на гредата (RBS) чрез програмата SeismoStruct 0 (Фигура 6.22). Материалната нелинейност при сеизмичното реагиране е отчетена чрез комбиниране на два подхода: концентрирана и разпределена пластичност. Конструктивните елементи са моделирани с елементи с нееластично поведение, основано на усилията в тях (force-based), с отчитане на геометричната и материалната нелинейност чрез подхода с разпределена пластичност.



Фигура 6.22 – 3D модел на тестовата конструкция с възли с отслабено сечение на гредата

Използваните крайни елементи се характеризират с по пет сечения, в които се извършва интегриране, като всяко от тях е разделено на поне 150 нишки. Такова дискретизиране обикновено е достатъчно да осигури адекватна точност при изчисляването на кривините на сеченията според приетите зависимости „напрежение-деформация“ за материала. Подовите диафрагми са моделирани като корави и масите са концентрирани в центровете им или в средите на отворите. Детайлите на възлите, приети в тестовата конструкция, са изпитани експериментално в рамките на предишна работа на авторите чрез образци със същата геометрия на отслабеното сечение и подобен клас стомана. Резултатите от тези експерименти 0 са използвани за калибриране на нелинейната пружина, с която се моделира поведението на възлите с отслабено сечение на гредата. Поведението на възлите, изпитани в 0, е представено на Фигура 6.23 чрез зависимости „момент-завъртане“ за средата на участъка с RBS. Поведението на RBS е моделирано чрез т. нар. „smooth link element“ 0. Този тип елементи е един от най-сложните и най-цялостни, позволяващи моделиране на хистерезисно поведение в съвременните комерсиални софтуерни продукти. Техен основен недостатък е, че са базирани на голям брой параметри, което прави процеса на тяхното калибриране много сложен. За целта в случая е използван инструментът Multical 0, който минимизира несъответствията между експерименталната и теоретичната криви, както като дисипирана енергия, така и като обвивка на цикличното поведение.

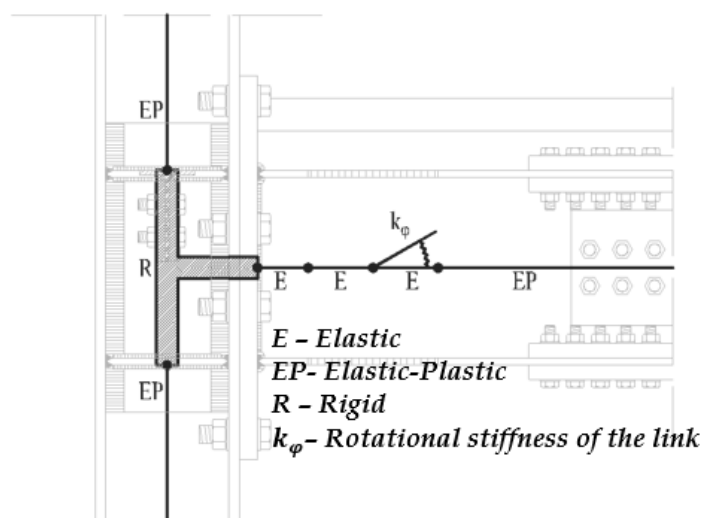


a) Циклично поведение на RBS

b) Калибриране на модела

Фигура 6.23 – Експериментална и числена зависимост „момент-завъртане“ на RBS

MultiCal е инструмент за калибриране на хистерезисни модели, основан на алгоритми, използвани в генетиката. Той позволява намиране на най-доброто съчетание на параметри за постигане на съответствие с експериментално установеното поведение чрез набор от критерии, дефинирани от ползвателя. Тъй като експериментите на тестовата конструкция показват максимални завъртания под 35 mrad, процедурата на калибриране е приложена върху резултати от цикличните изпитвания с амплитуди до 35 mrad. Това е много важно, защото калибриране на параметрите на модела извън очаквания диапазон на ротации може да доведе до комплект параметри, повлияни от явления, които на практика няма да се случат при проектните ротации. Такъв например е случаят на загуба на устойчивост, установена при изпитваните фрагменти от конструкцията, която обаче настъпва чак при завъртания от около 50 mrad. Участъка около възела е моделиран както е показано на Фигура 6.24. Коравият участък на възловото поле е моделиран чрез безкрайно корави зони (rigid offsets), а участъкът с RBS е моделиран с калибрирана както бе описано по-горе нелинейна пружина, разположена в средата на участъка.



Фигура 6.24 – Модел с крайни елементи на фрагмент с възел с RBS

Сеизмичното въздействие се прилага чрез акселерограма в основата на рамката. Нелинейният динамичен анализ е реализиран с времева стъпка 0,01 s, като е приет алгоритъмът на Hilbert-Hughes-Taylor при стойност на еквивалентно вискозно затихване 1% и метода на Rayleigh, както е приложен и при псевдодинамичното експериментално изследване.

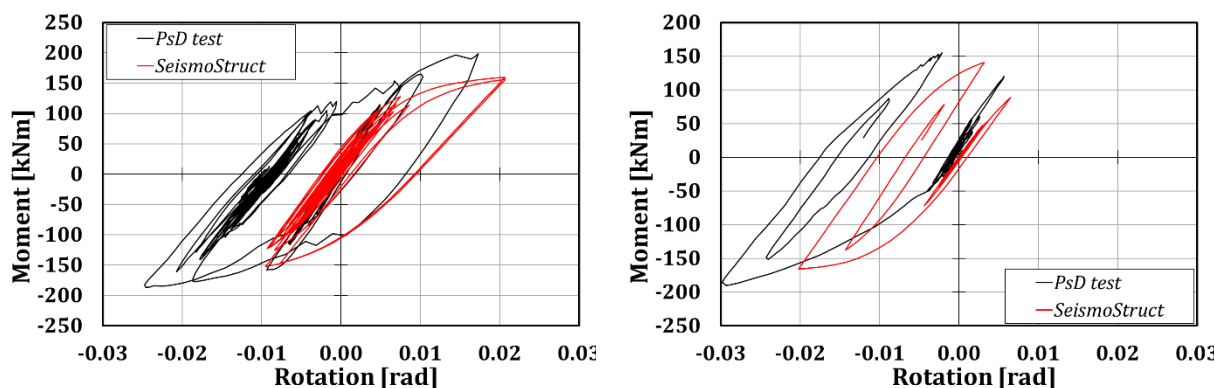
В този раздел се представят основните сравнения между експерименталните резултати и тези, получени с числения модел. Най-общо, сравненията с петте експеримента показват, че моделът е в състояние да „улови“ с достатъчна точност параметрите на сеизмично реагиране на конструкцията (Таблица 6.4). Несъответствията между действителните и изчислените премествания и сили не надвишават 25%, освен за акселерограмата от Spítak. По-ниската точност в този случай вероятно се дължи на процедурата на калибриране на поведението на RBS. Както е обяснено в 0, когато акселерограмата се характеризира само с няколко пика, калибрирането на параметрите на модела, базирано на резултатите само от един цикличен експеримент може да доведе до по-груба апроксимация. В 0 се признава, че калибриране по резултати от един цикличен тест не е достатъчно за задоволително моделиране на локалното поведение, особено когато вследствие на въздействието възелът претърпява само няколко цикъла с голяма амплитуда.

Таблица 6.4: Сравнение между експерименталните и числените стойности на срязващата сила в основата, преместванията на етажите и относителните междуетажни премествания

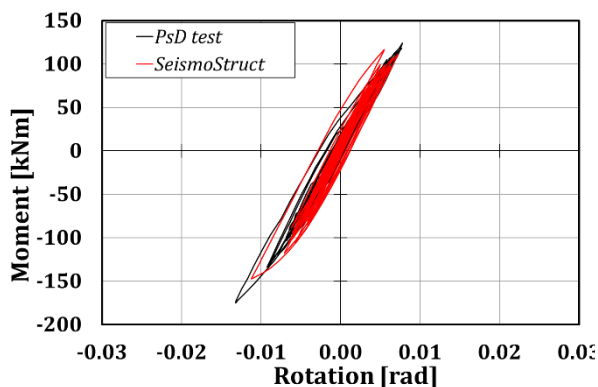
Тест	Максимална срязваща сила (kN)		Максимално преместване на първи етаж (mm)		Максимално преместване на покрива (mm)		Максимално междуетажно преместване (%)		относително преместване		Енергия (kNm)
	Pull	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull (L-1)	Pull (L-2)	Push (L-1)	Push (L-2)	
1 - Real	-751	667	-79	44	-150	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

За тези случаи калибрирането на модела трябва да се извърши въз основа на резултатите от поне един цикличен тест, но и поне едно изпитване при монотонно натоварване. За всички останали случаи резултатите за максималните етажни и междуетажни премествания и сили се оказват доста точни.

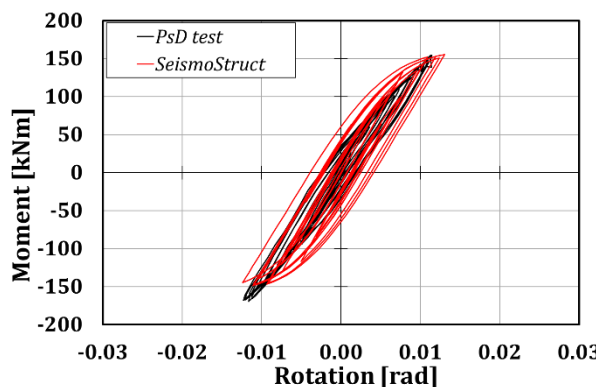
Таблицата показва, че представеният модел в много случаи осигурява доста задоволително предсказване на параметрите на глобалното реагиране на конструкцията. Това обаче не кореспондира със същото ниво на точност по отношение на параметрите, характеризиращи локалното поведение. Докато хистерезисните зависимости имат форма, качествено доста подобна на експерименталните криви, то резултатите за максималните и минималните ротации, и върховите стойности на огъващите моменти в средата на RBS-участъка се оказват по-приблизителни (Фигура 6.25).



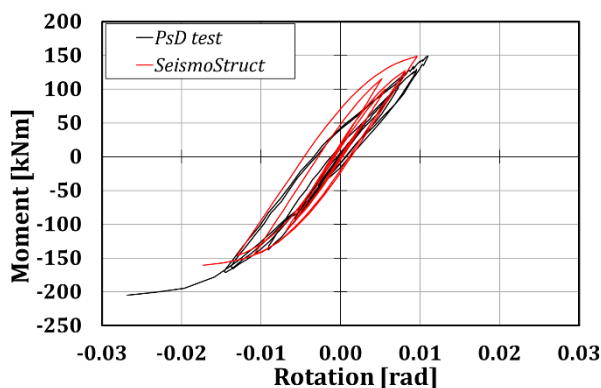
a) Тест 1



b) Тест 2



c) Тест 3



d) Тест 4

e) Тест 5

Фигура 6.25 – Сравнение на хистерезисното поведение за RBS-1A

Показаните на Фигура 6.25 сравнения се отнасят за петте теста и съответно установеното експериментално поведение на възел 1A от рамка MRF-1. Вижда се, че получените аналитични максимални завъртания в много случаи са с по-ниска точност, докато съответствието при максималните моменти е доста по-добро. Това означава, че въпреки че характеристиките на нелинейната ротационна пружина, която моделира RBS, са калибрирани по експериментални резултати чрез много прецизна процедура, основният проблем на подобни обобщени модели е „вроден“. Това е така, защото на теория такива модели са основани на няколко параметъра, чрез които формално могат да възпроизведат много точно експерименталното поведение на всеки тип възел или съединение, но въпросните параметри не отразяват пряко механичното поведение на моделирания обект. Затова може да се стигне до значително несъответствие между реалното и симулираното поведение. Сравненията, представени в Таблица 6.5 показват, че несъответствията при максималните завъртания варират от 1% до 62%, докато при максималните моменти този диапазон е от 0% до 22%. Широкото разсейване на разликите в резултатите между 1% и 62% се обяснява с факта, че параметрите за моделиране на цикличното поведение са калибрирани на основата на експериментални резултати на конструктивни фрагменти „греда-колона“, натоварвани по стандартни протоколи на натоварване, които могат съществено да се различават от това, което се получава при реални земетресения, още повече при разглеждане на последователност от земетресения както в представената работа. Получените резултати потвърждават решаващата роля на историята на натоварването, посочена и в предишни изследвания 0. Важно е също да се отбележи, че при разглеждане на параметрите на глобалното поведение като междуетажните премествания например, разсейването на резултатите намалява значително. Причина за това е, че с увеличаване на броя на формираните дисипативни зони, локалните неточности

се осредняват за конструкцията като цяло. Може да се очаква, че при конструкции с повече етажи и отвори точността по отношение на параметрите на глобално реагиране допълнително ще се подобри поради по-големия брой на дисипативните зони.

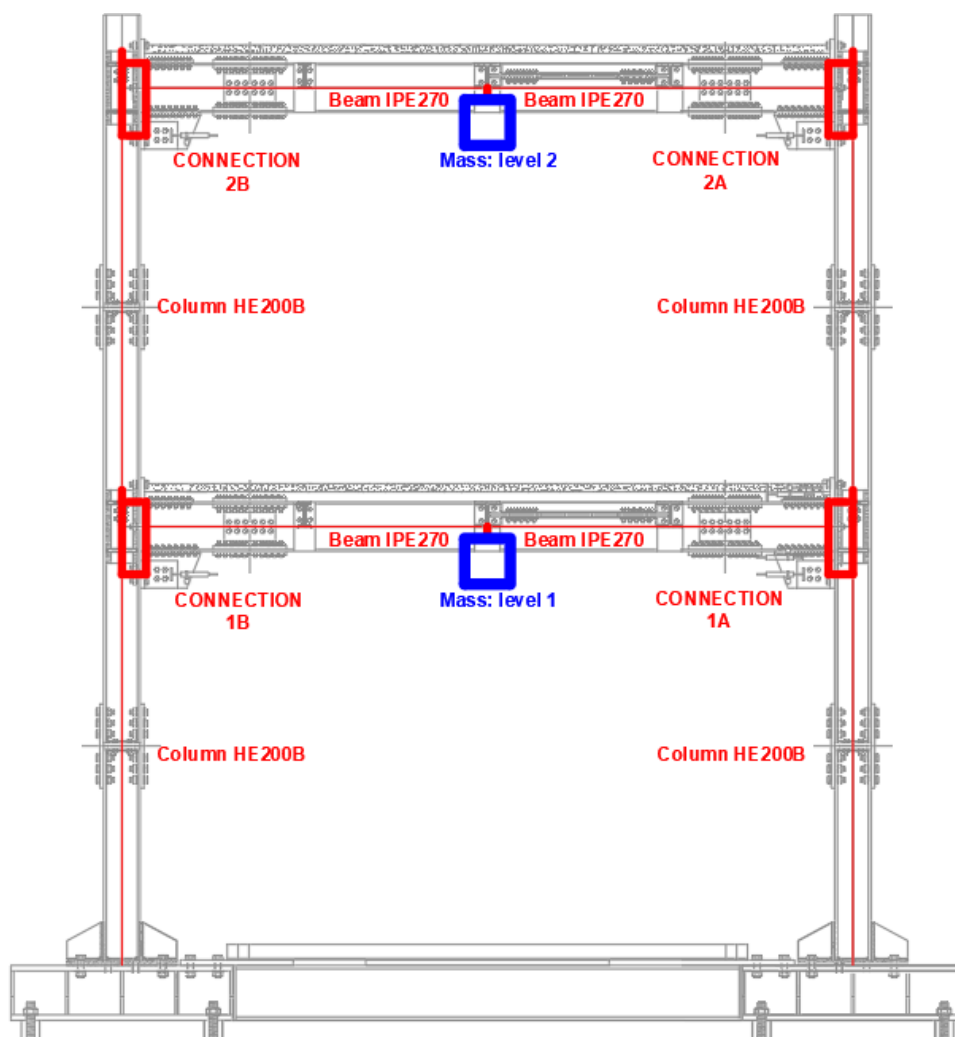
Таблица 6.5: Сравнения за възел 1А

Тест	Ротация (rad)		Момент (kNm)		Енергия (kNm)
	Максимум	Минимум	Максимум	Минимум	
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

Както се вижда от Таблица 6.5, разликите в резултатите за количеството дисипирана енергия е също значително в редица случаи.

6.5.2 Конструкция със съединения FREEDAM

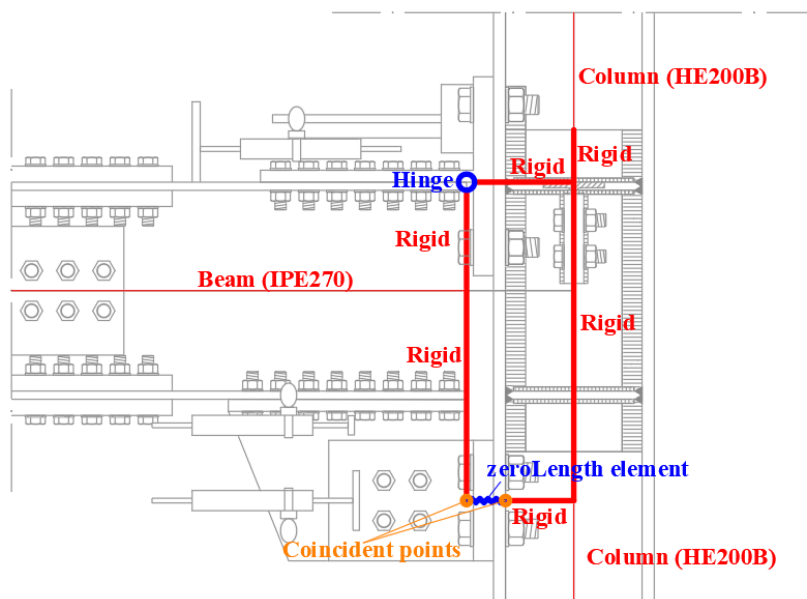
За конструкцията със съединения FREEDAM е разработен равнинен модел с помощта на програмния продукт OpenSees 0 (Фигура 6.26) с идеята за постигане на две цели: (1) моделът да се използва за предварителна оценка на сеизмичното реагиране на тестовата конструкция и (2) резултатите да се използват за проверка на проектирането на опитната постановка чрез предсказване на реактивните сили в актуаторите и съответно сравнение с капацитета на натоварващата система.



Фигура 6.26 – Модел на конструкцията

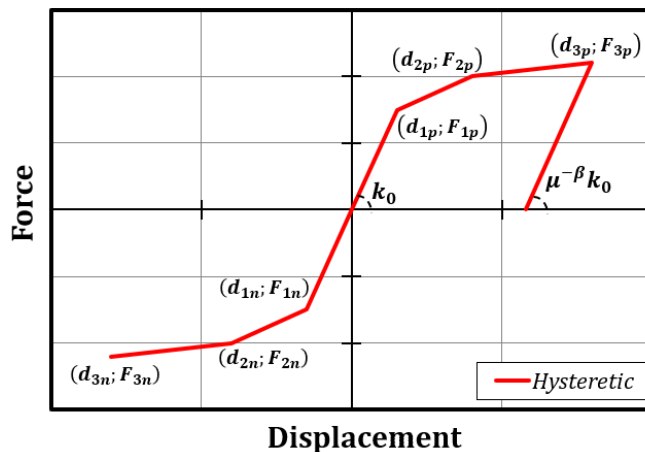
Използваният подход за моделиране с крайни елементи е основан на комбиниране на концентрирана и разпределена пластичност в елементите. Както за гредите, така и за колоните са използвани нееластични крайни елементи, чието поведение зависи от усилията в тях (елементът *forceBeamColumn* в OpenSees), с отчитане на геометричната и материалната (с разпределена пластичност) нелинейности. Всеки такъв елемент се характеризира с пет сечения, в които се извършва интегриране, всяко разделено на поне 120 нишки. Това осигурява добра точност за оценка на кривините и разрезните усилия на основата на характеристиките на материала. Етажните маси са концентрирани на 65 mm под средите на отворите, за да се отчете действителното нецентрично прилагане на инерционните сили чрез актуаторите на натоварващата система при псевдо-динамичните изпитвания.

Съединенията са моделирани много прецизно. Моделът им включва става на нивото на горния пояс на гредата, където фланцевият Т-профил фиксира центъра на ротация, и така отразява реалното поведение на съединението. Фрикционният демпфер е моделиран чрез транслационна пружина с нулева дължина, разположена на нивото му, с нелинейна зависимост „сила-преместване“ (Фигура 6.27).



Фигура 6.27 – Модел на съединението греда-колона (прецизиран модел)

Зависимостта „сила-преместване“ на транслационната пружина е представена чрез елемент с едноосово хистерезисно поведение на материала (*uniaxial material Hysteretic element*), чийто входни параметри са изобразени на Фигура 6.28. Тези параметри включват координатите на шест точки, чрез които се моделира нелинейното поведение на съединението. Възможно е и коравината при разтоварване да се моделира като зависеща от деградацията на дуктилността μ чрез съответен коефициент $\mu^{-\beta}$.



Фигура 6.28 – Параметри на материалния модел с едноосово хистерезисно поведение

Таблица 6.6: Стойности на параметрите на модела с едноосово хистерезисно поведение

Точка	d (mm)	F (kN)
3n	-170.00	-236.00
2n	-10.00	-235.00
1n	-0.02	-234.00
	0.00	0.00
1p	0.02	234.00
2p	10.00	235.00
3p	170.00	236.00

Както се вижда от фигурата и таблицата горе, възприета е трилинейна зависимост, като силата на провлачане е приета равна на силата на приплъзване на фрикционното устройство ($F_{cf,Sd} = 234 \text{ kN}$) с пренебрежимо уякчаване след еластичния стадий. За по-голяма яснота в Таблица 6.6 са дадени и стойностите на координатите на определящите точки; степенният показател β е приет равен на 0.

Различните компоненти на модела на съединението са свързани с безкрайно корави елементи, както е показано на Фигура 6.28.

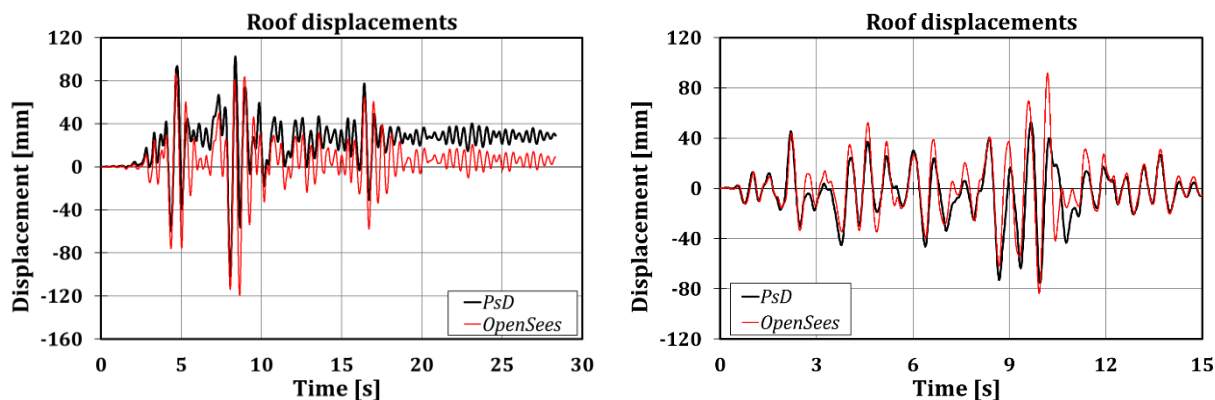
Въздействието е приложено чрез акселерограми в основата на конструкцията. Приетите истории (time-histories) на ускоренията са с времева стъпка 0.01 s. При симулирането на всички експерименти уравнението на движението се решава по алгоритъма на Newmark, при зададена стойност на еквивалентно вискозно затихване 1% и метода на Rayleigh, както е прието при псевдодинамичните изпитвания.

Предложеният подход за моделиране на съединенията се оказва много по-надежден от опростеното моделиране чрез нелинейна ротационна пружина, в която се „концентрира“ поведението на съединението при огъване. Това е така, защото опростеният ротационен модел не е в състояние да предскаже активирането на фрикционните демпфери, както се установява при псевдодинамичните изпитвания. Обратно, прецизираният модел отразява действителното механично поведение на съединенията и възлите.

В Таблица 6.7 са дадени резултати, представящи глобалното сеизмично реагиране на конструкцията. Разликите в резултатите за максималните етажни премествания се оказват под 25%. Още повече, както се вижда и от Фигура 6.29, получените аналитично истории на преместванията във времето се оказват във фаза с експериментално установените, което също е доказателство за по-точно моделиране.

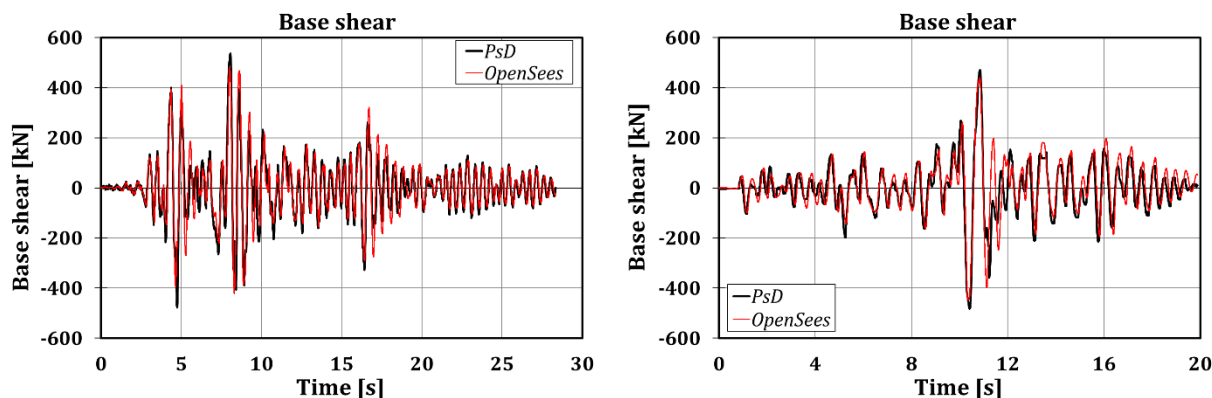
Таблица 6.7: Сравнение на експерименталните и числените резултати за силите в актуаторите и за етажните премествания

Тест	Сила в актуатора (kN)		Максимално етажно преместване (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



Фигура 6.29 – Премествания на покрива: Тест 1 (отляво) и Тест 3 (отдясно)

Точността по отношение на срязващата сила в основата се вижда от сравненията, представени на Фигура 6.30.



Фигура 6.30 – Срязваща сила в основата: Тест 1 (отляво) и Тест 2 (отдясно)

В следващата Таблица 6.8 е представено сравнение между експерименталните резултати и тези от числените симулации за огъващите моменти и ротациите в съединение 1А. Разликите за огъващите моменти се оказват между -14% и +28%. Основното предимство на предложения подход за моделиране на възлите е в това, че моделът „хваща“ реалното активиране на фрикционните демпфери (Фигура 6.31).

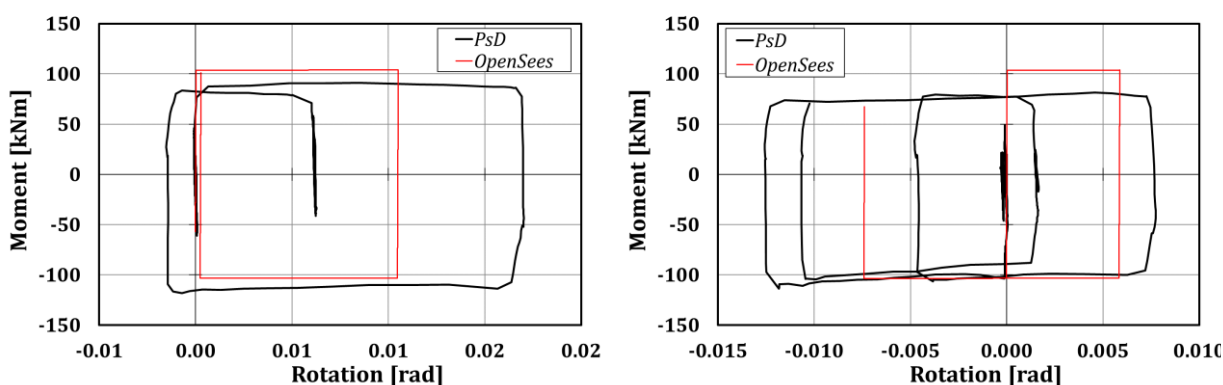
Независимо от доста прецизното моделиране на съединенията, разминаванията между експерименталните и числените резултати не са пренебрежими, което демонстрира трудностите при предсказването на нелинейното сеизмично реагиране на конструкциите поради твърде многото източници на неопределеност. В конкретния разглеждан случай например, изключително важно е влиянието на случайния характер на коефициента на триене в демферите, както и на контрола на действителните сили на налягане на болтовете. Тези два фактора са решаващи за носимоспособността на приплъзване на фрикционните демпфери и за съответния момент във времето, когато те приплъзват при сеизмично въздействие.

Накрая, важно е да се подчертае, че след цялата серия земетресения във възлите гредя-колони практически няма повреди, което потвърждава направените аналогични изводи от изпитванията на фрагменти гредя-колони при циклично квазистатично натоварване 0. Те могат да бъдат наречени съединения с ниско ниво на повреди, защото слабо провлачане се наблюдава само в стеблото до пояса на фланцевия Т-профил в близост до центъра на ротация. Слабо пластифициране се установява и в ъгловите профили, свързващи фрикционния демпфер с пояса на колоната 0.

Обратно, при същата конструкция, но с фланцеви съединения с конзолни фланцеви плочи и греди с отслабено сечение (RBS), подложена на същата серия земетресения, се наблюдава разрушаване на поясите на гредата в отслабеното сечение, а при някои възли – разрушаване на заварените съединения между пояса и фланцевата плоча.

Таблица 6.8: Сравнение на експерименталните и числените резултати за съединения 1А (Псевдодинамично изпитване (PsD) – числени симулации 2 (Sim. 2))

Тест	Ротация (rad)	Момент (kNm)		Енергия (kNm)
		Отрицателен	Положителен	
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



Фигура 6.31 – Хистерезисни зависимости за съединение 1А: Тест 2 (отляво) и Тест 5 (отдясно)

6.6 СРАВНЕНИЕ НА СЕИЗМИЧНОТО ПОВЕДЕНИЕ

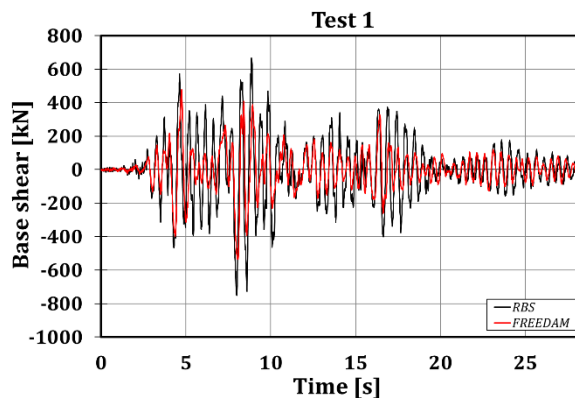
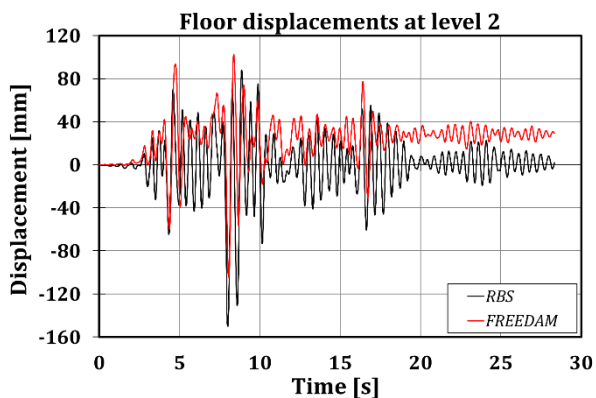
В този раздел е представено сравнение на основните резултати, получени от двете серии експериментални изследвания.

В Таблица 6.9 са дадени етажните премествания и срязващата сила в основата, получени при всяка от двете серии експерименти. Вижда се, че срязващата сила в основата на конструкцията със съединения FREEDAM е винаги по-малка. Това се дължи на ограничените огъващи моменти, които гредите пренасят в колоните чрез съединенията с фриktionни демпфери. За съжаление, подобен ефект за върховите стойности на етажните премествания не се наблюдава.

Таблица 6.9: Сравнения между етажните премествания и срязващата сила в основата, получени от двете серии експериментални изследвания

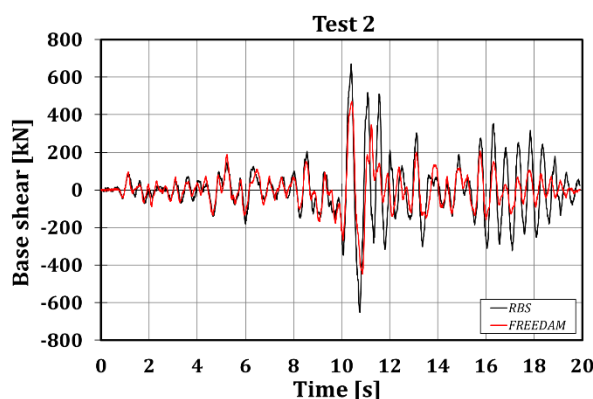
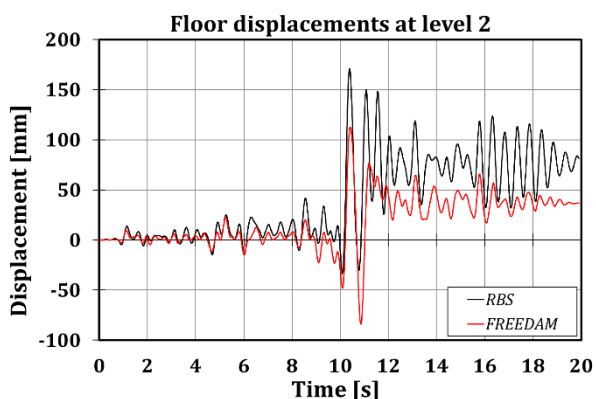
Сеизмично въздействие		Премествания (mm)				Срязване в основата (kN)	
		Теглене		Бутане		Теглене (Pull)	Бутане (Push)
		Ниво 1	Ниво 2	Ниво 1	Ниво 2		
Imperial Valley	RBS	-79	-150	44	88	-751.33	667.09
	FREEDAM	-73	-104	65	103	-536.88	477.20
Spitak	RBS	-17	-34	85	171	-652.47	670.44
	FREEDAM	-53	-84	79	112	-446.98	469.73
Изкуствено симулирано	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

Освен това, оказва се, че съединенията FREEDAM осигуряват еластично конструктивно поведение между два последователни пика на въздействието. Това е причината за намалените диапазони на преместванията, установени при някои експерименти от втората серия, както е показано за тестове 1, 2 и 5 на Фигура 6.32. Освен това фигурата ясно показва, че за съжаление фриktionните устройства не гарантират самоцентриране на конструкцията след земетресението.



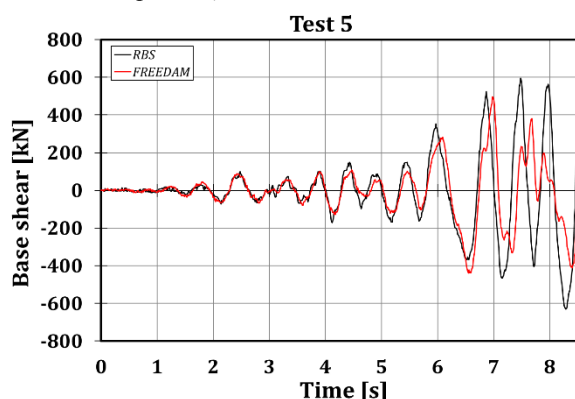
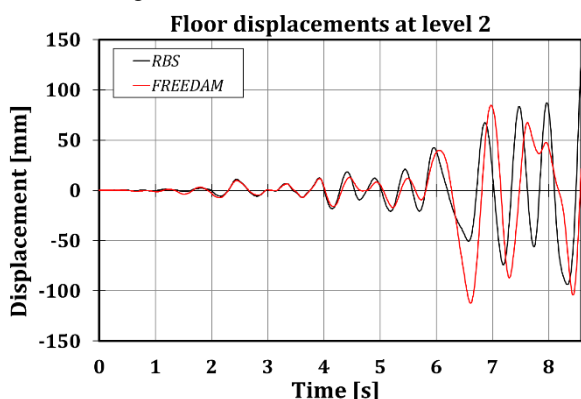
a) Тест 1: Премествания на ниво 2

b) Тест 1: Срязваща сила в основата



c) Тест 2: Премествания на ниво 2

d) Тест 2: Срязваща сила в основата



e) Тест 5: Премествания на ниво 2

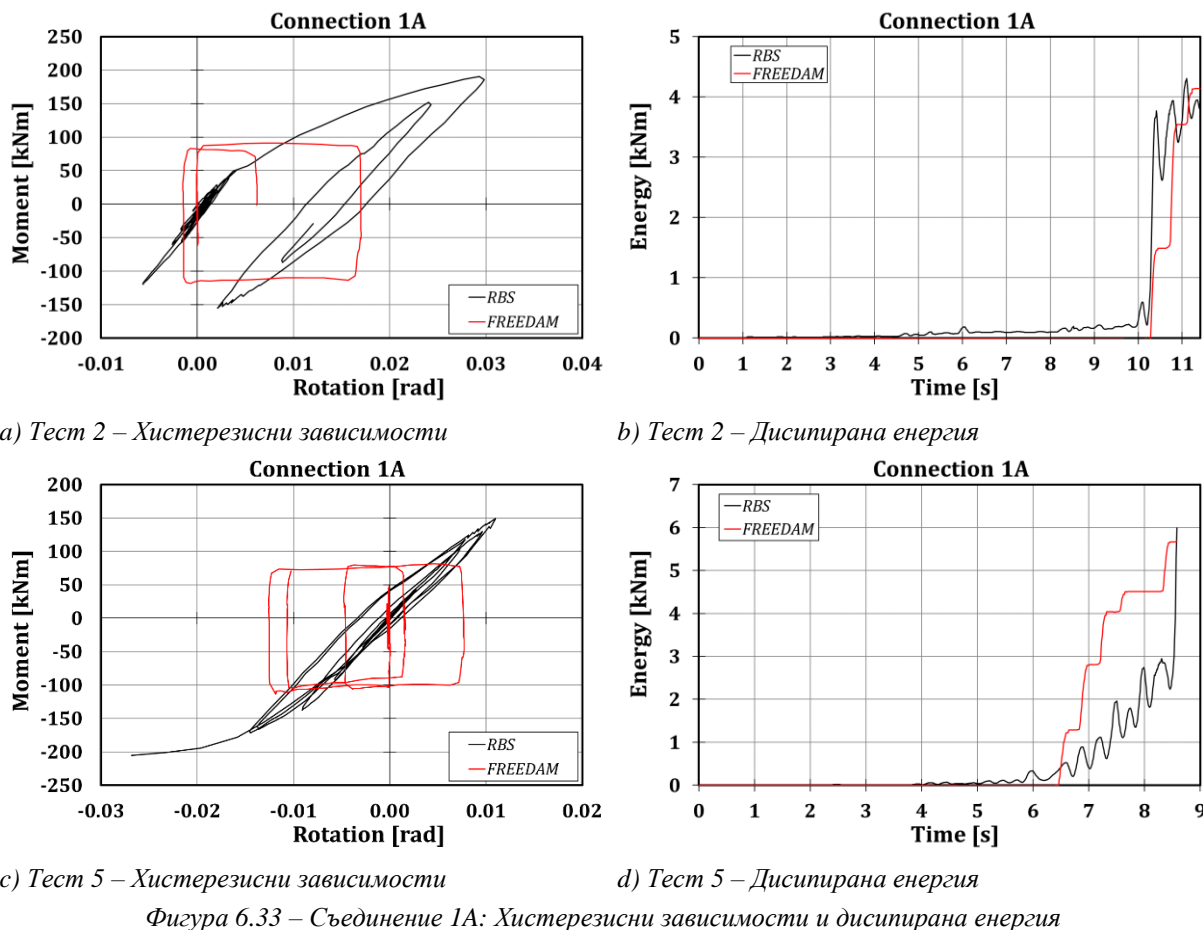
f) Тест 5: Срязваща сила в основата

Фигура 6.32 – Сравнения между етажните премествания на ниво 2 (покрив) и срязващата сила в основата

За опростяване, локалното конструктивно поведение на разглежданите съединения е представено само при най-използваното съединение, в което не са възникнали технически проблеми, а именно съединение 1А. Сравнението се прави за резултатите от две земетресения – Spitak и Coalinga, мащабирани до максимални ускорения на земната основа (PGA) 0.8g. Коментарите относно това съединение при двете въздействия са аналогични на всички останали. На Фигура 6. се вижда, че на съединението с RBS се налага да понесе по-голям огъващ момент и да издържи по-голяма ротация: съответно момент около 240 kNm, сравнен със 120 kNm при съединението FREEDAM, респективно ротация около 0,027 rad, сравнена с 0,013 rad. Независимо от това се оказва, че в конструкциите с двете разглеждани съединения се дисипира съизмеримо количество енергия. Причината за това е оптималното поведение на съединенията FREEDAM, което осигурява по-ниски нива на

напреженията в елементите и едновременно с това – по-голяма коравина на конструкцията, без това да ограничава възможността за дисипиране на голямо количество енергия.

Горните изводи важат за съединенията от първия етаж, докато тези от второто ниво работят предимно еластично, поради което тяхното поведение тук не е представено.



Фигура 6.33 – Съединение 1А: Хистерезисни зависимости и дисипирана енергия

6.7 ЛИТЕРАТУРА

- [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 technique 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., Sumner, 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.

ГЛАВА 7

ПРЕДВАРИТЕЛНИ НОРМАТИВНИ ПРЕПОРЪКИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

7.1 ОБХВАТ

- (1) Този документ дава допълнителни правила и изисквания към стоманени рамки с вградени възли FREEDAM в рамките на prEN 1998-1-1 и prEN 1998-1-2.
- (2) Документът включва и специфични правила за проектиране на възли греда-колона, оборудвани с демпфери FREEDAM, хармонизирани с prEN 1993-1-8.

7.2 НОРМАТИВНИ ИЗТОЧНИЦИ

- (1) Текстът се позовава на следните нормативни документи, чието съдържание – цялостно или частично, формира изискванията, дадени в този документ:
 - EN 1990 Еврокод: Основи на проектирането на строителни конструкции
 - EN 1991 (всички части), Еврокод 1: Въздействия върху строителните конструкции
 - EN 1993 (всички части), Еврокод 3: Проектиране на стоманени конструкции
 - EN 1998 (всички части), Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия

7.3 ОСНОВИ НА ПРОЕКТИРАНЕТО: ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ И КЛАСОВЕ НА ДУКТИЛНОСТ

- (1) Сеизмичното поведение на една конструкция може да се оцени чрез степента на повреди след зададено сеизмично въздействие, отнесена към четирите гранични състояния, дефинирани в а) до d) за всички части на EN 1998:
 - a) Гранично състояние „близо до разрушаване“ (Near Collapse, NC) се дефинира като състояние, при което конструкцията е тежко повредена с големи остатъчни деформации и междуетажни премествания, но е запазила своята носимоспособност за вертикални товари; повечето неконструктивни елементи са разрушени.
 - b) Гранично състояние „значителни повреди“ (Significant Damage, SD) се дефинира като състояние, при което конструкцията е значително повредена, включително с известни остатъчни междуетажни премествания, но е запазила своята носимоспособност за вертикални товари; неконструктивните елементи са повредени (например преградни стени, пълнежни зидарии и др. под. са повредени, но не са се съборили). Очаква се конструкцията да е възстановима, макар че в някои случаи ремонтът може да се окаже икономически нецелесъобразен.
 - c) Гранично състояние „ограничаване на повредите“ (Damage Limitation, DL) се дефинира като състояние, при което конструкцията има леки повреди и е целесъобразно да бъде ремонтирана, с пренебрежими остатъчни междуетажни премествания, ненакърнена носимоспособност да поема бъдещи земетресения, с конструктивни елементи, запазили пълната си носеща способност при минимална деградация на коравина; неконструктивните елементи имат само леки повреди, които

лесно могат да бъдат ремонтирани (например преградни стени и пълнежни зидарии са напукани).

d) Гранично състояние „напълно функционираща (сграда)“ (Fully Operational, OP) се определя като състояние, при което конструкцията има само леки и лесно отстраними повреди, и позволява продължаващо функциониране на сградата и на системите и инсталациите в нея.

- (2) Гранични състояния „близо до разрушаване“ (NC) и „значителни повреди“ (SD) се разглеждат като крайни гранични състояния, а „ограничаване на повредите“ (DL) и „напълно функционираща сграда“ (OP) – като експлоатационни гранични състояния.
- (3) В зависимост от деформационния капацитет и кумулативния капацитет за дисипация на енергия, конструкциите се категоризират в три класа на дуктилност: DC1 (клас на дуктилност 1), DC2 (клас на дуктилност 2) и DC3 (клас на дуктилност 3).

7.4 ОСНОВНО ПРЕДСТАВЯНЕ НА СЕИЗМИЧНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

- (1) Сеизмичното въздействие в дадена точка на повърхността се представя чрез хоризонтален и вертикален еластичен спектър на реагиране за ускорението на земната основа, наричан по-нататък „еластичен спектър на реагиране“.
- (2) Еластичните спектри на реагиране са дефинирани в prEN 1998-1-1.

7.5 АНАЛИЗ И ОЦЕНКА

- (1) Ефектите от сеизмично въздействие при конструкции с вградени възли FREEDAM за зададено сеизмично въздействие могат да се оценят чрез един от подходите, дефинирани в EN 1998-1-1, както следва.
- (2) Подход, основан на сили, който включва линеен анализ, при който чрез коефициент на поведение q приблизително се отчита наличната в конструкцията завишена носимоспособност и дуктилност вследствие на нелинейното ѝ реагиране. Това може да стане по един от методите:
 - а) метод на хоризонталните сили (Раздел 6.4.1 на EN 1998-1-1);
 - б) спектрален метод (Раздел 6.4.2 на EN 1998-1-1).
- (3) Подходът, основан на сили, може да се използва за проверки в гранично състояние „значителни повреди“ (SD).
- (4) Ако не е указано друго, подходът, основан на сили, не трябва да се прилага за проверки по гранично състояние „близо до разрушаване“ (NC).
- (5) Подходът, основан на сили, може да се използва за проверки по гранични състояния „ограничаване на повредите“ (DL) и „напълно функционираща сграда“ (OP), като в анализа се приема $q = 1$.
- (6) Подходът, основан на премествания, отчита нелинейното конструктивно поведение, може да се прилага чрез статичен нелинеен анализ (Раздел 6.5 на EN 1998-1-1).
- (7) При подход, основан на сили, изчислителните премествания се определят въз основа на получените от анализа, модифицирани съгласно 6.4.2(2) на EN 1998-1-1. При подход, основан на премествания, изчислителните премествания се вземат непосредствено от анализа, без допълнително модифициране, освен указаното в 6.5.4(б) на EN 1998-1-1.

- (8) Като алтернатива на (2) до (6), може да се използва динамичен нелинеен анализ (Response-history analysis, Раздел 6.6 на EN 1998-1-1).
- (9) Проверките по гранично състояние за съответното сеизмично въздействие трябва да докажат, че усилията от въздействието не надхвърлят съответните носимоспособности (Раздел 6.7 на EN 1998-1-1).
- (10) Резултатите от сеизмичното въздействие трябва да се определят с отчитане на:
- случайните отклонения на местоположенията на масите и на разпределението на коравините;
 - пространствената изменяемост на сеизмичното въздействие, когато това се налага.

7.6 КОЕФИЦИЕНТ НА ПОВЕДЕНИЕ ЗА ИЗЧИСЛИТЕЛЕН (РЕДУЦИРАН) СПЕКТЪР НА РЕАГИРАНЕ ПРИ ПОДХОД, ОСНОВАН НА СИЛИ

- (1) При подход, основан на сили, и класове на дуктилност DC1, DC2 или DC3, сеизмичното въздействие се задава чрез изчислителен (редуциран) спектър на реагиране, който се получава от еластичния спектър чрез въвеждане на коефициент на поведение q . Той отчита завишената носимоспособност, деформационния капацитет и капацитета за дисипация на енергия и се определя по формула (7.1).

$$q = q_R q_S q_D \quad (7.1)$$

където:

q_R е компонент, който отчита налична в конструкцията завишена носимоспособност, която се дължи на възможността за преразпределение на усилията от сеизмичното въздействие при статически неопределими системи;

q_S е компонент, който отчита завишена носимоспособност вследствие на всички останали източници;

q_D е компонент на коефициента на поведение, който отчита деформационния капацитет и капацитета за дисипация на енергия на конструкцията.

- (2) За стоманени рамки в вградени съединения FREEDAM може да се приеме:

$$\begin{aligned} q_R &= 1,20 \\ q_S &= 1,50 \end{aligned}$$

и:

$$q_D = 2,0$$

при условие, че са приложени правилата за DC2 и фрикционният демпфер е проектиран да поеме „псевдопластична“ ротация вследствие приплъзване не по-малка от 0,020 rad, и

$$q_D = 3,60$$

при условие, че са приложени правилата за DC3 и фрикционният демпфер е проектиран да поеме „псевдопластична“ ротация вследствие приплъзване не по-малка от 0,030 rad.

По-точни стойности на q_R могат да се определят чрез статичен нелинеен анализ, при който нелинейното поведение на възлите греда-колона е коректно моделирано. Стойността на q_R се получава като отношението $q_R = \alpha_u / \alpha_1$, където:

- α_u е множител, с който е умножено хоризонталното изчислително сеизмично въздействие до получаване на гранична носимоспособност за хоризонтални товари.

- α_1 е множител, с който е умножено хоризонталното изчислително сеизмично въздействие до първо достигане на носимоспособността на огъване в пластичен стадий в някой елемент от конструкцията или носимоспособността на приплъзване на някой демпфер, като всички останали изчислителни натоварвания остават постоянни.
- (3) За сгради, нерегулярни по височина (виж 4.4.4.2(1) на prEN 1998-1-2), стойността на коефициента на поведение q трябва да бъде намалена съгласно 5.3.2(2) на EN 1998-1-2.
 - (4) При конструкции с вградени възли FREEDAM компонентът q_S на коефициента на поведение отчита завишената носимоспособност вследствие на случайните отклонения на стойностите на коефициента на триене в контактните повърхности на демпфера, както и случайните отклонения на силите на предварително налягане на болтовете. При фрикционни демпфери, използващи материали в триещите се подложки различни от M4, трябва да се извършат съответни експериментални изследвания.
 - (5) Формула (6.1) със стойностите на компонентите на коефициента на поведение, дадени в алинея (2), представя максималната стойност на коефициента q , която може да се използва при проектирането на конструкцията в гранично състояние „значителни повреди“.
 - (6) Конструкции с вградени възли FREEDAM може да се проектират да удовлетворяват изискванията за гранично състояние „напълно функционираща сграда“ като се докаже, че конструкцията остава в еластичен стадий при сеизмично въздействие, съответстващо на спектрално ускорение с период на повтаряемост, предписан за това гранично състояние. Така се гарантира продължаваща пълна функционалност. Конкретни критерии за това трябва да се договорят с клиента.
 - (7) Алинея (6) поставя и изискването при сеизмично въздействие с период на повтаряемост, предписан за гранично състояние „напълно функционираща сграда“, да не се допусне приплъзване на фрикционните демпфери във възлите.
 - (8) Алинеи (6) и (7) могат да се считат удовлетворени, ако, в зависимост от местните сеизмични условия, коефициентът на поведение, който е приет при проектирането, не надхвърля отношението между спектралното ускорение, съответстващо на период на повтаряемост, предписан за гранично състояние „значителни повреди“ и спектралното ускорение, съответстващо на период на повтаряемост, предписан за гранично състояние „напълно функционираща сграда“.

7.7 ОБЩИ РАЗПОРЕДБИ ОТНОСНО ФРИКЦИОННИТЕ ДЕМПФЕРИ

- (1) Монтажът, инспектирането, поддържането и евентуалното подмяне на фрикционните демпфери трябва да се осъществяват съгласно EN 15129.
- (2) През целия срок на експлоатация на конструкцията трябва да е осигурено достатъчно свободно място за инспектиране, поддържане и подмяне на фрикционните демпфери.

- (3) Когато се налага, фрикционните демпфери трябва да са защитени от възможни опасности като пожар и химична или биологична атака. Предвидената защита не трябва да възпрепятства функционирането на демпферите при земетресение.
- (4) Пожарната защита на фрикционните демпфери трябва да е в съответствие със съответните изисквания за конструкцията като цяло. Предвидената пожарна защита не трябва да възпрепятства функционирането на демпферите при земетресение.
- (5) Фрикционните демпфери трябва да се проектират с отчитане на условията на околната среда, в това число вятър, ефекти на стареене, околна температура, работна температура и излагане на влага или други увреждащи вещества.
- (6) Фрикционните демпфери трябва да се изпълняват с високоякостни болтове клас 10.9.

7.8 ДЕФОРМАЦИОННИ КРИТЕРИИ И МАТЕРИАЛНИ МОДЕЛИ

7.8.1 Общи положения

- (1) Дадените в Раздел 7.8 критерии целят да допълнят Раздел 7 на EN 1998-1-1 и следва да се прилагат при моделирането и при проверките на якост и деформации както при подходи, основани на сили, така и при такива, основани на премествания. Следователно този раздел дава правила за физическите модели за деформации и якост, използвани при анализа. Правила за проверки са дадени в съответните части на EN1998-1-2, както и в специфични раздели на този документ.
- (2) Ротационният капацитет на гредите с възли FREEDAM се определя чрез ротацията на хордата θ , както е дефинирана в Раздел 7 на EN 1998-1-1. Тя е равна на относителното преместване на гредата при приплъзването на демпфера, т.е. преместването в края на отвора на срязване L_V (в инфлексната точка на еластичната линия на гредата), измерено спрямо тангентата към еластичната линия на гредата в края ѝ, разделено на L_V . Отворът на срязване $L_V = M/V =$ момент/срязваща сила в крайното сечение на гредата, т.е. $L_V =$ разстоянието от края на гредата до инфлексната ѝ точка.
- (3) Дуктилното поведение може да се представи чрез билинеен модел на зависимостта сила-преместване (момент-ротация). В такъв случай трябва да се дефинират две нива на повреди чрез съответни прагове на ротацията, отговарящи на съответни стойности на огъващия момент от зависимостта момент-ротация, както е дадено в а) и б):
 - а) ротация при „пластифициране“ (начало на приплъзване) θ_{slip} , съответстваща на достигането на носещата способност на огъване, определена от приплъзването на демпфера, M_{slip} .
 - б) гранична ротация θ_u , съответстваща на граничната деформация, отговаряща на максималния ход на устройството.
- (4) Граничната ротация θ_u се определя от ротацията при приплъзване θ_{slip} плюс псевдопластичната част от ротацията, θ_p , дължаща се на проектния ход на фрикционния демпфер във възела.
- (5) Псевдопластичната част на граничната ротация е равна на отношението на проектния ход на демпфера и рамото на вътрешните сили в демпфера, което зависи от центъра на завъртане на съединението.
- (6) Стойностите на носимоспособностите в 7.8.1(3) са средните стойности при динамични въздействия, които трябва да се отчитат при нелинеен анализ.

- (7) Долните граници на характеристичните стойности на носимоспособностите се използват за оразмерителни проверки съгласно съответната част на този документ.
- (8) Горните граници на характеристичните стойности на носимоспособностите се използват за дефиниране на критериите за капацитивно проектиране на недисипативните компоненти и елементи на конструкцията, както и техните съединения, съгласно съответната част на този документ.
- (9) Алтернативно могат да се използват параметри за моделиране, основани на експериментално получени стойности от изпитване на фрагменти греда-колона.

7.8.2 Ротация при приплъзване

- (1) Когато инфлексната точка на еластичната линия на гредата се очаква да е в средата на отвора на греда с вградени в краищата възли FREEDAM, ротацията при приплъзване на демпфера θ_{slip} се определя по формула (7.2):

$$\theta_{slip} = \frac{L}{6EI} (1 + n) M_{slip} \quad (7.2)$$

където:

- M_{slip} е носимоспособността на огъване при приплъзване, дадена в 7.8.3(1);
- EI е коравината на огъване на напречното сечение на стоманената греда;
- L е светлата дължина на гредата съгласно Фиг. 7.3 на EN 1998-1-1;
- n е коефициент, отчитащ приноса на деформациите от срязване и се определя като $n = 12EI/L^2GA_{v,eff}$;
- G е модулът на срязване на стоманата;
- $A_{v,eff}$ е ефективната площ на срязване на напречното сечение.

7.8.3 Носимоспособност на огъване при приплъзване

- (1) Ефективната носимоспособност при приплъзване на възли FREEDAM се определя като:

$$M_{slip} = \Omega_{dyn} M_{slip,Rd} \quad (7.3)$$

където:

- Ω_{dyn} е фактор, отчитащ разликата между статичния и динамичния коефициенти на триене. Той е равен на отношението между средната стойност на динамичния коефициент на триене и изчислителната стойност на статичния коефициент на триене, използван при определянето на изчислителната носимоспособност на съединението. Стойността $\Omega_{dyn} = 1,00$ е валидна само за фрикционно покритие от материал М4. За други фрикционни покрития трябва да се извършат съответни изпитвания.
- $M_{slip,Rd}$ е изчислителната стойност на носимоспособността на огъване при приплъзване съгласно формула (7.27) от Раздел 7.16.

7.8.4 Гранична ротация

- (1) Граничната ротация θ_u се определя като сума от ротацията при приплъзване θ_{slip} , определена съгласно 7.8.2, плюс псевдопластичната част от ротацията θ_p , дължаща се на приплъзването на демпфера.
- (2) Псевдопластичната част на ротацията θ_p се определя като отношението между проектния ход на фрикционния демпфер и рамото на вътрешните сили:

$$\theta_p = \frac{\delta_d}{h_t} \quad (7.4)$$

където:

- δ_d е стойността на хоризонталния ход на демпфера, който е равен на осовата дължина на овалните отвори, в които се движат приплъзналите се болтове;
- h_t е рамото на вътрешните сили, определено като вертикалното разстояние между центъра на ротация на възела и центъра на болтовата група на фрикционния демпфер.

7.9 ОТЧИТАНЕ НА ЕФЕКТИ ОТ ВТОРИ РЕД

- (1) Ефекти от втори ред могат да се пренебрегнат ако за всички етажи е изпълнено условието $\theta \leq 0,10$. Коефициентът θ се определя по формула (6.2) на EN 1998-1-2 както следва:

за клас на дуктилност DC3:
$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R \Omega_d V_{tot} h_s} \quad (7.5)$$

и за DC2:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_{r,SD}}{q_S q_R V_{tot} h_s} \quad (7.6)$$

където:

- Изчислителното междуетажно преместване $d_{r,SD}$ е същото като $d_{r,DL}$ съгласно EN 1998-1-2, но определено за гранично състояние „значителни повреди“ (SD);
- P_{tot} е общия гравитационен товар на и над разглеждания етаж от сеизмичната изчислителна комбинация (от която са получени и масите);
- Ω_d е коефициент за завишена носимоспособност, определен като отношението:

$$\Omega_d = \min(\Omega_{d,i}) = \min\left(\frac{M_{slip.Rd} - M_{G.Ed}}{M_{Ed,i}}\right) \quad (7.7)$$

където $M_{slip.Rd}$ е изчислителната носимоспособност на съединението FREEDAM, $M_{Ed,i}$ е изчислителния огъващ момент от сеизмичната комбинация, а $M_{G.Ed}$ е огъващия момент само от гравитационните товари в сеизмичната комбинация. Препоръчва се носимоспособността на възела да се калибрира така, че да се получи стойност на Ω_d не по-голяма от 1,10.

- V_{tot} е общата сеизмична сръзваща сила на етажа.
- (2) В случаи на рамки с възли FREEDAM, израз (7.5) се прилага със стойностите на q_S и q_R , дадени в алинея (2) на Раздел 7.6.
 - (3) В случаи, когато $0,1 < \theta \leq 0,2$, ефектите от втори ред могат приблизително да се отчетат чрез умножаване на усилията от съответното сеизмично въздействие по коефициент, равен на $1/(1-\theta)$.

- (4) В случай, когато в някой етаж $0,2 < \theta \leq 0,3$, ефектите от втори ред трябва да се отчетат директно чрез утвърдени методи за анализ от втори ред (геометрично-нелинеен анализ), т.е. с отчитане на равновесието по деформирана схема на конструкцията.
- (5) Стойността на θ не трябва да превишава 0,3.
- (6) Алинеи (1) до (5) не е необходимо да се прилагат, ако проектирането на колоните е извършено по Теорията за контрол на пластичния механизъм (Theory of Plastic Mechanism Control, TPMC).

7.10 ОГРАНИЧЕНИЯ НА МЕЖДУЕТАЖНИТЕ ПРЕМЕСТВАНИЯ

- (1) Съгласно EN 1998-1-1 и EN 1998-1-2 максималните междуетажни премествания се ограничават както за гранично състояние „ограничаване на повредите“ (DL), така и за „значителни повреди“ (SD).
- (2) Максималните междуетажни премествания $d_{r,DL}$ за сеизмично въздействие, съответстващо на гранично състояние DL, се ограничават съгласно неравенството:

$$d_{r,DL} \leq \lambda_{ns} h_s \quad (7.8)$$

където h_s е етажната височина, а λ_{ns} е коефициент, отчитащ чувствителността на неконструктивните елементи към междуетажни премествания, както следва:

- 0,0025 за сгради с преградни стени от неукрепена зидария от група 4, свързани към конструкцията;
 - 0,0045 за сгради с неконструктивни елементи от крехки материали, свързани към конструкцията, например неукрепена зидария от керамични тухли от групи 1, 2 или 3 с дебелина по-голяма от 200 mm и средна якост на натиск $f_b \geq 3$ MPa;
 - 0,0075 за сгради с дуктилни неконструктивни елементи;
 - 0,010 за сгради с неконструктивни елементи, закрепени така, че да не пречат на деформациите на конструкцията.
- (3) За всички класове на дуктилност междуетажните премествания в гранично състояние „значителни повреди“ (SD) трябва да се ограничи до $d_{r,SD} \leq 0.020h_s$, където $d_{r,SD}$ е изчислителното междуетажно преместване, определено като разлика между средните хоризонтални премествания d_s на горния и на долния край на разглеждания етаж и изчислено съгласно формула (6.8) на EN 1998-1-1:2019.
 - (4) Стойността на $d_{r,SD}$ не може да бъде по-голяма от стойността, получена от еластичния спектър на реагиране.

7.11 ПРОВЕРКИ ЗА БЕЗОПАСНОСТ

- (1) При проверките за капацитивно проектиране, предписани в Раздел 7.15, възможността стойността на действителния коефициент на триене на повърхностите на фрикционните подложки да се окаже по-голяма от номиналната трябва да се вземе под внимание чрез коефициент Ω_{rm} , който има смисъла на коефициент за завишена якост на материала, и се определя като отношение между очакваната (т.е. средната) стойност на статичния коефициент на триене и неговата изчислителна стойност.
- (2) При демпфери FREEDAM стойността на коефициента Ω_{rm} може да се приеме 1,5.

- (3) За други фрикционни демпфери, използващи фрикционни материали и повърхности, различни от тези при демпферите FREEDAM, е необходимо извършване на специални експериментални изследвания съгласно Приложение А.

7.12 МАТЕРИАЛИ

- (1) Стойностите на коефициента на триене, възприети при проектирането, следва да бъдат посочени на чертежите.
- (2) Необходимо е да се посочат следните стойности:
 - Средната стойност на динамичния коефициент на триене ($\bar{\mu}_d$);
 - Номиналната стойност (5% фрактил) на динамичния коефициент на триене (μ_d);
 - Номиналната стойност на горната граница (95% фрактил) на статичния коефициент на триене ($\mu_{s.upper}$);
 - Номиналната стойност на долната граница (5% фрактил) на статичния коефициент на триене ($\mu_{s.lower}$).
- (3) За дефиниране на носещата способност при комбинации с гравитационни въздействия и за експлоатационно гранично състояние следва да се използва долната граница на ефективния статичен коефициент на триене $\mu_{s.lower}$, определена съгласно А.6 и комбинирана с подходящия частен коефициент на сигурност (вж. точка 7.16).
- (4) Горната гранична стойност на ефективния статичен коефициент на триене $\mu_{s.upper}$, определена съгласно А.6, следва да се използва при прилагането на йерархичен критерий, необходим за контрол на поведението на недисипативните компоненти на фрикционното устройство и възела греда-колона.
- (5) Ефективният динамичен коефициент на триене μ_d , използван за сеизмична изчислителна ситуация, следва да бъде определен съгласно А.6 (където $\mu_d = \bar{\mu}_{d.k.lower}$).
- (6) Ефективният динамичен коефициент на триене $\bar{\mu}_d$, използван за оценка на сеизмичното поведение, следва да бъде определен съгласно А.6 (където $\bar{\mu}_d = \bar{\mu}_{d.m}$).

7.13 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

- (1) Рамки от клас на дуктилност DC3, оборудвани със съединения FREEDAM, следва да се проектират така, че в съединенията на гредите към колоните да настъпи приплъзване при т. нар. изчислително сеизмично въздействие. Провлачането на колоните следва да бъде предотвратено с изключение на сеченията при базите на колоните, за които е изпълнено неравенството $N_{Ed,G}/N_{pl,Rd} < 0.30$;
- (2) Болтовете и заваръчните шевове на съединенията следва да притежават достатъчен запас от носеща способност, за да се осигури циклично приплъзване във фрикционните демпфери на съединенията греда - колона.
- (3) Целевият глобален пластичен механизъм на разрушаване (местоположението на дисипативните зони) следва да се постигне в съответствие с точки от 7.14 до 7.16.
- (4) Съединенията греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери FREEDAM, следва да се проектират така, че да се осигури:

- a) адекватна носеща способност на триене с цел да се предотврати приплъзване под действие на ефектите от несеизмичните комбинации на гравитационните товари, както в експлоатационно, така и в крайно гранично състояние;
- b) адекватна носеща способност на триене, за да се предотврати приплъзването под действие на вятър, освен ако не се цели дисипация на енергия за определени нива на интензивността на ветровото въздействие. В този случай следва да се дефинира минималната скорост на вятъра, за която следва да се елиминира приплъзването, съответно следва да се посочи необходимата минимална носеща способност на триене;
- c) адекватна носеща способност на триене с цел елиминирание на приплъзването при сеизмично въздействие, съответстващо на граничното състояние “напълно функционираща сграда”, което може да бъде договорено с клиента;
- d) предотвратяване на провлачането на стоманените плочи, използвани за изготвянето на фрикционния демпфер и частите на съединението;
- e) адекватна дисипация на енергия в условията на циклично натоварване.

7.14 ГРЕДИ

- (1) Не се предписва ограничение относно класа на напречното сечение на гредите.
- (2) Следва да се провери, че гредите имат достатъчна носеща способност при изкълчване и измятане съгласно точка 6 на EN 1993-1-1:2004 при предпоставката за приплъзване на фрикционния демпфер на съединението греда-колона, когато огъващият момент в единия край на гредата е равен на огъващия момент при приплъзване на съединението (и съответен момент в другия край). Проверката се удовлетворява, ако подпиранията срещу странично преместване и усукване са детайлирани в съответствие с изискванията за съответния клас по дуктилност на рамката – съгласно (3) за DC2 и съгласно (4) за DC3.
- (3) Следва да бъдат удовлетворени неравенствата от (7.9) до (7.10).

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} \quad (7.9)$$

$$N_{Ed} \leq 0.15N_{b,Rd} \quad (7.10)$$

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd} \quad (7.11)$$

където:

- M_{Ed} , N_{Ed} и V_{Ed} са съответно огъващият момент, нормалната сила и срязващата сила при сеизмична изчислителна ситуация;
 - $M_{b,Rd}$, $N_{b,Rd}$, $V_{b,Rd}$ са изчислителните носимоспособности на напречното сечение на гредите.
- (4) За греди на рамки от клас на дуктилност DC3, неравенството (7.11) следва да бъде удовлетворено за изчислителната срязваща сила V_{Ed} , дадена с формула (7.12):

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (7.12)$$

където:

- $V_{Ed,G}$ е изчислителната стойност на срязващата сила, дължаща се на несеизмичните въздействия, участващи в сеизмичната изчислителна ситуация;
- $V_{Ed,M} = (M_{slip,A} + M_{slip,B})/L$ (където L е светлият отвор на гредата между поясите на колоните в двата края на гредата) е изчислителната срязваща сила, дължаща се на прилагането на огъващите моменти при приплъзване $M_{slip,Rd,A}$ и

$M_{slip,Rd,B}$ с различни знаци в крайните сечения “А” и “В” на гредата, определени на базата на средната стойност на статичния коефициент на триене:

$$M_{slip,A} = \Omega_{rm} M_{slip.Rd,A} \quad (7.13)$$

$$M_{slip,B} = \Omega_{rm} M_{slip.Rd,B} \quad (7.14)$$

където $M_{slip.Rd,A}$ и $M_{slip.Rd,B}$ се определят съгласно точка 16.

- (5) Неравенствата от (7.9) до (7.11) следва също да бъдат удовлетворени и при условие, че $M_{b,Rd}$, $N_{b,Rd}$ и $V_{b,Rd}$ са изчислителните носимоспособности на съединението гредя-колона. В този случай $M_{b,Rd}$ и $N_{b,Rd}$ следва да се определят на база носещата способност на триене на фрикционния демпфер, с който е оборудвано съединението.

7.15 КОЛОНИ

- (1) При клас на дуктилност DC2 носещата способност на колоните при нецентричен натиск и срязване следва да бъде проверена, като се отчете най-неблагоприятната комбинация от M_{Ed} , N_{Ed} и V_{Ed} от формули (7.15) до (7.17):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega N_{Ed,E} \quad (7.15)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \Omega M_{Ed,E} \quad (7.16)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \Omega V_{Ed,E} \quad (7.17)$$

където:

- $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ и $V_{Ed,G}$ са усилията от несеизмичните въздействия, участващи в сеизмичната изчислителна ситуация;
 - $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ и $V_{Ed,E}$ са усилията от изчислителното сеизмично въздействие;
 - Ω е коефициент на завишение на ефектите от сеизмичното въздействие;
 - "+" означава “комбинира се” със знак “+” или “-”.
- (2) Коефициентът на завишение на ефектите от сеизмичното въздействие следва да се приеме равен на:
- $\Omega = 1,7$ в случая на портални рамки и едноетажни рамки с клас на напречните сечения 1 и 2;
 - $\Omega = 2,0$ в случая на многоетажни рамки.
- (3) Носещата способност на колоните на рамки от клас на дуктилност DC3 следва да се провери съгласно формули (7.18) и (7.19):

$$\sum M_{c,pl.Rd}(N_{Ed}) \geq \sum (\Omega_{rm} M_{slip.Rd} + s_h V_{Ed,M}) \quad (7.18)$$

където:

- $\sum M_{c,pl.Rd}(N_{Ed})$ е сумата от изчислителните носещи способности на огъване на колоната (под и над разглеждания възел) съгласно EN 1993-1-1:2004, точка 6.2.9.1, при отчитане на осовата сила в колоната N_{Ed} ;
 - Ω_{rm} е коефициент, отчитащ запаса от носеща способност на дисипативната зона, дължащ се на случайните вариации на коефициента на триене на демпферите, с които са оборудвани възлите гредя-колона;
 - s_h е разстоянието между фрикционния демпфер и оста на колоната.
- (4) Колоните на рамки от клас на дуктилност DC3 следва да се проектират на база алинея (5) или на база теорията за контрол на пластичния механизъм на разрушаване (TRMC) съгласно Приложение С.

- (5) Колоните на рамки от клас на дуктилност DC3 следва да се проверяват при нецентричен натиск и срязване за най-неблагоприятната комбинация от N_{Ed} , M_{Ed} и V_{Ed} съгласно формулите от (7.19) до (7.21), където Ω_d е минималната стойност на отношението $(M_{slip,Rd} - M_{Ed,G})/M_{Ed,E}$ за всички съединения, в които се очаква формиране на дисипативни зони, а $M_{Ed,G}$ е огъващият момент от несеизмичните въздействия, участващи в сеизмичната изчислителна ситуация.

$$N_{Ed} \leq N_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d N_{Ed,E} \quad (7.19)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d M_{Ed,E} \quad (7.20)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,G} + \Omega_{rm} \Omega_d V_{Ed,E} \quad (7.21)$$

- (6) Когато се очаква появата на пластична става в колона, срязващата сила в нея V_{Ed} следва да удовлетворява условието (7.22)

$$V_{Ed} \leq 0.5V_{c,Rd} \quad (7.22)$$

където $V_{c,Rd}$ е изчислителната носеща способност на срязване на напречното сечение на колоната съгласно EN 1993-1-1.

7.16 ВЪЗЛИ ГРЕДА-КОЛОНА

- (1) Във възлите греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, комбинираното действие между гредата и етажната плоча следва да бъде предотвратено, като се използват мерките, предписани в член 12.8.6.2.3 на EN 1998-1-2.
- (2) Възлите греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, следва да се проектират като дисипативни корави неравноякостни възли, които могат да се използват за конструкции от класове на дуктилност DC2 и DC3, ако са изпълнени а) и б):
- ротационният капацитет на съединенията е съвместим с преместванията на конструкцията;
 - носещата способност на елементите, присъединяващи се във възела, е проверена за граничното състояние “значителни повреди”;
- (3) Условието а) се счита за удовлетворено, ако овалните отвори на предварително напрегнатите болтове на фрикционния демпфер са проектирани да поемат максималния ход на демпфера, определен на база очакваните премествания на конструкцията и приетия клас на дуктилност.
- (4) Предаването на силите от гредите към колоните следва да е в съответствие с EN 1993-1-8:2004.
- (5) За възловото поле на колоната, обрмачено от поясите на колоната и напречните ребра, следва да бъде изпълнено условието (7.23):

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (7.23)$$

където:

- $V_{wp,Ed}$ е изчислителната срязваща сила във възловото поле в резултат на ефектите от въздействията, определена с отчитане на носещите способности на огъване на прилежащите дисипативни зони в съединенията, съответстващи на приплъзването на фрикционните демпфери;
 - $V_{wp,Rd}$ е носещата способност на срязване на възловото поле.
- (6) За възловите полета следва да бъде изпълнено условието (7.24):

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd} \quad (7.24)$$

където $V_{wb,Rd}$ е носещата способност на срязване на възловото поле с отчитане на местната загуба на устойчивост на стеблото под действие на срязващите напрежения.

- (7) В рамковите конструкции от клас на дуктилност DC3 общата дебелина t трябва да удовлетворява условие (7.25):

$$t = t_w + t_{swp} \geq \frac{[(d_b - 2t_{bf}) + (d_c - 2t_{cf})]}{90} \quad (7.25)$$

където:

- d_b е височината на по-високата от двете присъединявани греди;
- t_{bf} е дебелината на пояса на по-високата от двете присъединявани греди;
- d_c е височината на напречното сечение на колоната;
- t_{cf} е дебелината на пояса на колоната;
- t_w е дебелината на стеблото на колоната;
- t_{swp} е дебелината на усилващата плоча на стеблото на колоната (ако има такава).

Ако условието (7.25) е удовлетворено, неравенството (7.24) може също да се счита за удовлетворено.

- (8) Съединенията греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, следва да се проектират така, че да бъде предотвратено приплъзването на съединенията за комбинациите на въздействията, съответстващи на експлоатационно гранично състояние.
- (9) Изискването (8) към поведението на конструкцията се счита за изпълнено, ако е удовлетворено следното условие:

$$M_{Ed} \leq M_{slip,Rd} \quad (7.26)$$

където:

- M_{Ed} е максималният огъващ момент в съединението, получен в резултат на най-неблагоприятната комбинация на въздействията измежду:
 - a) комбинацията на гравитационните въздействия (комбинация от постоянни и променливи въздействия за експлоатационно гранично състояние)
 - b) комбинации на въздействията с участието на вятър (комбинации на постоянни товари, вятър и други променливи въздействия);
 - c) сеизмични комбинации за експлоатационно гранично състояние, т.е. комбинации на гравитационните въздействия със сеизмичното въздействие, съответстващо на гранично състояние “ограничаване на повредите” (DL) или гранично състояние “напълно функционираща сграда” (OP), както е договорено с клиента.
- $M_{slip,Rd}$ е изчислителната носеща способност на огъване, съответстваща на приплъзването на фрикционния демпфер, с който е оборудвано съединението, получена съгласно израза:

$$M_{slip,Rd} = \mu_{s,lower} n_b n_s \frac{F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \quad (7.27)$$

където n_b е броят на болтовете, n_s е броят на контактните повърхности, $F_{p,lt}$ е дълготрайната стойност на напрегащата сила в болта в резултат на натягането, h_t е рамото на вътрешните сили, $\mu_{s,lower}$ е стойността с 5% фрактил на статичния коефициент на триене на контактните повърхности, зависещ от покритието им, а γ_{Mf} е частен коефициент на сигурност.

В случая на демпферите FREEDAM, чиито фрикционни подложки са покрити с материал М4, могат да се използват стойностите $\mu_{s.lower} = 0.69$ и $\gamma_{Mf} = 1.162$. За различни покрития следва да се провеждат експериментални изследвания, за да се определи изчислителната стойност на коефициента на триене.

- (10) Възлите греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, следва да се проектират така, че да се осигури адекватна носеща способност на огъване и дисипация на енергия при редки и много редки сеизмични събития.
- (11) Изискването към поведението на конструкцията, дефинирано в 7.16 (10) се счита за удовлетворено, ако са изпълнени условията от 7.16 (12) до 7.16 (14).
- (12) Адекватната носеща способност на огъване на съединенията греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, следва да се осигури чрез удовлетворяването на следната зависимост:

$$M_{Ed} \leq \Omega_{dyn} M_{slip.Rd} \quad (7.29)$$

където:

- M_{Ed} е максималният огъващ момент в съединението за сеизмична комбинация за крайно гранично състояние, т.е. комбинация на гравитационните въздействия и сеизмичното въздействие, съответстващо на граничното състояние “значителни повреди”.
 - $\Omega_{dyn} M_{slip.Rd}$ е изчислителната носеща способност на огъване за граничното състояние “значителни повреди” на фрикционния демпфер, с който е оборудвано съединението. Стойността $\Omega_{dyn} = 1.00$ е валидна за материала М4, използван за покритието на фрикционните подложки на устройствата FREEDAM. За различни материали на покритието следва да се провеждат експериментални изследвания.
- (13) Ходът на фрикционните демпфери, с които са оборудвани възлите греда-колона, следва да се проектира така, че да се осигури псевдопластична ротация θ_p , не по-малка от:
- 0,03 rad за клас на дуктилност DC3;
 - 0,02 rad за клас на дуктилност DC2.

Забележка: С оглед отчитане на производствените и монтажни допуски, действителният ход на фрикционните демпфери следва да се изчисли, като горната стойност се завиши с 0,01 rad.

- (14) Член А4.1(6) на Приложение А дефинира протокола на натоварване за експериментално изследване на възлите.
- (15) Критериите за приемливост на резултатите от експерименталните изследвания на фрикционния демпфер са дадени в Приложение А.
- (16) Експериментално изследване не се налага, ако се използват предварително сеизмично квалифицирани съединения, тъй като такива съединения са с гарантиран ротационен капацитет θ_p и носеща способност на триене.
- (17) Необходимо е прилагането на йерархичен критерий на ниво части на съединението, за да се гарантира, че меродавната форма на разрушаване е приплъзването на фрикционния демпфер.
- (18) Недисипативните части на съединението трябва да се проектират така, че да работят еластично. Следователно те трябва да са в състояние да понесат максималните сили, които дисипативната част на съединението е в състояние да предаде.

- (19) Изискването към недисипативните компоненти на възела, предявено в (18), може да се счита за удовлетворено, ако максималната сила $F_{slip,max,Cd}$, предавана от фрикционния демпфер към недисипативните компоненти на възела, се определя като:

$$F_{slip,max,Cd} = \Omega_{Cd} \mu_{s,lower} n_b n_s \frac{F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \quad (7.30)$$

където Ω_{Cd} е коефициент на запас от носеща способност, отчитащ случайните вариации на стойността на коефициента на триене, влияеща се от технологията на нанасяне на покритието на фрикционните подложки, както и от избраното ниво на надеждност за постигане на проектната цел.

- (20) За демпферите FREEDAM може да се приеме коефициент на запас от носеща способност $\Omega_{Cd} = 1.56$. За фрикционни подложки с различни покрития следва да се провеждат експериментални изследвания.

7.17 БАЗИ НА КОЛОНИТЕ

- (1) Базите на колоните следва да се проектират съгласно предписанията, дадени в EN 1998-1-2.

7.18 ИЗИСКВАНИЯ КЪМ ФРИКЦИОННИТЕ ДЕМПФЕРИ

7.18.1 Подготовка на контактните повърхности на фрикционните подложки

- (1) Площта на контактните повърхности следва да се приема равна на площта на стоманените плочи, използвани за фрикционните подложки. Контактните повърхности трябва да бъдат обработени, за да се осигури необходимият коефициент на триене (в съответствие с определен диапазон на преместването), който обикновено се определя на база експеримент, както е описано в Приложение А.
- (2) Преди сглобяването следва да се вземат следните предпазни мерки:
- а) контактните повърхности трябва да са почистени от всякакви замърсители като мазнина, прах и боя. Трябва да се отстранят неравностите, които биха възпрепятствали плътното прилепване на присъединяваните части;
 - б) повърхностите без покритие следва да бъдат почистени от слоевете ръжда и друг ронлив материал. Трябва да се внимава да не се повреди или заглади грапавата повърхност. Нетретираните повърхности по периметъра на съединението с предварително напрегнати болтове следва да не се обработват, докато не приключи инспектирането на съединението.
- (3) Фрикционният демпфер трябва да бъде конструиран така, че да се осигури:
- а) адекватна носеща способност на триене с цел предотвратяване на приплъзване под действие на гравитационните товари, както в експлоатационно, така и в крайно гранично състояние;
 - б) адекватна носеща способност на триене, за да се предотврати приплъзването под действие на вятър, освен ако не се цели дисипация на енергия за определени нива на интензивността на ветровото въздействие. В този случай следва да се дефинира минималната скорост на вятъра, за която следва да се елиминира приплъзването, съответно да се посочи необходимата минимална носеща способност на триене;

- с) адекватна носеща способност на триене, за да се предотврати приплъзване при сеизмични въздействия, съответстващи на експлоатационно гранично състояние;
- д) предотвратяване на провлачането на стоманените плочи, използвани за изготвянето на фрикционния демпфер и частите на съединението;
- е) адекватна дисипация на енергия в условията на циклично натоварване.
- (4) Производителят трябва да предостави адекватна информация по отношение на статичния и динамичния коефициент на триене.
- (5) Горното условие се счита за изпълнено при условие, че от производителя са декларирани следните параметри:
- Горната граница (95% фрактил) на статичния коефициент на триене;
 - Долната граница (5% фрактил) на статичния коефициент на триене;
 - Средната стойност на динамичния коефициент на триене;
 - Долната граница (5% фрактил) на динамичния коефициент на триене.

7.18.2 Натягане на предварително напрегнатите болтове от фрикционния демпфер

- (1) Предпочитаният метод за натягане на болтовете от FREEDAM демпферите е чрез динамометрични ключове с подходящ работен обхват.
- (2) Силата на предварително напрегане трябва да се определи от:

$$F_{ap.c} = \gamma_{lt} \psi 0.70 f_{ub} A_s \quad (7.31)$$

където γ_{lt} е коефициент, който отчита очакваната загуба на напрегаща сила по време на експлоатация на конструкцията, а $\psi \leq 1.0$ е коефициент редуциращ напрегащата сила, с цел ограничаване износването на контактните повърхности и/или предотвратяване на скокообразно приплъзване, съчетано с вибрации. Формула (7.31) трябва да се прилага при ограничението $\gamma_{lt} \psi \leq 1.0$

- Когато се във FREEDAM демпферите се прилагат фрикционни подложки с покритие M4, коефициентът γ_{lt} се приема равен на 1,15;
 - В случай че $\gamma_{lt} \psi$ надхвърля 1.0, нивото на дълготрайно предварително напрегане, което действително може да се използва (вж. израз (7.32)), следва съответно да се редуцира (т.е. трябва да се редуцира ψ).
- (3) Могат да се приемат по-ниски стойности на γ_{lt} спрямо тези в (5), ако се приложи донапрегане на болтовете след 24 часа. Редуцираните стойности трябва да бъдат определени от дългосрочни експериментални изследвания.
- (4) За случая на FREEDAM демпферите, стойностите на коефициента ψ , редуциращ напрегащата сила за ограничаване на износването на контактните повърхности и/или предотвратяване на ефекта на залепване и скокообразно приплъзване, при фрикционни подложки с покритие от материал M4 следва да се приемат $\psi \leq 1.00$.
Приемането на $\psi \geq 0.40$ се препоръчва независимо от материала на покритието.
- (5) Оразмерителната дълготрайна напрегаща сила, необходима за определяне на носимоспособността на триене на фрикционния демпфер се определя от израза

$$F_{p.lt} = \psi 0.70 f_{ub} A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \quad (7.32)$$

където $F_{p.0}$ е началната стойност.

- (6) Оразмерителната начална напрегаща сила, спрямо която се натягат болтовете се получава от:

$$F_{p.0} = F_{ap.c} = \gamma_{lt}\psi 0.70 f_{ub}A_s \quad (7.33)$$

При прилагането на формула (7.33) да се спазва $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$.

- (7) Стойностите на въртящия момент $M_{r.i}$, използвани за получаване на напрегащата сила $F_{p.0}$ се определят поотделно за всички комбинации от болтове и гайки, чрез един от двата подхода, дадени по-долу:

- а) Чрез к-класа, деклариран от производителя, указан в съответните части на EN 14399:

$$M_{r.2} = \gamma_{lt}\psi k_m d F_{p.c.max}, \text{ където } k_m \text{ съответства на к-клас K2} \quad (7.34)$$

- б) Чрез Анекс Н на EN 1090-2:

$$M_{r.test} = M_m \quad (7.35)$$

за M_m определен съгласно процедура, съответстваща на метода на натягане.

При прилагането на формула (7.34) да се спазва $\gamma_{lt}\psi \leq 1.0$.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ТРИБОЛОГИЧНИТЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НА ФРИКЦИОННИТЕ ДЕМПФЕРИ

А.1 ЦЕЛИ

- (1) Целта на тези експерименти е да се определи коефициентът на триене, (обвързан с лимит на приплъзване), съответстващ на обработката на фрикционните подложки и материала на покритието им.

Забележка: Дадените изисквания в този анекс не се отнасят за фрикционни демпфери, за чието поведение има налични експериментални данни, и чиито повърхности и покрития съответстват на приложенияте в експерименталните образци.

- (2) Експерименталните процедури имат за цел да гарантират, че възможно плъзване във фрикционното съединение е отчетено.
- (3) Експерименталните резултати от изпитванията на повърхности с покрития се приемат за валидни, ако всички важни променливи са сходни с тези на изпитваните образци.

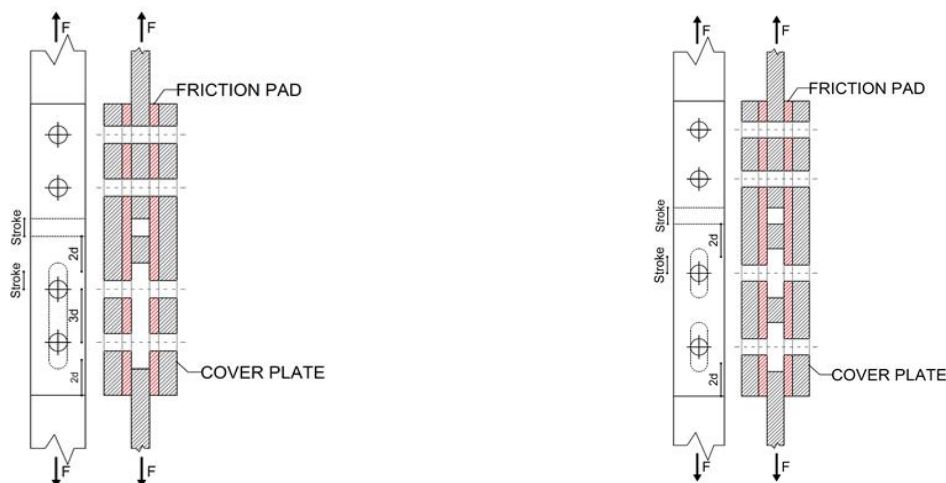
А.2 ВАЖНИ ПРОМЕНЛИВИ

- (1) Следните променливи трябва да се считат за важни за експерименталните резултати:
 - a) състав на покритието;
 - b) повърхностна обработка и обработката на базовите слоеве при многослойни системи, виж А.3;
 - c) максимална дебелина на покритието, виж А.3;
 - d) процедура на втвърдяване;
 - e) изискван минимален интервал от време между нанасяне на покритието и натоварване на съединението;
 - f) клас на болтовете, виж А.3.

А.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ОБРАЗЦИ

- (1) Експерименталните образци трябва да отговарят на размерите, показани на фигура А.1.
- (2) Стоманата трябва да съответства на EN 10025-2 to -6.
- (3) Двете подложки трябва да са с равни дебелини.
- (4) Подложките трябва да са с точно изрязани ръбове и да са достатъчно равни, за да може да се осъществи плътен контакт между повърхностите, когато болтовете са напрегнати, в съответствие с раздел 6.4 на този предварителен стандарт.
- (5) Предвидените повърхностна обработка и покритие трябва да бъдат положени върху експерименталните образци, в съответствие с приложението им в строителните конструкции. Средната дебелина на покритието върху контактните повърхности трябва да бъде поне 25% по-голяма от номиналната в конструкциите.
- (6) Процесът на втвърдяване трябва да бъде документиран, чрез позоваване на публикувани препоръки или чрез описание на действителната процедура.
- (7) Интервалът време (в часове) между нанасяне на покритието и изпитването трябва да бъде записан.

- (8) Болтовете трябва да бъдат затегнати до $\pm 5\%$ от зададената проектна напрегаща сила, $F_{p,C}$, за конкретния диаметър и клас, както е определено в раздел 18.2 на този документ.



Фигура А.1: Експериментални образци за определяне на коефициента на триене: болтове в общ овален отвор (ляво) – болтове в самостоятелни овални отвори (дясно)

- (9) Напрягането в болтовете трябва да се измерва директно с точност до $\pm 4\%$.
- (10) Необходимо е да се определят загубите на предварително напрегане, които се получават с течение на времето.
- (11) Нивото на напрегане се измерва преди теста и ако се налага, болтовете се донатягат до изискваната точност $\pm 5\%$.

A.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПРОГРАМА ЗА ОЦЕНКА НА ПРИПЛЪЗВАНЕ

A.4.1 Експериментална програма за оценка на приплъзването

- (1) Експерименталната програма се осъществява с контрол на преместването, при което се следи и записва зависимостта „сила – приплъзване“. Приплъзването се мери чрез взаимното преместване между съседните точки от вътрешната и външните плочи по направление на натоварването. Измерването се прави за всеки край на образеца независимо. Определя се като средно аритметичното от измерените от двете страни на образеца.
- (2) Изследваните образци трябва да са минимум шестнадесет.
- (3) Десет от тях се изпитват при ниска скорост на прилагане на натоварването (максимална скорост $\leq 5\text{ mm/s}$). Ако стандартното отклонение $\sigma_{\mu,s}$, от десетте резултата за статичния коефициент на триене се различава с повече от 8% от средния резултат, трябва да се направи и допълнително изпитване. Общият брой необходими тестови образци (заедно с десетте) трябва да са определи от:

$$n \geq 2(s/3.5)^2 \quad (\text{A.1})$$

където n е броя на образците; s е стандартното отклонение за първите десет експеримента, изразено като процент от средната стойност (ако $s = 8$, се получава $n = 10$).

Забележка: Наличните експериментални резултати могат да бъдат използвани за определяне на характеристиките на триещите повърхности съгласно настоящото приложение, при условие, че се направят минимум три изпитвания при ниска скорост на натоварване върху образци на конкретните триещи

съединения. Резултатите от тестовете трябва да показват съответствие с вече наличните експериментални данни.

- (4) Три други образеца трябва да се изпитат при висока скорост (50 mm/s; 100 mm/s; 150 mm/s). И накрая, да се проведат два експеримента за изследване на пълзенето. *Забележка: Този параграф не се отнася за фрикционни демпфери, за които има осигурени данни от предварително проведени тестове, и които са произведени аналогично на изпитаните образци.*
- (5) Протоколът на натоварване трябва да е в съответствие с приложението на фрикционните демпфери при строителни конструкции.
- (6) Изискванията в параграф (5) са свързани с определяне на протокол на натоварване, свързан с необходимия ротационен капацитет на възела. Квалифицирането на възлите „ригел - колона“ при циклично променливо натоварване е свързано с контролиране на изискваната ротация, наложена на образеца, както е посочено по-долу:
 - a) 6 cycles at $\theta = 0.00375$ rad
 - b) 6 cycles at $\theta = 0.005$ rad
 - c) 6 cycles at $\theta = 0.0075$ rad
 - d) 4 cycles at $\theta = 0.01$ rad
 - e) 2 cycles at $\theta = 0.015$ rad
 - f) 2 cycles at $\theta = 0.02$ rad
 - g) 2 cycles at $\theta = 0.03$ rad
 - h) 2 cycles at $\theta = 0.04$ rad

Изпитването продължава с увеличаване на натоварването с $\theta = 0.01$ rad, с по два цикъла на всяка стъпка.

- (7) Протоколът на натоварване, с контрол на надлъжните премествания на фрикционния демпфер, се определя с отчитане на работата му във FREEDAM възлите чрез умножение на най-голямото рамо до съединението с изискваната ротация в стъпки от а) до h) от параграф (6).
- (8) Протоколът на натоварване трябва да се съобрази с дължината на овалните отвори, а оттам и с възможния ход на дисипативното устройство, т.е. изпитването трябва да приключи преди изчерпване на този ход.

A.4.2 Оценка на резултатите от цикличното изпитване

- (1) Трябва да се направи пълен запис на зависимостта „сила – преместване“, получена при цикличното изпитване, съгласно протокола на натоварване дефиниран в А.4.1.
- (2) Поведението по време на първия полуцикъл се използва за определяне на статичния коефициент на триене, поради което натоварването в рамките на този полуцикъл се прилага със скорост не по-голяма от 0.00125 mm/s.
- (3) Носимоспособността на триене при статично натоварване $F_{slip.s}$ за даден образец се асоциира със силата, при която се получава приплъзване 0.15 mm. По този начин се получават десет резултата от изпитвания при ниска скорост на прилагане на натоварването.
- (4) Съответните индивидуални статични коефициенти на триене се получават съгласно А.6.
- (5) Долната граница на ефективния статичен коефициент на триене $\mu_{s.k.lower}$, изчислен съгласно А.6, се прилага при оразмеряване за гравитационни въздействия и проверки по експлоатационни гранични условия.

- (6) Горната граница на ефективния статичен коефициент на триене $\mu_{s.k.upper}$, изчислен съгласно А.6, се прилага при осигуряване на йерархия в носимоспособността при оразмеряване на недисипативните компоненти на фрикционните устройства и на рамковите възли.
- (7) Ефективният динамичен коефициент на триене $\bar{\mu}_{d.k.lower}$, използван при оразмеряване за сеизмична комбинация, трябва да бъде изчислен съгласно А.6.
- (8) Трябва да се определи стойността на характеристичния ефективен коефициент на триене $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$, съответстващ на достигане на проектното кумулативно преместване δ_{cd} .
- (9) Фрикционния демпфер може да се приеме, ако разликата между $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ и $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ е по-малка от 20%.
- (10) Ефективният динамичен коефициент на триене $\bar{\mu}_{d.m}$, необходим за оценка на сеизмичното реагиране се изчислява на съгласно А.6.
- (11) Стойностите на коефициентите на триене, определени чрез високоскоростни тестове, независимо от скоростта, трябва да са в диапазона от 5% до 95% фрактил от получените статичните коефициенти.

А.4.3 Изпитване и оценка на пълзенето

- (1) Образецът, обект на експериментално изследване за оценка на пълзенето, трябва да бъде натоварен със сила равна на носимоспособността на триене, съответстваща на ниво на предварително налягане равно на $F_{p,c}$, дадена в формула (18.2), при статичен коефициент на триене с обезпеченост 5% фрактил, определен от резултатите от първите десет изпитвания (вж. А.6).
- (2) Нивото на налягане на болтовете, което трябва да се приеме в тестовете за пълзене, трябва да се изчисли съгласно точка 7.4.1. Ако за такъв образец допълнителното приплъзване, т.е. разликата между приплъзванията, установени пет минути и три часа след прилагане на пълното натоварване не надвишава 0,002 mm, то се приема за $F_{slip.s.lower}$. Ако допълнителното приплъзване надвишава 0,002 mm, трябва да се премине към разширено изследване на пълзенето, в съответствие с А.5.

А.5 РАЗШИРЕНО ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ И ОЦЕНКА НА ПЪЛЗЕНЕТО

- (1) Най-малко три образца трябва да бъдат изпитани при тази процедура.
- (2) Трябва да се приложи специфично натоварване, отчитащо както резултатите от изпитването за пълзене проведено по т. А.4, така и изчислителната стойност на коефициента на триене, предложен за приложение в строителни конструкции.
- (3) Ако повърхностната обработка е причислена към конкретен клас, коефициентът на триене може да бъде приет, съгласно таблицата в А.6.
- (4) Следва да се изобрази зависимостта „преместване - време“, с която да се докаже, че в рамките на експлоатационния срок на конструкцията няма да се достигне до премествания надвишаващи 0,3 mm. Експлоатационният период се приема 50 години, освен ако не е указано друго.
- (5) Логаритмичната крива може да бъде екстраполирана линейно, ако тангентата ѝ бъде определена достатъчно прецизно.

А.6 АНАЛИЗ НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИТЕ РЕЗУЛТАТИ

- (1) Носимоспособността на триене $F_{slip.s.i}$ на образеца е силата, при която се получава приплъзване 0.15 mm. Съответният статичен ефективен коефициент на триене се определя както следва:

$$\mu_i = \frac{F_{slip.s.i}}{n_b n_s F_{p.c}} \quad (A.2)$$

където с $F_{slip.s.i}$ е означена статичната носимоспособност на триене на i -тия образец; n_b е броя на болтовете ($n_b = 2$), n_s е броя на контактните повърхности ($n_s = 2$), а $F_{p.c}$ е напрегащата сила.

- (2) Средноаритметичната стойност $m_{F.slip.s}$ и нейното стандартно отклонение се определят от следните формули:

$$m_{F.slip.s} = \frac{\sum F_{slip.s.i}}{n} \quad (A.3)$$

$$\sigma_{F.slip.s} = \sqrt{\frac{\sum (F_{slip.s.i} - m_{F.slip.s})^2}{n - 1}} \quad (A.4)$$

- (3) Средноаритметичната стойност на ефективния статичен коефициент на триене $\mu_{s.m}$ и нейното стандартно отклонение $\sigma_{\mu.s}$ се определят съответно от:

$$m_{\mu.s} = \frac{\sum \mu_{s.i}}{n} \quad (A.5)$$

$$\sigma_{\mu.s} = \sqrt{\frac{\sum (\mu_{s.i} - m_{\mu.s})^2}{n - 1}} \quad (A.6)$$

- (4) За долна граница на статичния коефициент на триене $\mu_{s.k.lower}$ трябва да се приеме 5% фрактил с ниво на обезпеченост 75%. При десет експеримента $n = 10$, характеристикната стойност е равна на средноаритметичната минус 2,05 пъти стандартното отклонение.
- (5) За горна граница на статичния коефициент на триене $\mu_{s.k.upper}$ се приема получената при 95% фрактил с ниво на обезпеченост 75%. При десет резултата $n = 10$, характеристикната стойност е равна на средната плюс 2,05 пъти стандартното отклонение.
- (6) Износването на контактните повърхности и загубата на напрегаща сила при циклично натоварване водят до деградация на динамичната носимоспособност на триене $F_{slip.d}$, поради което тя е във функция на кумулативното преместване (изминатото разстояние). Съответния ефективен динамичен коефициент на триене за i -тия образец:

$$\mu_{d.i} = \mu_{d.i}(\delta_c) = \frac{F_{slip.d.i}}{n_b n_s F_{p.c}} \quad (A.7)$$

също е функция на кумулативното преместване δ_c , (т.е. на изминатия път).

- (7) Формула (A.7) трябва да се прилага винаги, когато $\delta_c \geq 0.15$ mm. Съответната средноаритметична стойност и стандартното ѝ отклонение се получават съответно от:

$$m_{\mu.d} = m_{\mu.d}(\delta_c) = \frac{\sum \mu_{d.i}}{n} \quad (A.8)$$

$$\sigma_{\mu.d} = \sigma_{\mu.d}(\delta_c) = \sqrt{\frac{\sum(\mu_{d,i} - m_{\mu.d})^2}{n-1}} \quad (\text{A.9})$$

Формули (А.8) и (А.9) са във функция на кумулативното преместване δ_c ($\delta_c \geq 0.15 \text{ mm}$). Долната граница на динамичния коефициент на триене $\mu_{d.k.lower}$ (средната стойност минус 2,05 пъти стандартното отклонение) също е във функция на кумулативното преместване δ_c .

- (8) Проектните изисквания към фрикционния демпфер трябва да се определят с отчитане на кумулативното преместване, съответстващо на изисквания клас на дуктилност на конструкцията.
- (9) За среден клас на дуктилност проектното кумулативно преместване $\delta_{c,d}$ се приема равно на полученото след края на втория цикъл при $\theta = 0.02 \text{ rad}$, при прилагане на протокола на натоварване, даден в А4.1.
- (10) При висок клас на дуктилност проектната стойност на кумулативно преместване $\delta_{c,d}$ е равна на достигнатото след края на втория цикъл с $\theta = 0.04 \text{ rad}$, в резултат на прилагането на протокола на натоварване в А4.1.
- (11) Средноаритметичната стойност на ефективния динамичен коефициент на триене $\bar{\mu}_{d.k.lower}$, прилаган при сеизмични товарни комбинации, е средната стойност на $\mu_{d.k.lower}$, определена за целия диапазон на кумулативните премествания и съответстваща на класа на дуктилност на конструкцията, както следва:

$$\bar{\mu}_{d.k.lower} = \frac{\int_0^{\delta_{c,d}} \mu_{d.k.lower}(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c,d}} \quad (\text{A.10})$$

- (12) Средноаритметичната стойност на ефективния динамичен коефициент на триене $\bar{\mu}_{d,m}$, използвана при оценка на сеизмичните характеристики, е равна на средноаритметичната стойност на $m_{\mu.d}$, определена с отчитане на целия диапазон на кумулативните премествания, в съответствие с класа на дуктилност на конструкцията:

$$\bar{\mu}_{d,m} = \frac{\int_0^{\delta_{c,d}} m_{\mu.d}(\delta_c) d\delta_c}{\delta_{c,d}} \quad (\text{A.11})$$

- (13) Стойността $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ на характеристичния ефективен коефициент на триене, съответстваща на достигнато проектното кумулативно преместване δ_{cd} , е критерий за допустимост.
- (14) Разликата между $\mu_{d.k.lower}(\delta_{cd})$ и $\bar{\mu}_{d.k.lower}$ трябва да е по-малка от 20%.
- (15) Ако се изисква разширено изпитване на пълзенето, номиналният коефициент на триене може да се приеме равен на стойността, при която е доказано, че е удовлетворен зададения критерий, виж А.5.
- (16) Ако е необходимо, повърхностната обработка трябва да бъде причислена към съответния клас на триене (Таблица А.1), което се определя от характеристичната долна граница на коефициента на триене $\mu_{s,ki}$, определен в А.4 или А.5, където е уместно.

Таблица А.1: Класификация на фрикционните повърхности

Клас А	$\mu_{s,ki} \geq 0.50$
Клас В	$0.40 \leq \mu_{s,ki} < 0.50$
Клас С	$0.30 \leq \mu_{s,ki} < 0.40$
Клас D	$0.20 \leq \mu_{s,ki} < 0.30$

ПРИЛОЖЕНИЕ В

ТЕСТ ЗА КАЛИБРИРАНЕ НА ЗАТЯГАНЕТО НА БОЛТОВЕ ПРИ НИСКИ НИВА НА ПРЕДВАРИТЕЛНО НАПРЯГАНЕ

В.1 ОБХВАТ

- (1) В това Приложение е представен тест, с който да се калибрират болтови групи от високоякостни болтове за напругане със сила, по-ниска от максималната $F_{p.c.max}$.
- (2) Целта на изпитването е да се определят необходимите параметри, за да се гарантира, че изискваното предварително напругане е постигнато надеждно по метода на въртящия момент.

В.2 МЕРНИ ЕДИНИЦИ И СИМВОЛИ

- (1) В настоящото приложение са приети следните обозначения и единици:
 - $F_{ap.c}$ напругаща сила, (kN);
 - M_i конкретна стойност на въртящ момент, свързан с $F_{ap.c}$ (Nm);
 - M_m средна стойност на всички M_i стойности, (Nm);
 - S_M изчислено стандартно отклонение на стойностите M_i , (Nm) ;
 - V_M коефициент на вариация на стойностите M_i .

В.3 ЦЕЛ НА ЕКСПЕРИМЕНТА

- (1) Изпитването трябва да измерва следните параметри по време на затягане:
 - Сила в болта;
 - Въртящ момент.

В.4 ТЕСТОВО ОБОРУДВАНЕ

- (1) Устройството за измерване на силата в болта може да бъде в съответствие с EN 14399-2 или механично или хидравлично устройство като тензодатчик, при условие че точността му отговаря на изискванията, дадени в Таблица В.1.
- (2) Устройството за измерване на силата в болта трябва да се калибрира поне веднъж годишно (или по-често, ако така е препоръчано от производителя) от лицензирана лаборатория.
- (3) Динамометричните ключове, които ще се използват за изпитването, са едни от тези, които ще се използват при сглобяването на компонентите на фрикционния демпфер. Те трябва да имат подходящ работен обхват.
- (4) Могат да се използват ръчни или електрически динамометрични инструменти (но без ударна функция). Изискванията за точност на динамометричните инструменти са дадени в таблица В.1.
- (5) Те трябва да се калибрират поне веднъж годишно (или по-често, ако така се препоръчва от производителя).

В.5 ТЕСТОВИ ОБРАЗЦИ

- (1) Отделни изпитвания трябва да се извършат върху представителни проби от всяка партида крепежни елементи.
- (2) Ефективността на смазването може да варира, ако тестовите сглобки се съхраняват за дълъг период от време.
- (3) Представителните сглобки трябва да съдържат няколко болта, гайки и шайби от всяка инспектирана партида. Сглобките, използвани за изпитвания, не трябва да се използват повторно за допълнителни изпитвания или в конструкцията.

В.6 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНА ПОСТАНОВКА

- (1) Съгласно Приложение Н към EN 1090-2, експерименталната постановка може да включва допълнителни подложки, за да отговаря по-точно на измервателното устройство, а изпитвателните възли и подложките трябва да бъдат разположени така, че:
 - композицията да е подобна на използваната на практика;
 - под главата на болта се поставя скосена шайба или скосена подложка;
 - под гайката се поставя шайба, когато гайката ще се завърта по време на затягане;
 - дебелината на пакета, включително подложките и шайбите, е минималната позволена в съответния продуктов стандарт.

В.7 ТЕСТОВА ПРОЦЕДУРА

- (1) Методът, използван за затягане по време на изпитването, трябва да бъде същият като този, използван на практика за сглобяване на компонентите на фрикционния демпфер. Основно изискване при калибрирането е да се записват стойностите на въртящия момент M_i , необходими за постигане на целевото предварително налягане в болта $F_{ap.c}$.
- (2) Изпитванията се провеждат в лаборатория при подходящи условия.
- (3) Трябва да се направят достатъчно измервания на въртящ момент и на съответната налягаща сила в болта, за да може да се направи оценка на резултатите от изпитването съгласно В.8.
- (4) Нито неподвижната част от съединителното средство, нито шайбата под подвижната част (тази, която се завърта) не трябва да се завъртат по време на изпитването.
- (5) Когато е възможно, се препоръчва непрекъснато измерване на приложния въртящ момент и на съответната налягаща сила, а изпитването се прекратява, когато силата в болта надвиши $1.10 F_{ap.c}$.

В.8 ОЦЕНКА НА РЕЗУЛТАТИТЕ ОТ ЕКСПЕРИМЕНТА

- (1) Критериите за допустимост на стойностите по метода на въртящия момент са дадени в табл. В.1.

Брой експерименти n	5	6	8
V_M	0.04	0.05	0.06

Необходимо състояние на експерименталното оборудване:
калибрирани устройства за измерване на опън в болтовете с отклонение $\pm 2 \%$, грешка при повторение $\pm 1 \%$, калибриран динамометричен ключ с точност $\pm 4 \%$, грешка при повторение $\pm 1 \%$.

където:

$$M_m = \frac{\sum M_i}{n} \quad \sigma_M = \sqrt{\frac{\sum (M_i - M_m)^2}{n - 1}} \quad V_M = \frac{\sigma_M}{M_m} \quad (\text{B.1})$$

В.9 ДОКЛАД ОТ ЕКСПЕРИМЕНТА

(1) Следната информация трябва да бъде включена като минимум в доклада от експеримента:

- Дата на провеждане;
- Идентификационен номер на партидата възли;
- Брой тествани възли комплекти;
- Обозначение на съединителните средства;
- Маркировка на болтовете, гайките и шайбите;
- Покритие или обработка на повърхността и наличие на смазване; ако е приложимо, описание на настъпилите промени в повърхностите поради експозиция;
- Дебелина на пакета;
- Подробности за експерименталната постановка и устройствата, използвани за измерване на налягането и въртящия момент;
- Бележки по изпълнението на експеримента;
- Резултати от експеримента съгласно това Приложение;
- Спецификации за предварителното налягане на болтовете от инспекцията на изпитаната партида;
- Сертификати за калибриране на динамометрични ключове и устройства за измерване на сила.

Докладът трябва да има дата и подпис.

ПРИЛОЖЕНИЕ С: ПРОЕКТИРАНЕ ЗА DC2 И DC3 СЪГЛАСНО ТРМС

С.1 ОБХВАТ

- (1) Това приложение предоставя правилата за оразмеряване на колоните в рамки с корави възли за класове на дуктилност DC2 и DC3 по Теорията за контрол на пластичния механизъм (ТРМС).
- (2) Поведението на възлите греда – колона, оборудвани с фрикционни демпфери, трябва да се отчете в процеса на проектиране, като се вземе предвид идеално кораво-пластичното поведение на дисипативните зони.
- (3) „Псевдопластичното“ поведение трябва да се счита за еквивалентно на поведението в резултат на приплъзването във възлите.
- (4) Съгласно точка С.1.(3) кораво-пластичния анализ може да се проведе, като се има предвид пластичен момент, равен на момента на огъване, водещ до приплъзване във фрикционните демпфери, което води до появата на „псевдопластично“ завъртане.
- (5) Точка С.1.(2) е валидна, при условие че очакваните пластични завъртания са съвместими с дължината на овалните отвори за болтовете на фрикционния демпфер.

С.2 ПРОЕКТИРАНЕ НА КОЛОНИТЕ ОТ ПЪРВИЯ ЕТАЖ

- (1) Сеченията на колоните от първия етаж трябва да са подбрани така, че да удовлетворяват следния израз за класове на дуктилност DC2 и DC3:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} \geq \frac{\sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d.jk} + (\gamma_1^{(3)} - \gamma^{(g)}) \delta_u \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{2 \frac{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k}{h_1 \sum_{k=1}^{n_s} F_k} - 1} \quad (C.1)$$

където:

- n_b е броят междуосия;
- n_c е броят на колоните;
- n_s е броят на етажите;
- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1}$ е сумата на пластичните моменти, намалена поради съвместното действие на осовата сила, на колоните от първия етаж;
- F_k е сеизмичната сила приложена на k-тия етаж;
- h_k е височината на k-тия етаж, изчислена от котата на фундиране;
- δ_u е изчислителното крайно хоризонтално пластично преместване на последния етаж, което трябва да се приема равно на $0.03 h_{n_s}$;
- $\gamma^{(g)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма (кривата изобразяваща граничното равновесие на работата на вътрешните и външните сили при определен пластичен механизъм на разрушение) съответстваща на глобален механизъм, т.е. механизъм, при който всички възли греда – колона са реализирали приплъзване и във всички колони от първия етаж са се образували пластични стави над базата; изчислява се по израза:

$$\gamma^{(g)} = \frac{1 \sum_{k=1}^{n_s} V_k h_k}{h_{n_s} \sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} \quad (C.2)$$

където V_k е общото вертикално натоварване, действащо на k-тия етаж в сеизмичната комбинация;

- $\gamma_1^{(3)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма, съответстваща на етажен механизъм в първия етаж; изчислява се по израза:

$$\gamma_1^{(3)} = \frac{1}{h_1} \frac{\sum_{k=1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k} \quad (C.3)$$

- (1) $W_{d,jk}$ е вътрешната работа, дължаща се на дисипативните зони, т.е. поради приплъзването на съединението между греда и колона, възникващо в j -тото междуосие на k -тия етаж, оценено за единично завъртане на пластичните стави в колоните.

С.3 ПРОЕКТИРАНЕ НА КОЛОНИТЕ ОТ ГОРНИТЕ ЕТАЖИ

- (2) Сеченията на колоните от етаж i_m (като $i_m = 2, 3, \dots, n_s$) трябва да са подбрани така, че да удовлетворяват следните изрази:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i i_m}^{(1)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(1)} \delta_u) \left(\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k \right) - \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.1}^* - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d,jk} \quad (C.4)$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i i_m}^{(2)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(2)} \delta_u) - \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_m-1}) - \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} W_{d,jk} \quad (C.5)$$

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i i_m}^{(3)} \geq (\alpha^{(g)} + \gamma_{i_m}^{(3)} \delta_u) \frac{(h_{i_m} - h_{i_m-1})}{2} \sum_{k=i_m}^{n_s} F_k \quad (C.6)$$

където:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i.1}^*$ е сумата от пластичните моменти, (намалени поради съвместното действие на осовата сила), на колоните на първия етаж, определени след избора на напречно сечение за колоните от стандартни напречни сечения, такива, че да удовлетворяват израз (C.1).
- $\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u$ е кинематично допустимият множител на сеизмичните хоризонтални сили, съответстващ на крайното изчислително преместване δ_u от равновесната крива на механизма, съответстваща на глобален механизъм;
- $\alpha_0^{(g)}$ е кинематично допустимият множител на сеизмичните хоризонтални сили, съответстващ на глобалния механизъм и оценен съгласно кораво-пластичен анализ от първи ред;
- $\gamma^{(g)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма, съответстваща на глобален механизъм; изчислява се съгласно израз (C.2);
- $\gamma_{i_m}^{(1)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма, съответстваща на частичен механизъм включващ i_m броя етажи от основата нагоре; изчислява се по израза:

$$\gamma_{i_m}^{(1)} = \frac{1}{h_{i_m}} \frac{\sum_{k=1}^{i_m} V_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{n_s} V_k}{\sum_{k=1}^{i_m} F_k h_k + h_{i_m} \sum_{k=i_m+1}^{i_m} F_k} \quad (C.7)$$

- $\gamma_{i_m}^{(2)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма, съответстваща на частичен механизъм включващ етажите на и над i_m -тия етаж; изчислява се по израза:

$$\gamma_{i_m}^{(2)} = \frac{1}{h_{n_s} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k (h_k - h_{i_{m-1}})}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k (h_k - h_{i_{m-1}})} \quad (\text{C.8})$$

- $\gamma_{i_m}^{(3)}$ е наклонът на равновесната крива на механизма, съответстваща на механизъм при i_m -тия етаж; изчислява се по израза:

$$\gamma_{i_m}^{(3)} = \frac{1}{h_{i_m} - h_{i_{m-1}}} \frac{\sum_{k=i_m}^{n_s} V_k}{\sum_{k=i_m}^{n_s} F_k} \quad (\text{C.9})$$

(3) За изчисленото в точка С.3.(1) трябва да бъде изпълнено:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m} \geq \max \left\{ \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(1)}; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(2)}; \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \right\} \quad (\text{C.10})$$

където:

- $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}$ е сумата от пластичните моменти, намалени поради съвместното действие на осовата сила, оценени за i_m -тия етаж.
- За клас по дуктилност DC2 да се спазва само изразът (С.6).
- За DC2 изразът (С.10) придобива следния вид:

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m} \geq \sum_{i=1}^{n_c} M_{c,ii_m}^{(3)} \quad (\text{C.11})$$

С.4 ВЪТРЕШНА РАБОТА НА ДИСИПАТИВНИТЕ ЗОНИ

- (1) Вътрешната работа, дължаща се на дисипативните зони, $W_{d,jk}$, трябва да бъде оценена вземайки предвид завишената носимоспособност, дължаща се на произволната вариация на носимоспособността на огъване при приплъзване на съединенията.
- (2) Точка С.4.(1) се счита за изпълнена, при условие че $W_{d,jk}$ е изчислено отчитайки завишената носимоспособност, както вече е дефинирана в Раздел 16:

$$W_{d,jk} = 2\Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk} \quad (\text{C.12})$$

където:

- Ω_{Cd} е коефициент на завишена носимоспособност, даден в Раздел 16. Приема се равен на 1.56 за материал М4.

$M_{slip.Rd.jk}$ е изчислителната стойност на огъващия момент, пораждащ приплъзване в съединението в междуосие j на етаж k , изчислен съгласно израз (16.4).

7.19 ЛИТЕРАТУРА

- [1] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano, “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads” *Engineering Structures*, 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”, *Construction and Building Materials*, 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. Nistri, 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”, *Journal of Constructional Steel Research*, 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 koints”, UNI EN 1993-1-1, 2005.
- [15] R. Montuori, E. Nistri, 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. Nistri, 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. Nasti, 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, April 2019, Pages 144-157.

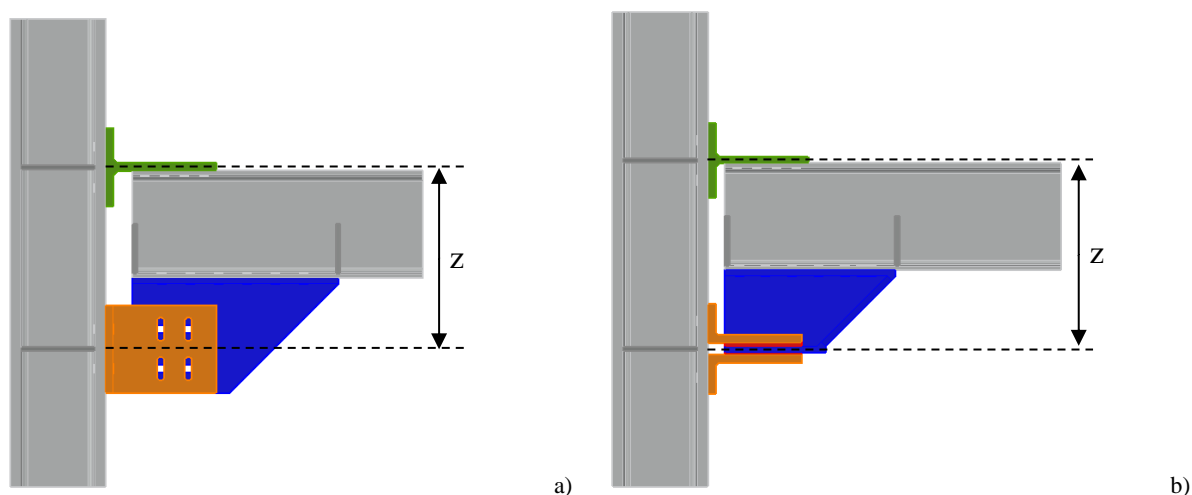
ГЛАВА 8

ПРОЕКТИРАНЕ НА ВЪЗЛИ FREEDAM

8.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В предходните глави бяха представени експериментални и аналитични изследвания върху поведението на възли греда-колона, оборудвани с фрикционни демпфери, както и тяхното влияние върху глобалното реагиране на конструкции. Въпреки това, досега не е изготвено ръководство за проектиране на такива възли за сеизмични въздействия. Разработването на такова специфично ръководство представлява фундаментална стъпка към сеизмичната квалификация на възлите FREEDAM за прилагането им в сеизмични райони. В този контекст настоящата глава е насочена към запълването на тази празнина. В международен план следва да се отбележи, че европейската практика на проектиране на възли греда-колона в сеизмични райони е все още със стъпка назад спрямо северноамериканската практика. Американският документ AISC-358 [1] дава серия от прецизни технически изисквания и методики за проектиране за възли в сеизмични райони, основани на концепцията за прилагане на сеизмично квалифицирани възли. Обратно, европейските стандарти за проектиране [2-4] са насочени главно към установяване на правила за предсказване на поведението „момент-завъртане“ на съединенията при доста ограничени правила за използването им в сеизмични райони. Освен това, прилагането на дисипативни възли и съединения все още изисква прилагане на скъпия и отнемащ много време подход на проектиране, основано на изпитвания. За запълване на тази празнина, изследователски усилия са насочени към разработване на процедури за сеизмична квалификация на европейски възли, с фокус върху стандартизирането на проектирането и производството на четири различни конфигурации: възел с неоробрена конзолна фланцева плоча, възел с оробрена конзолна фланцева плоча, възел с фланцево съединение и вута, и заварен възел с отслабено сечение на гредата. Независимо от това трябва да се отбележи, че нито AISC-358 [1], нито неотдавнашните европейски изследвания [5-7] дават информация относно сеизмична квалификация на дисипативни възли греда-колона с фрикционни демпфери, основани на философията за минимални конструктивни повреди.

В горния контекст, за да се улесни прилагането на дисипативни възли греда-колона, оборудвани с демпфери FREEDAM, в настоящата глава са представени указания за проектиране на такива възли с фрикционни подложки с покритие M4 (Фиг. 8.1). Подходът за проектиране е основан на резултатите от експерименталните изследвания, описани в Глава 3 на настоящия документ. Указанията за проектиране, представени по-долу, са разработени аналогично на подхода на AISC-358 с предварителна сеизмична квалификация, включващи стъпкови алгоритми за проектиране.



Фигура 8.1 – Схеми на възли с фрикционни демпфери: а) вертикална (VFC) конфигурация; б) хоризонтална (HFC) конфигурация

8.2 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

За да се гарантира необходимата носимоспособност и дуктилност, проектирането на възли греда-колона трябва да се основа на принципите на капацитивното проектиране, приложени към отделните компоненти на възела. Ето защо проектирането трябва да се раздели на две основни концептуални стъпки: i) избор на дисипативния компонент и калибриране на неговата носимоспособност спрямо разрезните усилия, получени от съответно предписаните комбинации на въздействия; ii) проектиране на недисипативните компоненти за максималните усилия, които може да пренесе към тях най-слабият компонент на възела [8, 9]. Пренесени към проектирането на възли с фрикционни демпфери, тези две стъпки означават първо да се проектира фрикционният демпфер (най-слабият компонент), след което да се проектират останалите части на възела (недисипативните компоненти) за максималните усилия, които демпферът може да пренесе към тях. Носимоспособността на триене на фрикционния демпфер зависи главно от коефициента на триене между фрикционните подложки и притискащите плочи от неръждаема стомана, и от силите на налягане на болтовете, а ротационният капацитет се определя от дължината на овалните отвори, която лесно може да се приведе в съответствие с необходимото преместване (Фиг. 8.1). Независимо, че определянето на носимоспособността на демпфера изглежда изключително просто (тя зависи само от броя на болтовете, техния диаметър, завъртащ момент за налягане и от коефициента на триене), в етапа на проектиране трябва да се обърне специално внимание на явленията, които се проявяват при реализирането на носимоспособността на приплъзване [10,11].

Предлаганата процедура на проектиране започва с определянето на огъващите моменти, съответстващи на различните проектни цели (гранични състояния). След това в зависимост от конфигурацията трябва да се проектират следните компоненти: i) възловото поле от колоната, работещо на срязване, ii) участъците от стеблото на колоната, работещи на опън и натиск, iii) Т-профил и L-профили, и iv) фрикционния демпфер.

8.2.1 Проектиране на възли с вертикална (VFC) конфигурация

Проектирането на възли греда-колона с фрикционни демпфери се основава на представените по-горе принципи на капацитивното проектиране чрез дадената по-долу стъпкова процедура. Съгласно първия принцип, процедурата стартира от най-слабия компонент на възела, а именно фрикционния демпфер, който трябва да бъде проектиран за усилията, получени от съответните сеизмични и несеизмични комбинации. След това недисипативните части се проектират да останат изцяло в еластичната област до достигане на граничната ротация на демпфера. В този раздел се разглежда вертикалната (VFC) конфигурация (Фиг. 8.1a), а следващият раздел е посветен на хоризонталната (HFC) конфигурация (Фиг. 8.1b).

Стъпка 1: Проектиране на болтовете на фрикционния демпфер

Разстоянието между оста на устройството и центъра на ротацията (Фиг. 8.1a) е рамото на вътрешните сили в съединението z . Отношението между изчислителния огъващ момент и рамото z дава изчислителната сила, действаща в оста на демпфера:

$$F_{Ed} = \frac{\max\{M_{Ed.1}; M_{Ed.2}/\Omega_{dyn}\}}{z} = \frac{M_{Ed}}{z} \tag{8.1}$$

където:

- $M_{Ed.1}$ е максималният огъващ момент в ръба на пояса на колоната от най-неблагоприятната комбинация измежду комбинации, включващи гравитационни товари (комбинация от постоянни и променливи товари за КГС), комбинации, включващи и ветрово въздействие (постоянни товари, вятър и други променливи въздействия за КГС), както и сеизмична комбинация, но за експлоатационно гранично състояние, т.е. такава, в която сеизмичното въздействие съответства на гранично състояние „напълно функционираща сграда“ (Fully Operational, OP) или на „ограничаване на повредите“ (Damage Limitation, DL);
- $M_{Ed.2}$ е максималният огъващ момент в съединението от сеизмична комбинация за КГС, т.е. такава, в която сеизмичното въздействие съответства на гранично състояние „значителни повреди“ (Significant Damage, SD), а Ω_{dyn} е коефициент за материала, който отчита разликата между статичния и динамичния коефициент на триене, и е равен на отношението между средната стойност на динамичния коефициент на триене и изчислителната стойност на статичния коефициент на триене, използвана за определянето на изчислителната носимоспособност на съединението. При демпфери FREEDAM с фрикционни подложки с покритие M4 може да се използва стойността $\Omega_{dyn} = 1,00$.

За да може да се определи броят и диаметърът на болтовете, както и напрегащият момент, предварително трябва да се приеме рамото на вътрешните сили. За целта могат да се използват резултатите от параметричните изследвания, проведени от авторите, дадени в Таблица 8.1. Там за даден профил на гредата и приет коефициент на използваемост (отношението между изчислителния огъващ момент и носимоспособността на огъване на гредата) са представени съответните препоръчителни стойности на z .

Таблица 8.1: Препоръчително рамо на вътрешните сили z

Профил на гредата	\bar{m} (коефициент на използваемост на гредата)		
	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			

Стойността на носимоспособността на приплъзване се получава като:

$$F_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} \cdot n_b \cdot n_s \cdot F_{p.lt}}{\gamma_{Mf}} \tag{8.2}$$

където:

- $\mu_{s.lower}$ е стойността при 5% фрактил на статичния коефициент на триене в контактните повърхности с отчитане и на влиянието на процеса на нанасяне на покритието;
- n_b е брой на болтовете;
- n_s е брой на контактните повърхности (при симетричен фриксионен демпфер $n_s = 2$);
- $F_{p.lt}$ е стойността на дълготрайната напрегаща сила в болт вследствие натягането му;
- γ_{Mf} е частен коефициент на сигурност.

При демпфери FREEDAM с фриксионни подложки с покритие M4 могат да се използват стойностите $\Omega_{dyn} = 1,00$, $\mu_{s.lower} = 0,69$ и $\gamma_{Mf} = 1,162$.

Изчислителната стойност на дълготрайната напрегаща сила, необходима за определяне на носимоспособността на триене на фриксионния демпфер, се определя по израза:

$$F_{p.lt} = \psi \cdot 0,70 \cdot f_{ub} \cdot A_s \leq \frac{F_{p.0}}{\gamma_{lt}} \tag{8.3}$$

където $\psi \leq 1,0$ е редукиционен коефициент за напрегащата сила, който се прилага с цел ограничаване на износването на контактните повърхности и/или предотвратяване на скокообразно приплъзване. Коефициентът $\gamma_{lt} = 1,15$ отчита очакваната загуба на напрегаща сила по време на експлоатацията на конструкцията, а $F_{p.0}$ е изчислителната стойност на началната напрегаща сила, спрямо която се определя въртящият момент за затягане на болтовете, съгласно израза:

$$F_{p.0} = \gamma_{lt} \cdot \psi \cdot 0,70 \cdot f_{ub} \cdot A_s \tag{8.4}$$

Формула (8.4) трябва да се прилага при ограничението $\gamma_{lt} \cdot \psi \leq 1,0$. Освен това, независимо от материала на покритието се препоръчва приемането на $\psi \geq 0,40$.

От изравняването на изчислителната сила (8.1) с изчислителната носимоспособност (8.2) минималният брой на болтовете при прието $\psi = 1,0$ се получава като:

$$n_{b,min} = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s.lower} \cdot F_{p.lt} \cdot n_s} \tag{8.5}$$

Така полученият минимален брой болтове се закръгля нагоре и се определя действителният брой $n_{b,act}$. След това този брой се замества в израз (8.2) за уточняване на редукиционния коефициент за напрегащата сила и съответно получаване на силата на

предварително напрегане на болтовете, която съответства точно на проектните изисквания:

$$\psi = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower} n_b n_s (0,70 f_{ub} A_s)} \quad (8.6)$$

Стъпка 2: Изчислителни въздействия за недисипативните компоненти

Изискванията към недисипативните компоненти се считат удовлетворени, ако максималната сила $F_{slip,max,Cd}$, която фрикционният демпфер може да пренесе на недисипативните компоненти е:

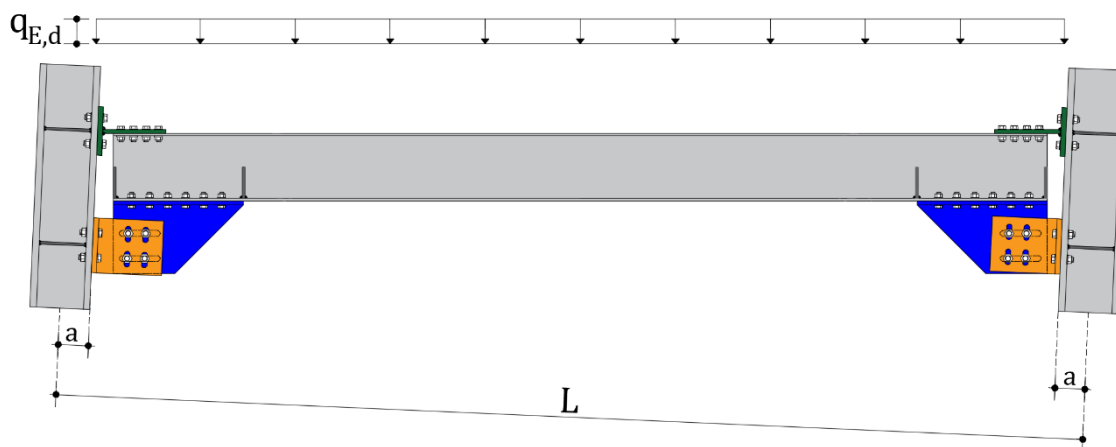
$$F_{slip,max,Cd} = \Omega_{Cd} \cdot F_{slip} = \Omega_{Cd} \cdot \Omega_{dyn} \cdot \frac{\mu_{s,lower} n_b n_s F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \quad (8.7)$$

където Ω_{Cd} е коефициент на запас от носимоспособност, отчитащ случайните вариации на стойността на коефициента на триене, влияеща се от технологията на нанасяне на покритието на фрикционните подложки, както и от избраното ниво на надеждност за постигане на проектната цел. За демпфери FREEDAM коефициентът на запас от носеща способност може да се приеме $\Omega_{Cd} = 1,56$, което удовлетворява йерархичните критерии на локално ниво.

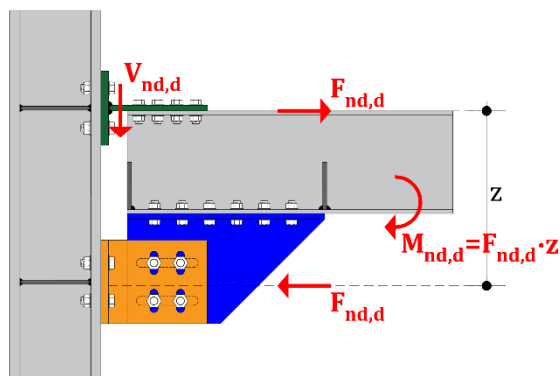
В съответствие със схемата от Фиг. 8.2, изчислителната срязваща сила в съединението може да се пресметне като:

$$V_{slip,max,Cd} = \frac{2F_{slip,max,Cd} \cdot z}{(L-2a)} + q_{E,d} \frac{(L-2a)}{2} \quad (8.8)$$

където L е отворът, a е половината височина на сечението на колоната, а $q_{E,d}$ е резултантният равномерно разпределен товар за разглежданата сеизмична комбинация. Както става ясно в стъпка 5 на процедурата, за опростяване приносът на фрикционния демпфер при поемането на срязващата сила $V_{nd,d}$ се пренебрегва. Тогава изчислителната срязваща сила по израз (8.8) се поема изцяло от Т-профила, свързващ горния пояс на гредата с пояса на колоната.



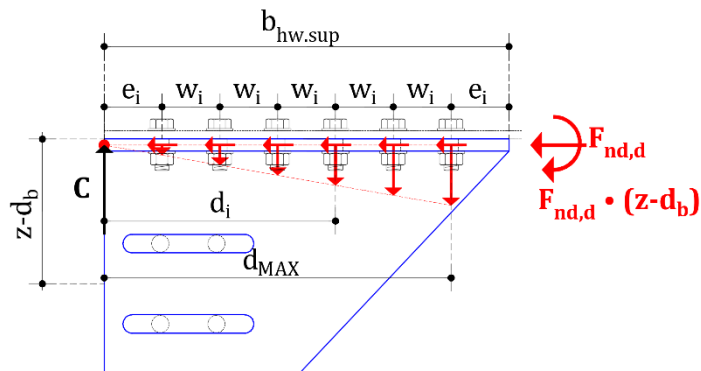
Фигура 8.2 – Огъващи моменти от сеизмично въздействие за разглеждан отвор



Фигура 8.3 – Изчислителни сили във възела

Стъпка 3: Проектиране на вутата при долния пояс на гредата

За опростяване дебелината на пояса на вутата (t_{hf}) се приема поне равна на дебелината на пояса на гредата. Това позволява опростяване на проверките на болтовете на смачкване. При проектирането на болтовото съединение трябва да се отчете ексцентрицитетът между оста на демпфера и долния пояс (Фиг. 8.4).



Фигура 8.4 – Изчислителни сили в болтовото съединение

Предварително трябва да се приемат диаметърът и броят на болтовете, и да се конструира съединението, като се вземат предвид технологичните изисквания и минималните разстояния между болтовете. Най-натовареният болт в съединението е най-отдалеченият от натисковия център, приет в ръба на вутата. Тогава осовата и срязващата сили в този най-натоварен болт се изчисляват както следва (при прието по два болта във всяка болтова редица):

$$F_{t,Ed,max} = \frac{F_{slip,max} \cdot Cd \cdot (z-d_b) \cdot d_{MAX}}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n_b} d_i} \qquad F_{v,Ed} = \frac{F_{slip,max} \cdot Cd}{2 \cdot n_b} \qquad (8.9)$$

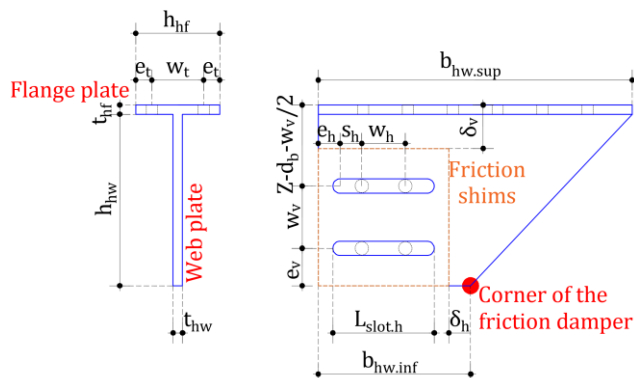
където n_b е броят на болтовите редици, d_b е височината на сечението на гредата, а d_i е разстоянието от i -тата болтова редица до натисковия център. С така получените сили болтът лесно се проверява съгласно EN 1993-1-8.

Стъпка 4: Проектиране на стеблото на вутата

Формата и размерите на вутата се получават основно от геометрични съображения. Те зависят от диаметъра на отворите (d_0), броя на болтовете на демпфера ($n_{b,act}$), необходимата носимоспособност на триене, дължината на овалните отвори ($L_{slot,h}$), и от размера $b_{hw,sup}$, определен от стъпка 3 (Фиг. 8.4). С оглед дефиниране на размера на фрикционните подложки са въведени следните геометрични параметри (Фиг. 8.5):

- Хоризонтално разстояние между болтовете: $w_h = k_{wh} \cdot d_0$;
- Хоризонтално отстояние на овалния отвор от края: $e_h = k_{eh} \cdot d_0$;
- Вертикално разстояние между болтовете: $w_v = k_{wv} \cdot d_0$;
- Вертикално отстояние на овалния отвор от края: $e_v = k_{ev} \cdot d_0$

където k_{eh} , k_{ev} (чиито минимални стойности са равни на 1,2 съгласно EC3 Част 1-8), k_{wv} , k_{wh} (чиито минимални стойности са равни на 2,4 или 2,2 съгласно EC3 Част 1-8) са коефициенти, дефиниращи геометрията на фрикционните подложки.

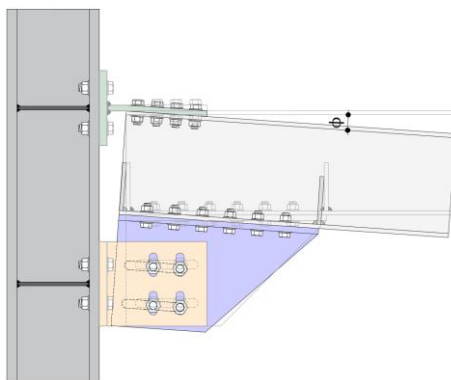


Фигура 8.5 – Схема на вутата на фрикционното устройство

Дефинирането на тези четири параметъра не е тривиално. На база опита от проектирането на голям брой подобни съединения може да се препоръча следният обхват на стойностите им (за обичайните конфигурации):

$$2.5 \leq k_{wh} \leq 3.5 \quad 1.2 \leq k_{eh} \leq 2.4; \quad 4.5 \leq k_{wv} \leq 6; \quad 2.5 \leq k_{ev} \leq 3.5$$

Дължината на овалните отвори зависи от необходимия ротационен капацитет (Фиг 8.6).



Фигура 8.6 – Необходима ротация на съединението

Тя може да се определи като

$$L_{slot,h} \geq \left(\frac{f_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot \left(z + \frac{w_v}{2} \right) \quad (8.10)$$

където ϕ е проектната ротация. Последната може да се дефинира съгласно указанията на EC8 или AISC 358, като равна съответно на 35 или 40 mrad, плюс най-малко 10 mrad с цел отчитане на допуските за изпълнение и неопределеностите в сеизмичното реагиране. Формула (8.10) е основана на предпоставката, че болтовете на демфера са разположени в

две хоризонтални редици, което е обичайната ситуация при предлаганите фрикционни демпфери.

От Фиг. 8.5 е видно, че разстоянието между ръбовата точка на стеблото на вутата и ръба на фрикционните подложки може да се изчисли като

$$\delta_h = \phi \cdot \left[e_v + \frac{w_v}{2} + z \right] \quad (8.11)$$

След дефинирането на височината на стеблото на вутата, неговата дебелина може лесно да се определи чрез изравняването на носещата способност на опън на нетното сечение и изчислителната сила $F_{slip.max.Cd}$, както следва

$$F_{slip.max.Cd} = \frac{0.9 A_{net} f_{yh}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 (z - d_b - t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) t_{hw} f_{yh}}{\gamma_{M2}} \quad (8.12)$$

което води до

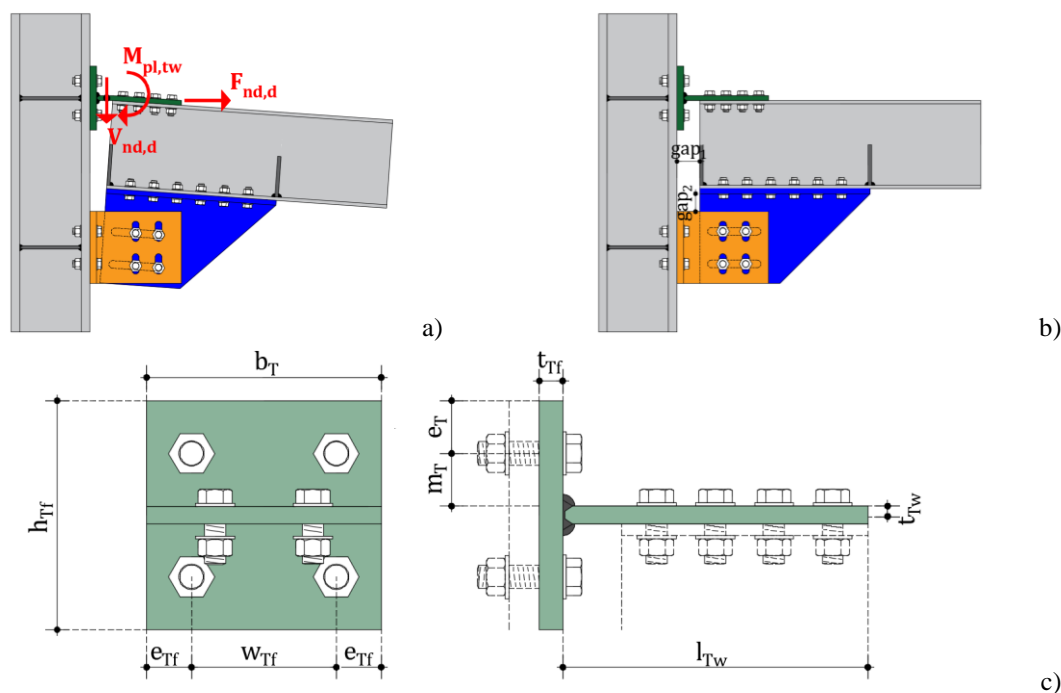
$$t_{hw} = \frac{F_{nd,d} \gamma_{M2}}{0.9 (z - d_b - t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) f_{yh}} \quad (8.13)$$

където d_b е височината на гредата, t_{hf} е дебелината на пояса на вутата, t_{hw} е дебелината на стеблото на вутата, а f_{yh} е границата на провлачане на стоманата на стеблото на вутата.

Стъпка 5: Проектиране на пояса на Т-профила

Използва се класическият модел на Т-профил, възприет от ЕС3 Част 1-8. Добре известно е, че съгласно този модел изчислителната носеща способност на опън е минималната от стойностите, съответстващи на три възможни механизми на разрушение. Механизъм тип 1, провлачане на пояса, се характеризира с образуването на четири пластични стави. Две от тях се намират в осите на болтовете, в резултат на огъващите моменти, причинени от лостовите сили. Останалите стави са при двете сечения, съответстващи на съединението пояс – стебло. Вторият механизъм, т. нар. механизъм тип 2 или едновременно скъсване на болт и провлачане на пояса, се характеризира с образуването на две пластични стави (при съединението на стеблото към пояса) и със скъсване на болтовете. Наличието на лостови сили причинява увеличаване на опъна в болтовете, което води до разрушение на болтовете преди да се е стигнало до провлачане на пояса в сеченията, съответстващи на болтовите линии. Накрая, третият механизъм на разрушение, т. нар. механизъм тип 3 или скъсване на болтовете, съответства на разрушението единствено на болтовете. Това означава, че липсват лостови сили в резултат на пълното отлепване на съединяваните плочи. Това е крехка форма на разрушение, тъй като при нея не се наблюдава провлачане на пояса, следователно тя следва да се избягва.

Поясът на Т-профила е подложен на срязване ($V_{slip.max.Cd}$) и опън ($F_{slip.max.Cd}$) (Фиг. 8.3). С оглед предотвратяването на механизъм на разрушение тип 3, болтовете, свързващи Т-профила към колоната следва да се проверят на опън и срязване, отчитайки комбинацията от $V_{slip.max.Cd}$ и $F_{slip.max.Cd}$. След това дебелината на пояса (t_{Tf}) може да се провери, отчитайки изчислителната сила $F_{slip.max.Cd}$ и възможното настъпване на форми на разрушение от тип 1 и 2 (ЕС3 Част 1-8).



Фигура 8.7 – Проектиране на Т-профила: а) изчислителни усилия; б) необходими луфтове между частите на съединението; в) геометрия на Т-профила

От гледна точка на проектирането, с оглед редуциране дебелината на поясната плоча, е целесъобразно да се минимизира разстоянието между болтовата линия и стеблото на Т-профила (m_T). Ширината на Т-профила (b_T) може да се дефинира на база изискванията на нормите по отношение на минималното/максималното разстояние между болтовете (w_{Tf}) и ръбовете отстояния (e_{Tf}) (Фиг. 8.7с).

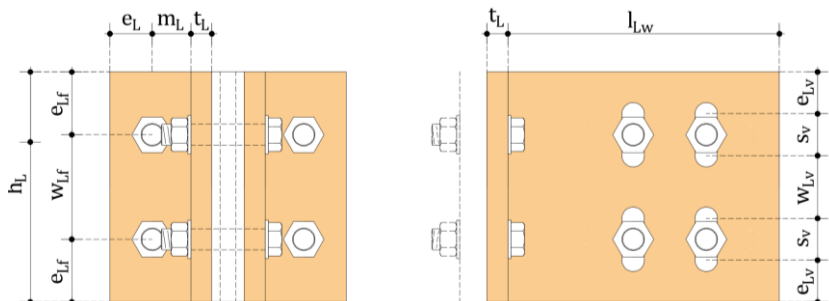
Стъпка 6: Проектиране на стеблото на Т-профила

Когато демпферът приплъзва под действие на сеизмичните сили, се формира пластична става в основата на стеблото на Т-профила. Във въпросното сечение се наблюдава сложно взаимодействие между огъващ момент, срязваща и нормална сила, както е илюстрирано на Фиг. 8.7а. Приносът на носещата способност на тази пластична става към общата носеща способност на огъване на съединението е обикновено много малък и може да се пренебрегне.

За определянето на дебелината на стеблото на Т-профила може да се приложи критерият за избягване на взаимодействие между огъване и срязване. Това означава, че съгласно точка 6.2.10 от ЕС3 Част 1-1, дебелината на стеблото е необходимо да се проектира за срязваща сила, най-малко равна на $2V_{slip,max.Cd}$. В допълнение, с оглед опростяване проверките на смачкване, дебелината на стеблото (t_{Tw}) може да се приеме не по-малко от дебелината на пояса на гредата. Броят и диаметърът на болтовете, свързващи стеблото на Т-профила и пояса на гредата, се определя в съответствие със срязващата сила, действаща върху съединението, на база проверките на срязване и смачкване. Накрая, с оглед пълното дефиниране на геометрията на стеблото на Т-профила, следва да се определи размерът на луфта между гредата и колоната gap_1 (Фиг. 8.7б). Определянето му може да започне на база проверките за геометрична съвместимост, с оглед поемането на проектантата ротация на възела (ϕ). В допълнение, размерът на луфта следва да осигури редуциране на концентрацията на напрежения в пластичната става, формираща се в основата на стеблото на Т-профила. На база експериментални изследвания и анализ по МКЕ е установено, че последното изискване се удовлетворява, когато размерът на луфта gap_1 е не по-малък от $t_{Tf} + 2 t_{Tw}$ [12].

Стъпка 7: Проектиране на L-профилите

Определянето на дебелината на L-профилите (t_L) може да се извърши аналогично на определянето на дебелината на пояса на T-профила. L-профилите също са подложени на опънната сила $F_{slip.max.Cd}$. Определянето на дебелината на L-профилите зависи от ширината h_L , както и от разстоянията m_L и e_L (Фиг. 8.8).



Фигура 8.8 – Геометрия на L-профилите

В този случай проектирането също е основано на процедура с опитване. В действителност необходимата дебелина на профила (t_L) зависи от предварителното приемане на останалите размери. Нетното сечение на стемлото на L-профилите, подложено на опън, следва да се провери, като се отчита реалната дължина на вертикалните овални отвори (s_v). Размерът на вертикалните овални отвори следва да се определи с оглед поемане на проектната ротация. В този смисъл е необходимо да бъде удовлетворено следното неравенство (Фиг. 8.8):

$$s_v \geq \phi \cdot [gap_1 + e_h + s_h + w_h] \tag{8.14}$$

След като геометрията на L-профилите се дефинира напълно, трябва да се извърши проверка на геометричната съвместимост. Необходимо е да се предотврати опиране на горния ръб на L-профилите и поясната плоча на вутата при достигане на проектната ротация (Фиг. 8.6 и Фиг. 8.7b). Изпълнението на това условие се постига, ако $\phi(l_{Lw} + t_L) < gap_2 = (h_{hw} - h_L)$ (Фиг. 8.7b). Ако тази проверка за съвместимост не е удовлетворена, се налага увеличаване на рамото на вътрешните сили z , като процедурата трябва да започне отново от стъпка 1. Следва да се отбележи, че приемането на рамо на вътрешните сили съгласно стойностите, дадени в Таблица 8.1, обикновено осигурява изпълнението на тази проверка.

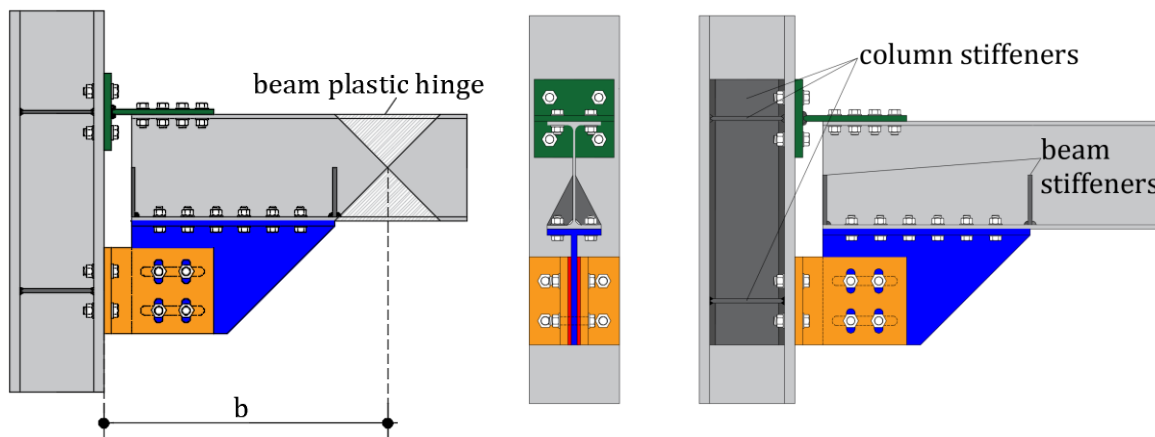
Стъпка 8: Проверка на гредата и на напречните ребра в гредата

Концепцията за проектиране на конструкции с ниско ниво на повреди изисква стойността на изчислителния огъващ момент в съединението $M_{slip.max.Cd}$ да бъде лимитирана по подходящ начин. Гредата е недисипативен елемент и следва да се предпази от провлачане, като за целта трябва да се докаже, че огъващият момент в мястото на потенциалната пластична става (при най-неблагоприятни условия) е по-малък или равен на изчислителната носимоспособност на огъване на гредата:

$$M_{slip.max.Cd} \frac{L_e - b}{L_e} \leq M_{b.Rd} \tag{8.15}$$

където $M_{b.Rd}$ е пластичната носимоспособност на огъване на гредата, L_e е т. нар. дължина на срязване, равна на $M_{slip.max.Cd} / V_{slip.max.Cd}$, а b е разстоянието между потенциалната

пластична става в гредата и пояса на колоната (Фиг. 8.9а). Ако горното неравенство не е удовлетворено, следва да се увеличи сечението на гредата.



а) Местоположение на потенциалната пластична става в гредата
 б) Местоположение на допълнителните напречни ребра

Фигура 8.9 – Местоположение на потенциалната пластична става в гредата и на допълнителните напречни ребра

Препоръчва се размерът b в израз (8.15) да се приеме на база предпоставката, че пластичната става в гредата се намира на разстояние $0,5d_b$ от върха на демпфера [8]. Накрая, с оглед предотвратяване на местната загуба на устойчивост на стеблото, следва да се предвидят две двустранни напречни ребра в краищата на демпфера (Фиг. 8.9). В тези зони са приложните точки на натисковите сили, дължащи се на ексцентрицитата между тежестната ос на демпфера и болтовото съединение, свързващо вутата към пояса на гредата.

Стъпка 9: Проверки на колоната и напречните ребра в колоната

Проверката на възловото поле на колоната следва да се извърши за срязваща сила, равна на $F_{slip,max,Cd}$ в случая на крайни възли, или $2F_{slip,max,Cd}$ в случая на вътрешни възли. Това е въздействието, предавано от съединението при положителен или отрицателен огъващ момент при най-неблагоприятните условия. Евентуално, увеличаването на носещата способност на възловото поле може да се осъществи, като се предвидят допълнителни усилващи плочи или напречни ребра (Фиг. 8.9b). Допълнително поясет на колоната следва да се провери по модела с еквивалентен Т-профил съгласно ЕС3 Част1-8. Ако се налага, за увеличаване на носещата способност на пояса на колоната може да се използват напречни ребра в колоната и/или усилващи плочи. Следва да се подчертае, че усилващите пояса плочи са полезни, само ако меродавният механизъм на разрушение е от тип 1. В противен случай (механизъм тип 2) е необходимо увеличаване на диаметъра на болта, като в стъпка 5 от процедурата може да се наложи промяна на геометрията на Т-профила и/или L-профилите.

8.2.2 Проектиране на възли с хоризонтална (HFC) конфигурация

Процедурата за оразмеряване „стъпка по стъпка“ на фрикционните възли с вертикални SFDs може лесно да бъде адаптирана за съединенията с хоризонтални фрикционни демпфери. В този случай стъпки 1, 2, 5, 6, 8, 9 са идентични, а останалите се трансформират съобразно особеностите на възлите с хоризонтални SFDs.

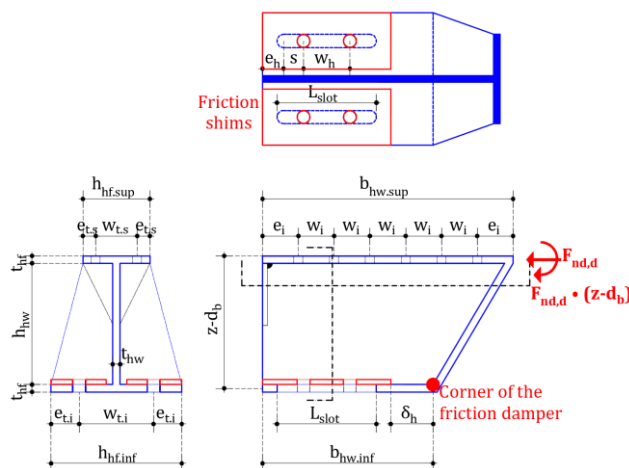
Стъпка 3: Оразмеряване на поясите на вутите

Оразмеряването на горния пояс на вутата и на болтовете, свързващи го с пояса на гредата, следва логиката, описана в стъпка 3 при възлите с вертикални SFDs.

Оразмеряването на долния пояс на вутата е пряко свързано с геометрията му. По-специално, то зависи от диаметъра на болтовете (d_0), броя им във фрикционното съединение ($n_{b,act}$), размерите на фрикционните подложки и от дължината на овалните отвори (L_{slot}). При определяне размерите на подложките се използват следните геометрични параметри (Фиг. 8.10):

- надлъжно разстояние (разстояние между болтовете в овалните отвори): $w_h = k_{w1} \cdot d_0$;
- надлъжно отстояние на овалния отвор от края на вутата: $e_h = k_{e1} \cdot d_0$;

където k_{e1} , (с минимална стойност с 1,2, съгласно ЕС3 част 1.8) и k_{w1} , (с минимална стойност 2.4 или 2.2, съгласно ЕС3 част 1.8) са коефициентите, определящи геометрията на фрикционните подложки.



Фигура 8.10 – Геометрия на вутата

Тъй като и в този случай дължината на овалните отвори зависи и от изисквания ротационен капацитет, тя се определя от:

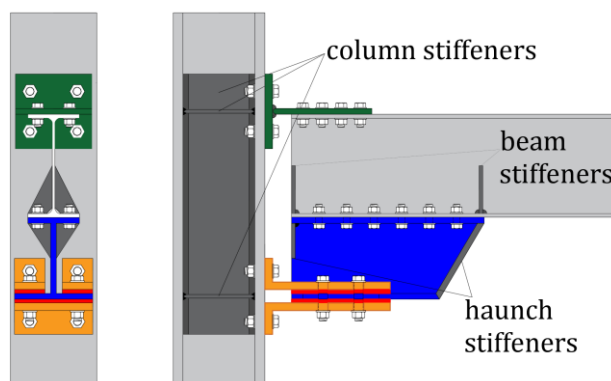
$$L_{slot} \geq \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot z \tag{8.16}$$

като се приема, че болтовете във фрикционното съединение са разположени в два хоризонтални реда. В съответствие с Фиг. 8.10 минималното разстояние от ръбовата точка на вутата до края на фрикционните подложки се изчислява на базата на:

$$\delta_{h,min} = \phi \cdot z \tag{8.17}$$

Стъпка 4: Оразмеряване на стеблото на вутата

Като минимум широчината на долния пояс на вутата трябва да е равна на тази на горния ѝ пояс. Същевременно широчината на пояса зависи и от тази на L- профилите, с които се свързва.

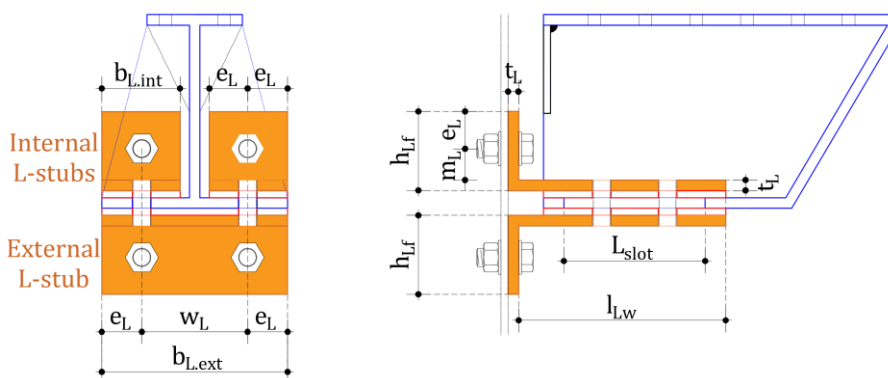


Фигура 8.11 – Допълнителни ребра, укрепяващи стеблото на гредата

Следователно широчината на пояса може да се определи едва след окончателното оразмеряване на L-профилите (Стъпка-7). Съгласно Еврокод 3 част 1-8, дебелината на стеблото на вутата не може да бъде по-малка от тази на гредата, към която се прикрепва. За опростяване на проверките за местна устойчивост на стеблото на гредата се предвиждат ребра, които се поставят в натисковите зони в краищата на вутата (Фиг. 8.11).

Стъпка 7: Оразмеряване на L-профилите

При НФС-конфигурация на възела вътрешните и външните ъглови профили са различни, поради наличието на стебло на вутата.



Фигура 8.12 – Геометрия на ъгловите профили

С цел опростяване оразмеряването започва от вътрешните L-профили, а широчината на долния ъглов профил се приема съобразно тази на горните (Фиг. 8.12). Дебелината на ъгловия профил t_L , зависи от m_L и e_L . Тъй като m_L и t_L са взаимно зависими, тяхното определяне е свързано с итерационна процедура.

8.3 ПРИМЕР ЗА ПРИЛОЖЕНИЕ НА ОРАЗМЕРИТЕЛНАТА ПРОЦЕДУРА

За онагледяване на описаната оразмерителна методика, в тази точка е представено оразмеряването на експерименталния образец на едностранния възел “FJ-CYC01” (описан в Глава 3), изпитан в Университета в Салерно.

Стъпка 1: Определяне на напрегащата сила в болтовете от фрикционното съединение

За случая на образец FJ-CYC 01 профилите на гредата и колоната с клас по якост от стомана S355 са съответно IPE270 и HE220M. Дисипативното устройство (стеблото на вутата) е от неръждаема стомана AISI 304, болтовете към него - клас 10.9, а фриксионното покритие - M4 (Таблица 8.1). Изхождайки от пластичната носимоспособност на огъване на гредата $M_{b,Rd}$, може да се определи коефициентът на използваемост \bar{m} , който е равен на отношението на оразмерителния огъващ момент M_{Ed} (действащ в оста на демпферното устройство) и $M_{b,Rd}$. В този случай приетата стойност на \bar{m} е 0,83. А вземайки предвид препоръчаните стойности в Таблица 8.1, рамото z от центъра на ротация до демпферното устройство се приема 450 mm. F_{Ed} се определя от отношението между оразмерителния огъващ момент и рамото z :

$$F_{Ed} = \frac{\bar{m} \cdot M_{b,Rd}}{z} = \frac{0.84 \cdot 171.82}{0.45} \cong 321 \text{ kN} \quad (8.18)$$

Изчислителната носимоспособност на триене на демпферното устройство е равна на:

$$F_{slip} = \frac{\mu_{s,lower} \cdot F_{p,lt} \cdot n_b \cdot n_s}{\gamma_{Mf}} \quad (8.19)$$

Минималният необходим брой на болтовете, при приет диаметър 20 mm и редукиционен коефициент за напрегащата сила $\psi = 1.0$, се получава от изравняването на (8.18) и (8.19):

$$n_{b,min} = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower} \cdot F_{p,lt} \cdot n_s} = \frac{321 \cdot 1.162}{0.69 \cdot 171.53 \cdot 2} = 1.57 \quad (8.20)$$

Минималният брой на болтовете, определен по този начин, трябва да бъде закръглен нагоре, за да се определи реалният им брой $n_{b,act}$, затова се приемат четири болта. Така приетият брой болтове се замества във формула (8.19), за да се уточни редукиционният коефициент за напрегаща сила и съответно да се получи силата на предварително напрегане на болтовете, която съответства точно на оразмерителната сила:

$$\psi = \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{Mf}}{\mu_{s,lower} \cdot n_{b,act} \cdot n_s \cdot (0.70 f_{ub} A_s)} = \frac{321 \cdot 1.162}{0.69 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 171.53} = 0.40 \quad (8.21)$$

$$F_{p,lt} = 0.39 \cdot 0.70 f_{ub} A_s = 68.61 \text{ kN}$$

Изчислителната стойност на началната напрегаща сила, спрямо която се определя въртящият момент за затягане на болтовете, се получава като:

$$F_{p,0} = \gamma_{lt} \psi 0.70 f_{ub} A_s = 1.15 \cdot 0.40 \cdot 171.53 = 78.90 \text{ kN} \quad (8.22)$$

Стъпка 2: Оразмерителни изчислителни усилия за недисипативните компоненти

Оразмерителният огъващ момент за проектирането на недисипативните компоненти е:

$$M_{slip,max,Cd} = \Omega_{Cd} \cdot \frac{\mu_{s,lower} \cdot n_b \cdot n_s \cdot F_{p,lt}}{\gamma_{Mf}} \cdot z = 1.56 \cdot \frac{0.69 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 68.90}{1.162} \cdot 0.45 = 229 \text{ kNm} \quad (8.23)$$

Оразмерителната сила за L- и T- профилите, и за възловото поле от стеблото на колоната е равна на:

$$F_{slip,max.Cd} = \frac{M_{slip,max.Cd}}{z} = 508.89 \text{ kN} \quad (8.24)$$

Срязващата сила при челото на колоната, съответстваща на експерименталната постановка, описана в Глава 3, се получава от:

$$V_{slip,max.Cd} = \frac{M_{slip,max.Cd}}{L} = 160.14 \text{ kN} \quad (8.25)$$

където L е разстоянието между приложната точка на натоварването и челото на колоната. Съгласно Стъпка 5 от процедурата, съдействието на дисипативното устройство в поемането на срязващите сили се пренебрегва и цялата оразмерителна срязваща сила по формула (8.25) се поема от Т-профила.

Стъпка 3: Оразмеряване на пояса на вутата

С цел опростяване дебелината на пояса на вутата (t_{hf}) е приета по-голяма от тази на пояса на гредата, и е равна на 15 mm. Размерите на пояса на вутата са определени чрез итерационна процедура за напасване на параметри като: брой на болтовите редици, разстояние помежду им, диаметър на болтовете и отстояние до края на крайната болтова редица. Тук са приети 6 редици с болтове M18, с надлъжно разстоянието (стъпка) между болтовете и отстояние до края – 72,1 mm. Така дължината на вутата $b_{hw,sup}$ става 520 mm. С отчитане на тези условия, окончателните проверки имат вида:

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{slip,max.Cd}}{2 \cdot n_b} = 42.4 \text{ kN} \quad F_{t,Ed,max} = \frac{F_{slip,max.Cd} \cdot (z - d_b) \cdot d_{MAX}}{2 \cdot \sum_{i=1}^{n_b} d_i} = 41.34 \text{ kN} \quad (8.26)$$

Последна се определя ширината на пояса на вутата, като се приема равна на широчината на пояса на гредата.

Стъпка 4: Оразмеряване на стеблото на вутата

Размерите на вутата се определят от диаметъра на отворите за болтове във фрикционното съединение (d_0), броят им ($n_{b,act}$), размера на фрикционните подложки (Фиг. 8.5), дължината на овалните отвори ($L_{slot,h}$) и от вече определената при Стъпка 3 дължина $b_{hw,sup}$. Получават се въз основа на следните коефициенти:

$$k_{wh} \cong 3.2; \quad k_{eh} \cong 1.60; \quad k_{wv} \cong 4.55; \quad k_{ev} \cong 2.75,$$

и с отчитане на приетия диаметър на болтовите отвори $d_0 = 22 \text{ mm}$. Резултатите са:

- Хоризонтално разстояние между болтовете: $w_h = k_{wh} \cdot d_0 = 70 \text{ mm}$;
- Хоризонтално разстояние до ръба: $e_h = k_{eh} \cdot d_0 = 35 \text{ mm}$;
- Вертикално разстояние между овалните отвори: $w_v = k_{wv} \cdot d_0 = 100 \text{ mm}$;
- Вертикално отстояние от овалните отвори до ръба: $e_v = k_{ev} \cdot d_0 = 60 \text{ mm}$

Така, дължината на овалните отвори (Фиг. 8.5) може лесно да се определи от:

$$L_{slot,h,min} = \left(\frac{n_{b,act}}{2} - 1 \right) \cdot w_h + d_0 + 2 \cdot \phi \cdot \left(z + \frac{w_v}{2} \right) = 152 \text{ mm} \rightarrow L_{slot,h} = 163 \text{ mm} \quad (8.27)$$

където оразмерителното завъртане ϕ е прието 0.06 rad. Съгласно Фиг. 8.5, разстоянието между долния десен ъгъл на вутата и фрикционните вложки се изчислява от:

$$\delta_{h,min} = \phi \cdot \left[e_v + \frac{w_v}{2} + z \right] = 33.6 \text{ mm} \rightarrow \delta_h = 35 \text{ mm} \quad (8.28)$$

В резултат разстоянието $b_{hw,inf}$ (Фиг.8.5) става 245mm, а височината на стеблото - 275mm.

След фиксиране на височината на стеблото на вутата, дебелината му се определя от изискването за необходима носимоспособност на опън на отслабеното сечение за поемане на оразмерителната сила $F_{slip,max,Cd}$, както следва:

$$t_{hw} = \frac{F_{slip,max,Cd} \cdot \gamma_{M2}}{0.9(z-d_b-t_{hf} + \frac{w_v}{2} + e_v - 2d_0) f_{yh}} = \frac{508890 \cdot 1.25}{0.9(450-270-15+50+60-2 \cdot 22) 210} = 10.48 \text{ mm} \quad (8.29)$$

Окончателно след закръгляване нагоре дебелината се приема 15 mm.

Стъпка 5: Оразмеряване на пояса на Т-профила

Поясът на Т-профила е подложен на срязване ($V_{slip,max,Cd}$) и опън ($F_{slip,max,Cd}$) (Фиг. 8.7а). Оразмерителните усилия в болтовото съединение между пояса на Т-профила и пояса на колоната се определят, както следва:

$$F_{t,Ed} = \frac{F_{slip,max,Cd}}{n_b} = \frac{508890}{4} = 127.22 \text{ kN} \quad F_{V,Ed} = \frac{V_{slip,max,Cd}}{n_b} = \frac{160.14}{4} = 40.03 \text{ kN} \quad (8.30)$$

Следвайки изискванията на Еврокод 3, площта на отслабеното сечение на болтовете трябва да е по-голяма или равна на максималната от двете:

$$A_{res,min1} \geq \frac{\gamma_{M2}}{f_{ub}} \left(\frac{F_{V,Ed}}{\alpha_v} + \frac{F_{t,Ed}}{1.26} \right) = \frac{1.25}{1000} \left(\frac{40300}{0.5} + \frac{127220}{1.26} \right) = 220.42 \text{ mm}^2 \quad (8.31)$$

$$A_{res,min,2} \geq \frac{\gamma_{M2} \cdot F_{t,Ed}}{0.9 f_{ub}} = \frac{1.25 \cdot 127220}{0.9 \cdot 1000} = 172.14 \text{ mm}^2$$

Окончателно се приемат болтове М20 ($A_{res} = 245 \text{ mm}^2$).

Дебелината на пояса зависи от m_T (разстояние от оста на болта до пластичната става в близост до стеблото на Т-профила) и от $e_{Tf} = n_T$ – отстояние на оста на болта до края на плочата по направление на болтовата редица. Хоризонталното разстояние между болтовите редици от пояса на Т-профила трябва да удовлетвори следните изисквания:

$$w_{Tf,min} = \max \{ b_c + 2 r_c + 1.8 d_0; b_b - 2 \cdot e_{Tf} \} = 91.10 \text{ mm} \quad (8.32)$$

$$w_{Tf,max} = b_c - 2.4 d_0 = 173.20 \text{ mm}$$

където b_c е широчината на пояса на колоната, r_c е радиусът на закръгление в ъгловата зона на пояса и, b_b е широчината на пояса на гредата, а e_{Tf} е хоризонталното разстояние от оста на болтовете до края на плочата. Последното е прието 38.3mm, с цел удовлетворяване на минималните нормативните изисквания. При отчитане на тези ограничения, хоризонталното разстояние между болтовете се приема 123,4 mm, и в резултат за широчината на фланцевата плочата на Т-профила се получава:

$$b_T = 2 \cdot e_{Tf} + w_{Tf} = 2 \cdot 38.3 + 123.4 = 200 \text{ mm} \quad (8.33)$$

При така получената геометрия на Т-профила и разстоянието от оста на болтовете до стеблото $m = 45 \text{ mm}$, ефективната изчислителна дължина на еквивалентния Т-профил е:

$$b_{eff} = \min \{ b_{eff.1}; b_{eff.2}; 0.5 b_T \} = 100 \text{ mm} \quad (8.35)$$

Получаването на тип-1 или тип-2 механизъм на разрушение на Т-профила се оказва възможно при минимална дебелина на пояса му $19,46 \text{ mm}$, която се закръглява на 20 mm . Окончателно, вертикалното разстояние между болтовете е равно на $w_v = 2m + t_w$, където t_w е дебелината на стеблото на Т-профила.

Стъпка 6: Проектиране на стеблото на Т-профила

Стеблото на Т-профила е подложено на огъващ момент, срязваща сила и осова сила, които действат едновременно. Дебелината на стеблото на профила може да се определи от условието да се избегне необходимостта от отчитане на влиянието на срязващата сила върху носимоспособността на огъване. По нататък, за да се опростят проверките на огъване, дебелината на стеблото (t_{Tw}) може да бъде приета най-малко равна или по-голяма от от дебелината на пояса на гредата. Тогава:

$$t_{Tw} = \max \left\{ \frac{V_{slip.max} \cdot C_d \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}{0.5 \cdot b_T \cdot f_{y,T}} = \frac{160.14 \cdot \sqrt{3} \cdot 1}{0.5 \cdot 200 \cdot 0.355} = 7.60 \text{ mm}; t_{bf} = 10.2 \text{ mm} \right\} \rightarrow 15 \text{ mm} \quad (8.36)$$

Имайки дебелината на стеблото, броят и диаметърът на болтовете, свързващи го с пояса на гредата, могат да бъдат определени с проверки на съединението за срязване и смачкване (категория А). В конкретния детайл са приети 4 реда по 2 бр. болтове М18 с разстояние между болтовете в надлъжно направление 50 mm и разстояние от свободния край 30 mm . В напречно направление разстоянието между болтовете е 83.4 mm и от болт до ръба 58.3 mm . Ширината на стеблената плоча се получава 200 mm . В допълнение трябва да се направят проверка за блоково разрушаване и проверка за опън в отслабеното сечение. Накрая, за да се дефинира пълно геометрията на стеблото на Т-профила, трябва да се определи и размерът на луфта между гредата и колоната:

$$gap_1 \geq t_{Tf} + 2 t_{Tw} = 50 \text{ mm} \rightarrow 70 \text{ mm} \quad (8.37)$$

В резултат, дължината на стеблото на Т-профила се получава равна на 260 mm .

Стъпка 7: Проектиране на L-профилите

Поясите на L-профилите са натоварени с опънна сила ($F_{slip.max.Cd}$) и болтовете могат да се подберат съгласно втората формула на изразите (8.31). Избраните болтове са М20 ($A_{res} = 245 \text{ mm}^2$).

Подборът на дебелината на пояса и стеблото (t_L), разстоянието между оста на болтовете и пластичната става на L-профила (m_L) и разстоянието от оста на болтовете до края на плочата (e_L) е итерационен процес. Определянето на m_L зависи от дебелината на профила, която от своя страна е неизвестна и зависи от m_L .

Хоризонталното разстояние между болтовете в колоната трябва да отговаря на следните условия:

$$\begin{aligned}w_{Tf,min} &= b_c + 2 r_c + 1.8 d_0 = 91.10 \text{ mm} \\w_{Tf,max} &= b_c - 2.4 d_0 = 173.20 \text{ mm}\end{aligned}\quad (8.38)$$

където b_c , r_c , b_b са вече дефинирани параметри. Съгласно горните условия, разстоянието между болтовете е прието 145 mm. Използвайки параметрите, определени в стъпка 4, свързани с геометрията на фриktionните подложки, ширината на L-профила е равна на:

$$h_L = 2 \cdot e_v + w_v = 2 \cdot 60 + 100 = 220 \text{ mm} \quad (8.39)$$

При $m_L = 37 \text{ mm}$ и $n_L = e_L = 40.5 \text{ mm}$ за ефективната ширина се получава:

$$h_{eff} = \min \{h_{eff,1}; h_{eff,2}; 0.5 h_L\} = 110 \text{ mm} \quad (8.40)$$

След това дебелината на пояса на T-профила се определя според носимоспособността по форми на разрушаване 1 и 2, получавайки минимална стойност 15.14 mm, което се закръгля на 20 mm.

Допълнително трябва да се определи дължината на овалните отвори (s_v) в стеблото на L-профила и да се извърши проверка на отслабеното сечение на опън. Размерът на овалния отвор може да бъде определен така, че той да може да поеме проектното завъртане на сечението без да се налага на болта да работи на срязване:

$$\begin{aligned}L_{slot,v,min} &= s_v + 2d_0 = \phi \cdot [gap_1 + e_h + s_h + w_h] + 2d_0 = \\&= 0.06 \cdot [70 + 35 + 35.5 + 70] = 47.26 \text{ mm} \quad \rightarrow L_{slot,v} = 61.50 \text{ mm}\end{aligned}\quad (8.41)$$

След като се подбере геометрията на L-профила, трябва да се направи проверка, че завъртането във възела е възможно:

$$\delta_v = \phi \cdot (l_{Lw} + t_L) = 16.86 \text{ mm} < gap_2 = (h_{hw} - h_L) = 55 \text{ mm}$$

където $l_{Lw} = gap_1 - t_L + L_{slot,h} + 2e_h - d_0 = 260 \text{ mm}$ е височината на стеблото на L-профила, t_L е дебелината на пояса и стеблото на L-профила, h_{hw} е височината на стеблото на вутата, h_L е дължината на L-профила.

Стъпка 8: Проверки за гредата и проектиране на допълнителни укрепващи ребра.

Гредата е недисипативна зона и напреженията в нея не трябва да достигнат границата на провлачане. За целта трябва да бъде удовлетворено условие (8.15), за което се получава:

$$M_{slip,max,Cd} \frac{L_e - b}{L_e} \cong 112 \text{ kNm} \leq M_{b,Rd} = 171.82 \text{ kNm} \quad (8.42)$$

С оглед избягването на изкорубване на стеблото на гредата са добавени две укрепителни ребра на края на демпфера. Височината на ребрата е приета равна на половината от височината на гредата, а дебелината е приета 10 mm.

Стъпка 9: Проверки за колоната и проектиране на допълнителни укрепващи ребра.

Съгласно EN 1993-1-8 трябва да бъдат изпълнени проверките за носимоспособността на възловото поле на срязване, на опън и натиск, и на пояса на колоната на огъване. В разглеждания случай са приложени укрепителни ребра с дебелина 10 mm в местата на приложение на силата $F_{slip,max,Cd}$.

8.4 СТАНДАРТИЗИРАНИ ПРЕДВАРИТЕЛНО ОРАЗМЕРЕНИ УСТРОЙСТВА

Стандартизиране на елементите на фрикционните демпфери в предложените дисипативни възли ще помогне за по-широкото разпространение на такъв тип възли на „пазара“ на дисипативните възли греда-колона. За целта в рамките на проекта FREEDAM е решено, че най-подходящо би било ако елементите на фрикционните демпфери (напр. плочите с овални отвори, фрикционните подложки и т.н.) се произвеждат серийно и се предлагат като готови монтажни комплекти.

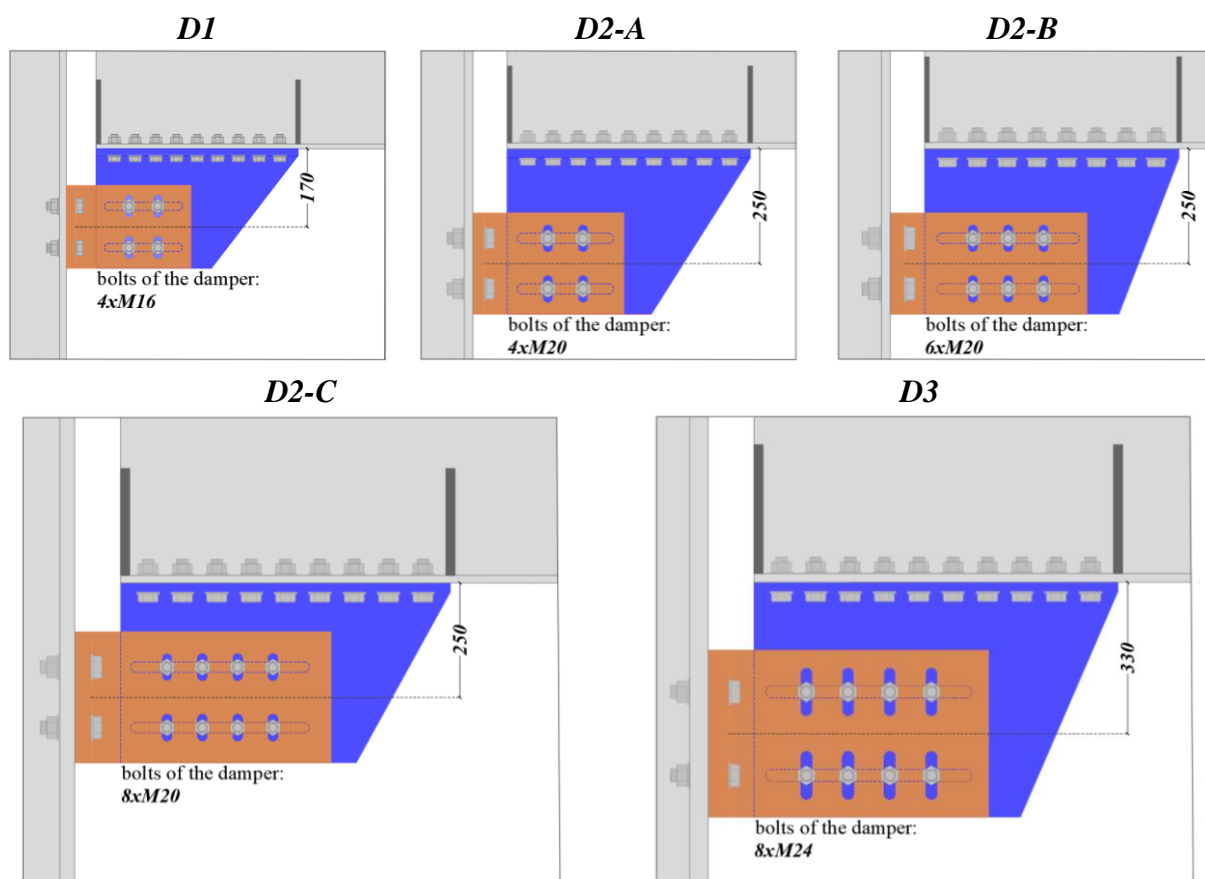
Една от дейностите, реализирани по проект FREEDAM, е свързана с определяне на набор от конструктивни решения, които да се произвеждат серийно и да се подбират от проектантите за прилагане в реални конструкции на база проектно натоварване и преместване. Представената тук оразмерителна процедура първо е внедрена в инструмент за автоматично изчисляване, а впоследствие е надградена с пет стандартизирани фрикционни устройства, покриващи цялата гама IPE профили. Всичките пет предварително оразмерени устройства са базирани на фрикционен материал M4. Геометрията им се дефинира с няколко параметъра: разстоянието от оста на устройството до долния ръб на гредата, диаметърът на болтовете (d_b) и техният брой (n_b), както е показано в Таблица 8.2 и Фигура 8.13.

Таблица 8.2: Параметри на предварително оразмерените устройства FREEDAM

Код на устройство	Разстояние от оста на демпферното устройство до долния ръб на гредата [mm]	Болт	Брой болтове
D1	170	M16	4
D2-A			4
D2-B	250	M20	6
D2-C			8
D3	330	M24	8

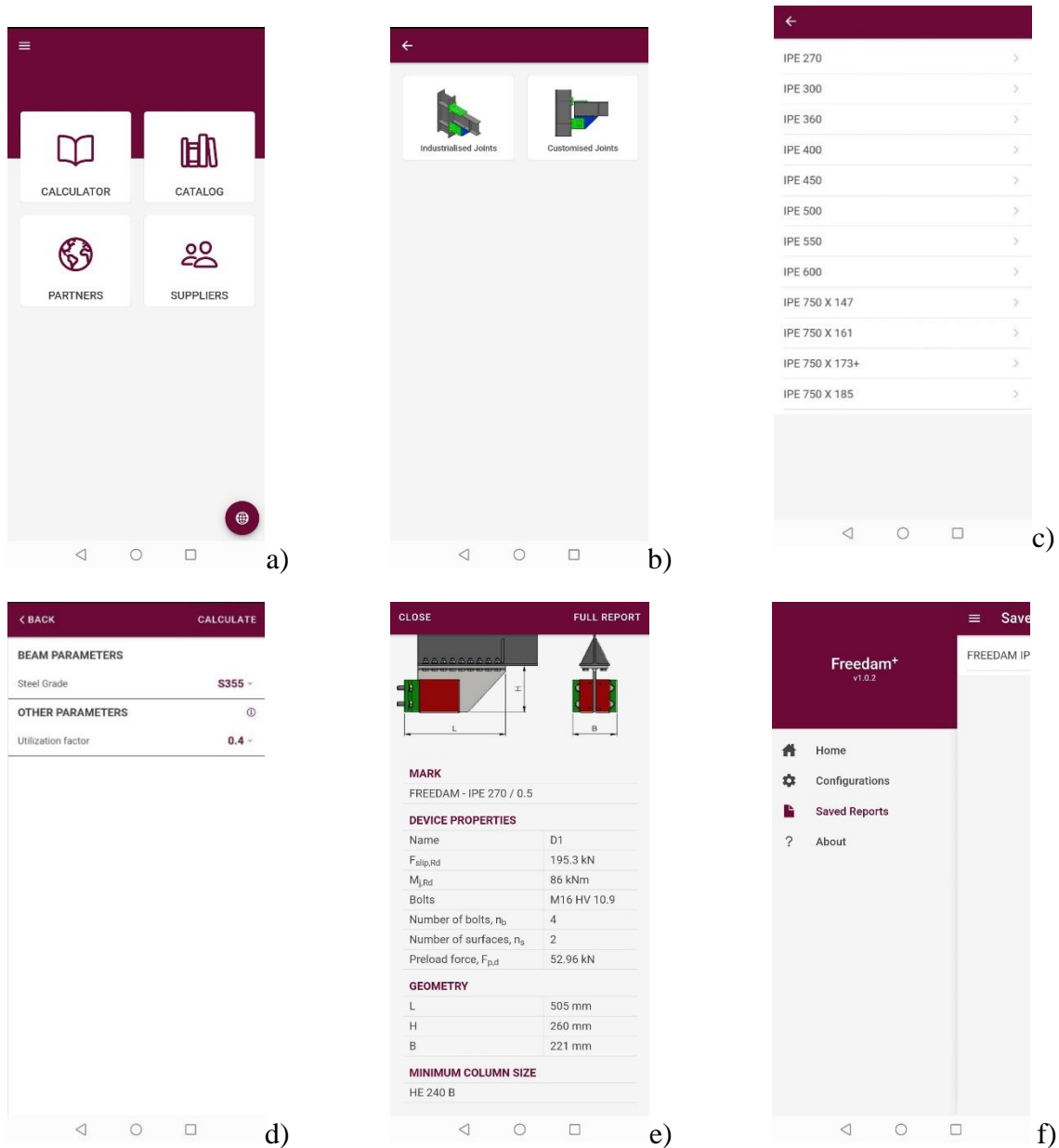
Петте устройства покриват всички възможни практически случаи, вземайки предвид гредите, произвеждани за Европейския пазар, и коефициента на използваемост, който обикновено се прилага в практическите задачи. Стойностите на коефициента на използваемост \bar{m} за гредите от рамки с корави възли (MRFs), оборудвани с фрикционни устройства, за сеизмична комбинация са определени с параметрични изследвания в рамките на проекта FREEDAM. Разгледани са четири стойности на \bar{m} : 0.3, 0.4, 0.5 and 0.6.

В допълнение е разработено мобилно приложение “Freedom+”, в което е внедрен изчислителният алгоритъм. Приложението е разработено от екип от Университета в Коимбра и е достъпно за Android и iOS. Целта е да се предложи средство, с помощта на което лесно, бързо и надеждно да се извършва изчисление и проверка на сеизмичното поведение на стоманени възли, и да се подбере най-подходящият възел FREEDAM за конкретното приложение. Интерфейсът на приложението е представен на Фигура 8.14.



Фигура 8.13 – Стандартизирани устройства

Потребителите могат да проектират възлите, използвайки раздела “Calculator” (Фиг. 8.14a). Те имат възможност да избират типа възел от редица стандартни и потребителски възли (Фиг. 8.14b). Потребителят може да избере профила на гредата и желаня коефициент на използваемост \bar{m} (Фиг. 8.14d). В резултат, приложението Freedam+ дава всички характеристики на възела греда-колона, оборудван със стандартизирано устройство тип FREEDAM (Фиг. 8.14e) и съставя доклад с подробни резултати, който е достъпен в раздела “Saved Reports” (Фиг. 8.14f). Независимо, че обикновено по-рационална е употребата на IPE профили, софтуерът предлага да се конфигурират решения и с HEA профили. Разделът, където може да бъде направена индивидуална конфигурация е наречен “Customised Joints”. В него, при зададените входни параметри, се дават основните геометрични характеристики на потребителския демпфер тип FREEDAM, както и информация за предварителното налягане на болтовете, носимоспособността на демпфера и дължините на овалните отвори, приемайки проектно завъртане от 40 mrad.



Фигура 8.14 – Интерфейс на приложението Freedom+, версия за Android: a) главно меню; b) избор на възел; c) библиотека профили; d) проектни параметри; e) резултати за избраната конфигурация; f) подробни резултати (report)

8.5 ЛИТЕРАТУРА

- [1] ANSI/AISC 358-10, ANSI/AISC 358s1-11, *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, 2011.
- [2] CEN, 2005c. “*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions, and rules for buildings*”. s.l.:s.n.
- [3] CEN, 2005b. “*Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*”. s.l.:s.n.
- [4] CEN, 2005. “*Eurocode 0: Basis of Structural Design*”.
- [5] R. Tartaglia, M. D’Aniello, G.A. Rassati, J.A. Swanson, R. Landolfo: “*Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria*”, *Engineering Structures*, Vol. 159, pp. 155-171, 2018.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [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*, Volume 172, 2020.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] 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.

ГЛАВА 9

ПРОЕКТИРАНЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ НА РАМКИ С ВЪЗЛИ FREEDAM

9.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В тази глава се представя проектирането за сеизмични въздействия на конструкции, оборудвани с възли FREEDAM. Разглеждат се рамки с корави възли, проектирани както съгласно EN 1998, така и по методика, основана на Теорията за контрол на пластичния механизъм (Theory of Plastic Mechanism Control, ТРМС). Представен е пример, който изяснява в детайли процедурата за проектиране на такива рамкови конструкции. Приет е най-високият клас на дуктилност DC3 съгласно дефиницията, дадена в prEN1998-1-1 [2] и prEN1998-1-2 [3].

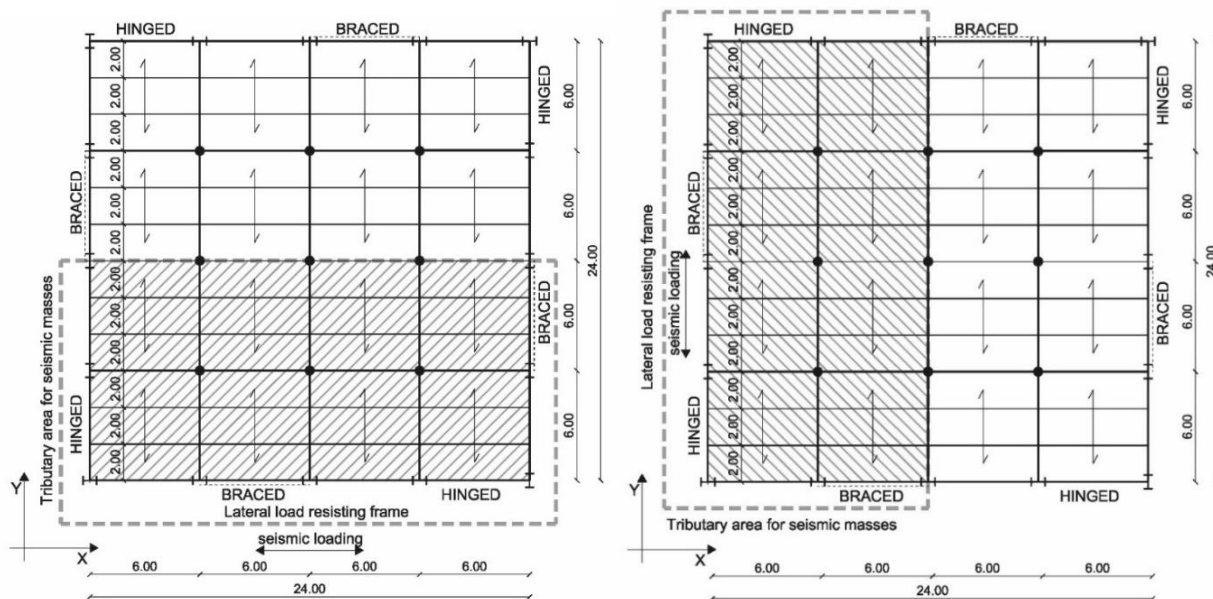
9.2 РАЗГЛЕЖДАН В ПРИМЕРА СЛУЧАЙ

9.2.1 Геометрия

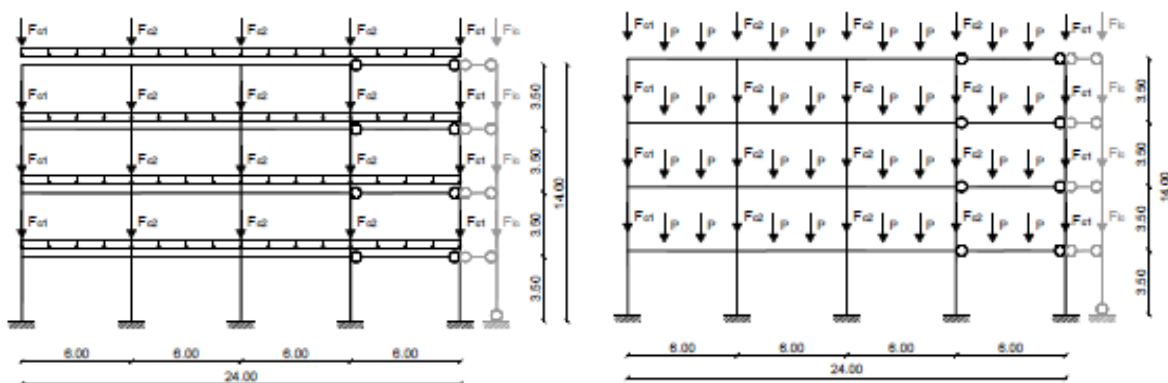
План на конструкцията на сградата е показан на Фигура 9.1. Конструктивните системи, поемащи сеизмични въздействия, са по периметъра на сградата, а елементите във вътрешността са със ставни възли и са проектирани само за гравитационни товари. Сградата има 4 етажа с етажна височина 3,50 m, а отворите са по 6,00 m. Прието е, че стълбищата и асансьорите са със самостоятелна конструкция извън разглежданата сграда. Конструкциите, поемащи сеизмични въздействия в направления X и Y са показани на Фиг. 9.2. Дясната ъглова колона във всяка рамка е обърната по слабата си ос и е свързана ставно към рамката. Добавени са и помощни наклонени колони (в сиво), чрез които в равнинните модели се отчитат ефектите от втори ред от гравитационните товари върху вътрешната (невключена в модела) част. Разглежданата сграда е офисна, т.е. категория В съгласно EN 1991-1-1:2002 [1]. Приета е стомана клас S 355.

При така дефинираната геометрия на конструкцията, проектирането продължава със следните стъпки:

- Определяне на натоварванията;
- Проектиране на гредите, поемащи само гравитационни товари;
- Определяне на концентрираните и разпределените гравитационни натоварвания върху рамките, поемащи сеизмични въздействия;
- Определяне на гравитационните натоварвания за помощните наклонени колони;
- Определяне на изчислителните земетръсни сили.



a) b)
 Фигура 9.1. План на конструкцията на сградата с означени системи за поемане хоризонтални товари: (a) в направление X; (b) в направление Y



a) b)
 Фигура 9.2. Статически схеми на конструктивните системи за поемане на хоризонтални товари: (a) в направление X; (b) в направление Y

9.3 ПОСТОЯННИ И ПРОМЕНЛИВИ ТОВАРИ

9.3.1 Постоянни товари

Собствено тегло на конструкцията

Подовата плоча е комбинирана ламаринобетонна плоча с профилирана ламарина HI-BOND A55 / R600 и бетон клас C20/25. Общата дебелина на плочата е 125 mm. Профилираната ламарина е от лист с дебелина 1,2 mm от стомана S 280 GD. Съответните товари са:

- Собствено тегло на бетона: 2,34 kN/m²
- Тегло на профилираната ламарина: 0,16 kN/m²
- Тегло на стоманените греди: 0,75 kN/m²

Общото натоварване от собствено тегло на конструкцията се получава **3,25 kN/m²**.

Останали („неконструктивни“) постоянни товари

Звукоизолация

Звукоизолацията се реализира чрез акустични плоскости с дебелина 10 mm и обемно тегло $0,30 \text{ kN/m}^3$.

Изравнителна замазка на подовата плоча

Изравнителната замазка на подовата плоча се реализира чрез разтвор с леки добавъчни материали с дебелина 50 mm и обемно тегло $7,2 \text{ kN/m}^3$.

Подова настилка

Подовата настилка е керамични плочи с обемно тегло 10 kN/m^3 и дебелина 20 mm.

Топлоизолация

Топлоизолацията е от стъклена вата с дебелина 100 mm и обемно тегло $0,10 \text{ kN/m}^3$.

Окачен таван

Окаченият таван е от гипсокартонни плоскости с дебелина 20 mm и тегло на единица площ $0,177 \text{ kN/m}^2$.

Получените стойности на горните постоянни товари са обобщени в Таблица 9.1.

Таблица 9.1. Стойности на „неконструктивните“ постоянни товари

	Обемно тегло (kN/m^3)	Дебелина (m)	Натоварване (kN/m^2)
Звукоизолация	0,30	0,010	0,003
Изравнителна замазка	7,20	0,050	0,360
Подова настилка	10,00	0,020	0,200
Топлоизолация	0,10	0,100	0,010
Окачен таван			0,177
Общо „неконструктивни“ постоянни товари:		0,75 kN/m^2	

Външни стени

Външните стени са от гипсокартонни плоскости (дебелина 12,5 mm) с общо тегло на единица площ $1,00 \text{ kN/m}^2$.

Обобщено, получават се следните постоянни товари (g_k):

- Постоянни товари по подовете и на покрива: $3,25 + 0,75 = 4,0 \text{ kN/m}^2$
- Постоянни товари по контура на сградата от външни стени: $1,0 \text{ kN/m}^2$

9.3.2 Променливи експлоатационни натоварвания (q_k)

Експлоатационното натоварване за офиси е $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Вътрешни преградни стени

Вътрешните преградни стени са с единична конструкция от стоманени профили, съчетана с еднослойна облицовка с гипсови плоскости от всяка страна (тип KNAUF W111). Стоманените елементи са от студеноогънати С-профили, разположени през 600 mm. От двете им страни са прикрепени гипскартонени плоскости с дебелина 12,5 mm. Вътрешността между тях е запълнена с топлоизолация от каменна вата с дебелина 60 mm и обемно тегло $0,7 \text{ kN/m}^3$. Така общото тегло на стената на единица площ се получава $0,292 \text{ kN/m}^2$ ($0,25 \text{ kN/m}^2$ за неизолираната стена и $0,7 \text{ kN/m}^3 \times 0,06 \text{ m} = 0,042 \text{ kN/m}^2$ за топлоизолационния слой).

Височината на преградните стени е приблизително 3,00 m, което съответства на линейно собствено тегло $0,292 \times 3,00 = 0,876 \text{ kN/m}$. Следователно, тъй като линейното

собствено тегло на преградните стени е по-малко от 1 kN/m, съгласно EN 1991-1-1 [1] е възможно то да се приеме като равномерно разпределено натоварване със стойност 0,50 kN/m².

Окончателно характеристичните стойности на променливите натоварвания q_k са:

- За подовете: $q_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$;
- За покрива е прието: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

9.3.3 Проектиране на комбинираната ламаринобетонна плоча

Проектното натоварване за ламаринобетонната плоча се получава като сума от „неконструктивните“ постоянни товари и променливите товари:

$$q_u = 0,75 + 3,00 + 0,50 = 4,25 \text{ kN/m}^2$$

Максималното натоварване за ламаринобетонна плоча HI-BOND A55/P600 при статическа схема непрекъснатата греда на 4 полета с отвори по 2,0 m съгласно „товарни“ таблици на производителя е 4,25 kN/m². Следователно ламаринобетонната плоча притежава достатъчна носимоспособност.

За основната комбинация за крайно гранично състояние (КГС) общото гравитационно натоварване се получава като:

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_g (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q q_k = 1,35 \times (3,25 + 0,75) + 1,5 \times 3,50 = && \text{подовете} \\ &= 10,65 \text{ kN/m}^2 \\ q_{d,\text{roof}} &= \gamma_g (g_{k1} + g_{k2}) + \gamma_q q_k = 1,35 \times (3,25 + 0,75) + 1,5 \times 3,00 = && \text{покрив} \\ &= 9,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

9.3.4 Проектиране на подовите греди

Подовите греди, които поемат само гравитационни товари, се проектират за натоварванията от комбинацията за КГС: $q_d = 10,65 \text{ kN/m}^2$ за подовете и $q_{d,\text{roof}} = 9,9 \text{ kN/m}^2$ за покрива. За опростяване в примера натоварванията върху гредите са определени чрез товарни ивици, при пренебрегване на непрекъснатостта на подовите плочи. Съответните опорни реакции във вътрешните опори са:

$$\begin{aligned} R_i &= 1,00 q_d l = 1,00 \times 10,65 \times 2,0 = 21,30 \text{ kN/m}, \\ R_{i,\text{roof}} &= 1,00 q_{d,\text{roof}} l = 1,00 \times 9,9 \times 2,0 = 19,8 \text{ kN/m}, \end{aligned}$$

а опорните реакции в крайните опори са:

$$\begin{aligned} R_e &= 0,50 q_d l = 0,50 \times 10,65 \times 2,0 = 10,65 \text{ kN/m}, \\ R_{e,\text{roof}} &= 0,50 q_{d,\text{roof}} l = 0,50 \times 9,9 \times 2,0 = 9,90 \text{ kN/m}. \end{aligned}$$

Опорните реакции R_i , разпределени на единица дължина, дават равномерно разпределеното натоварване върху второстепенните греди. Максималният огъващ момент в средата на отвора на по-натоварените вътрешни второстепенни греди е:

$$\begin{aligned} M_{max} &= R_i \frac{L^2}{8} = 21,30 \times \frac{6^2}{8} = 95,85 \text{ kNm} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{95,85 \times 1000}{355} \\ &= 270,00 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 220} \end{aligned}$$

Налага се обаче да се приеме по-голям профил, за да се удовлетворят и изискванията по експлоатационни гранични състояния, ограничаващи максималните провисвания само от експлоатационно натоварване до 1/300 от отвора и тези от характеристичната комбинация до 1/250 от отвора. Профил IPE 270 удовлетворява горните експлоатационни

изисквания и се приема за всички второстепенни греди. Съответно изчислителната носимоспособност на гредата на огъване (при приета осигурена обща устойчивост) е

$$M_{Rd} = \frac{484 \times 10^{-3} \times 355}{1,00} \cong 171,82 \text{ kNm}$$

Концентрираните сили върху главните греди са $P = 127,8 \text{ kN}$ от вътрешните и $P = 63,90 \text{ kN}$ от крайните второстепенни греди.

Максималният огъващ момент за главните греди се получава като:

$$M_{max} = Pa = 127,8 \times 2,0 = 255,60 \text{ kNm} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{255,60 \times 1000}{355} \\ = 720,00 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 330}$$

Аналогично се налага така полученото сечение да се увеличи до IPE 360 за удовлетворяване на ограниченията за максималните провисвания.

Изчислителната носимоспособност на огъване на главните греди е:

$$M_{Rd} = \frac{1019,1 \times 10^{-3} \times 355}{1,00} \cong 361,8 \text{ kNm}$$

9.3.5 Определяне на концентрираните и разпределените вертикални товари върху рамките, поемащи хоризонтални въздействия

Важно е да се отбележи, че теглото на външните стени $1,00 \text{ kN/m}^2$ се приема като директно предавано върху колоните. За покрива разглежданата височина на външните стени е $1,75 \text{ m}$.

Рамка, успоредна на второстепенните греди (в направление X)

За сеизмичната комбинация вертикалните товари се определят за подовете като:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4,00 + 0,3 \times 3,5 = 5,05 \text{ kN/m}^2,$$

а за покрива като:

$$G_k + \psi_2 Q_k = 4,00 + 0,3 \times 3,0 = 4,90 \text{ kN/m}^2,$$

така че равномерно разпределените товари от сеизмична комбинация по подовите греди са:

$$q_d = 0,50 \times 5,05 \times 2,0 = 5,05 \text{ kN/m},$$

а по покривните греди:

$$q_{d,\text{roof}} = 0,50 \times 4,90 \times 2,0 = 4,90 \text{ kN/m}.$$

В следващите Таблица 9.2 и Таблица 9.3 са включени и концентрираните товари върху колоните от сеизмичната изчислителна комбинация.

Таблица 9.2. Концентрирани товари върху колоните на рамката, успоредна на второстепенните греди.

Етаж	F_{c1} (kN)		F_{c2} (kN)		F_{lc} (kN)	
	G_k	Q_k	G_k	Q_k	G_k	Q_k
1-3	45,00	21,00	69,00	42,00	927,00	756,00
4	34,50	18,00	58,50	36,00	895,50	648,00

Рамка, перпендикулярна на второстепенните греди (в направление Y)

Рамките, перпендикулярни на второстепенните греди, не поемат разпределени, а само концентрирани товари P с ширина на товарната ивица $2,0 \text{ m}$. За означенията гледай Фиг. 9.2.

Таблица 9.3. Концентрирани товари върху гредите и колоните на рамката, перпендикулярна на второстепенните греди.

Етаж	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	24,00	21,00	33,00	10,50	45,00	21,00	927,00	756,00
4	24,00	18,00	22,50	9,00	34,50	18,00	895,50	648,00

9.3.6 Проверки за глобална устойчивост

Разрезните усилия следва да се определят чрез линеен анализ [4]. Влиянието на деформираната геометрия (ефекти от втори ред) трябва да се отчита, когато ефектите от втори ред увеличават значително усилията и преместванията или променят съществено поведението на конструкцията.

Следователно линеен анализ на конструкцията може да се приложи, когато увеличаването на разрезните усилия вследствие на хоризонталните премествания или каквато и да била промяна на конструктивното поведение по същата причина се оказват пренебрежими. Това условие може да се приеме изпълнено, ако:

$$\alpha_{cr} \geq 10,$$

където α_{cr} е коефициент, чрез който би трябвало да се увеличи изчислителното натоварване дотолкова, че да причини обща форма на загуба на устойчивост на рамката в еластичен стадий.

Анализът на устойчивостта следва да се извърши както за основната комбинация за КГС

$$\gamma_g G_k + \gamma_q Q_k = 1,35G_k + 1,5Q_k,$$

така и за гравитационните товари от сеизмичната комбинация

$$G_k + \psi_{2,i} Q_k = G_k + 0,3Q_k.$$

При отместваеми рамки може да се окаже, че коефициентът α_{cr} е по-малък от 10. В такива случаи EN 1993-1-1 [4] препоръчва да бъде удовлетворено условието:

$$\alpha_{cr} \geq 3,$$

при което ефектите от втори ред вследствие на вертикалните товари могат да се отчетат чрез увеличаване на всички хоризонтални товари, както и всякакви други възможни усилия от хоризонтално отместване по теория от първи ред, чрез умножаване с коефициента

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}.$$

В примера обаче са отчетени само еквивалентните хоризонтални сили $H_{Ed,eq}$ вследствие на несъвършенствата.

9.3.7 Еквивалентни хоризонтални сили, отчитащи несъвършенствата

В анализа на конструкцията следва да се отчетат по подходящ начин ефектите от несъвършенствата - остатъчните напрежения и геометрични несъвършенства като отсъствие на вертикалност, праволинейност и равнинност, неточно пасване, както и всякакви по-малки ексцентрицитети, налични във възлите на ненатоварената конструкция.

Следва да се използват еквивалентни геометрични несъвършенства, отчитащи възможните ефекти от всички видове несъвършенства, освен ако тези ефекти не са отчетени във формулите за определяне на носимоспособността на елементите.

Приетата форма на общите несъвършенства може да е в съответствие с формата на загиба на устойчивост в еластична постановка в разглежданата равнина на загиба на устойчивост.

За рамки, чувствителни към загиба на устойчивост със странично отместване на възлите ефектите от несъвършенствата следва да се отчитат в анализа на рамката чрез еквивалентни несъвършенства под формата на начални хоризонтални отклонения и отделни дъгови несъвършенства на елементите.

Общото начално несъвършенство под формата на хоризонтално отклонение може да се определи като:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

където:

ϕ_0 е базовата стойност $\phi_0 = 1/200 = 0.005$

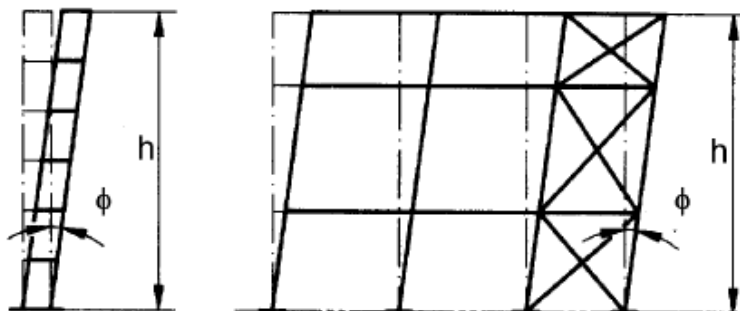
α_h е редукиционен коефициент, отчитащ височината h (цялата височина на сградата) - Фигура 9.3

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ но } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

α_m е редукиционен коефициент, отчитащ броя на колоните в един ред

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m е броят на колоните в един ред, включващ само онези колони, които поемат вертикален товар N_{Ed} не по-малък от 50% от средната стойност за колоните в разглежданата вертикална равнина.



Фигура 9.3. Еквивалентни геометрични несъвършенства под формата на хоризонтално отклонение

За конструкциите, изследвани в този документ, стойностите на параметрите за определяне на общите начални несъвършенства под формата на хоризонтално отклонение са дадени в Таблица 9.4.

Таблица 9.4. Параметри на общите несъвършенства под формата на хоризонтално отклонение

Брой етажи	h (m)	ϕ_0 (-)	α_h (-)	m (-)	α_m (-)	ϕ (-)
4	14	0,005	0,67	5	0,77	0,0026

Еквивалентните хоризонтални сили, отчитащи несъвършенствата, се определят като:

$$H_{Ed,eq} = \phi N_{Ed}$$

където N_{Ed} е общата вертикална сила за разглеждания етаж. В Таблицы 9.5 и 9.6 са дадени стойностите на силите, съответстващи на основната (несеизмична) комбинация на вертикалните въздействия (ULS) и сеизмичната комбинация за граничното състояние “значителни повреди” (SD).

Таблица 9.5. Еквивалентни хоризонтални сили за 4-етажната сграда за комбинацията ULS

Етаж	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	$H_{Ed,eq}$ (kN)
1-3	3294,00	0,0026	8,51
4	2946,60		7,65

Таблица 9.6. Еквивалентни хоризонтални сили за 4-етажната сграда за гранично състояние SD

Етаж	N_{Ed} (kN)	ϕ (-)	$H_{Ed,eq}$ (kN)
1-3	1622,40	0,0026	4,19
4	1495,20		3,86

* N_{Ed} са изчислени за половината конструкция

Еквивалентните сили се добавят към въздействията от разглежданата комбинация. За конструкции на сгради несъвършенствата във вид на хоризонтално отклонение могат да се пренебрегнат, когато

$$H_{Ed} \geq 0.15V_{Ed},$$

където означенията са съгласно т. 5.2.1(4) от действащата версия на EN1993-1-1.

9.4 ДЕФИНИЦИЯ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИЯ СПЕКТЪР НА РЕАГИРАНЕ СЪГЛАСНО prEN 1998-1-1

За различните интензивности на сеизмичното въздействие следва да са изпълнени различни изисквания към поведението на конструкцията. С увеличаване на интензивността на сеизмичното въздействие сеизмичните събития могат да се класифицират като чести, случайни, редки и много редки. Проектирането се извършва за гранични състояния, съответстващи на дадена интензивност на сеизмичното въздействие.

Обикновено граничното състояние “близо до разрушение” (Near Collapse, NC) следва да се проверява за много редки сеизмични събития. Граничното състояние “значителни повреди” (Significant Damage, SD), често наричано също и “безопасно за живота” (Life Safety), следва да бъде проверявано за редки сеизмични събития. Граничното състояние “ограничаване на повредите” (Damage Limitation, DL), често наричано също и “функционираща сграда” (Operational), следва да бъде проверявано за случайни сеизмични събития. Граничното състояние “напълно функционираща сграда” (Fully Operational, OP) следва да се проверява за чести сеизмични събития.

Няколко думи за граничното състояние “напълно функционираща сграда” (OP). В prEN 1998-1-1 [2] е прието, че при него конструкцията се очаква да бъде само леко повредена, а ремонтът ѝ ще бъде икономичен, като при това се осигурява непрекъснато функциониране на системите в сградата. Възможно е обаче да бъдат предявени и по-строги изисквания към поведението на сградата. Съответните изисквания към проектирането следва да бъдат съобразени с желанието на клиента. Желателно е конструкцията да остане еластична при чести сеизмични събития, чиито период на повторяемост е такъв, че те биха настъпили един или повече пъти в рамките на проектния експлоатационен срок на конструкцията. За рамките с възли FREEDAM може да е желателно да не настъпва приплъзване на фрикционните демпфери при чести сеизмични събития. Въпреки че подобна цел на проектирането в момента не е залегнала в разпоредбите на нормите, възложителите могат да предявят такова изискване. По-долу на база посочените съображения се прави позоваване както на спектъра на реагиране, съответстващ на граничното състояние SD (сеизмично събитие с вероятност за превишение 10% за 50 години), така и на спектъра, съответстващ на граничното състояние OP (сеизмично събитие с вероятност за превишение 81% за 50 години). По специално, проектирането на устройствата FREEDAM е проведено така, че да се предотврати приплъзването им под действие на усилията в резултат на спектъра на реагиране, съответстващ на граничното състояние OP. Всички проверки на недисипативните зони, проверката за влияние на ефектите от втори ред, както и проверката на междуетажните премествания, са направени с помощта на ефектите от

въздействията, получени от спектъра на реагиране, съответстващ на граничното състояние SD.

9.4.1 Параметри на спектъра на реагиране

Съгласно проекта за нов Еврокод 8 рамки от клас на дуктилност DC3 се прилагат за строителни площадки без ограничение на стойността на т. нар. индекс (показател) на сеизмичното въздействие S_δ , получаван по формулата

$$S_\delta = \delta F_\alpha F_T S_{\alpha,475}$$

където $\delta = 1,0$ за клас на последствия CC2, $F_\alpha = 1,3(1 - 0,01)S_{\alpha,RP}$ е коефициент за усилване на сеизмичното въздействие в нископериодната област (за земна основа тип B)

- $F_T = 1,0$ е коефициент за усилване на сеизмичното въздействие в зависимост от топографските особености
- $S_{\alpha,475} = 7,03\text{m/s}^2$ (референтна максимална стойност на спектъра на реагиране за почви тип A)

За построяването на спектъра на реагиране за хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие е необходимо първо да се определят параметрите на спектъра. В Еврокод 8 1-1 [2] са дефинирани стойностите на T_A , F_A , χ (вж. Таблица 5.3 на EC8 1-1 [2]), както следва:

$$T_A = 0,02\text{s} \quad F_A = 2,5 \quad \chi = 4$$

Спектралните ускорения S_α и S_β следва да се определят по формулите

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP}; \quad S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP},$$

в които

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref} S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref}$$

$\gamma_{LS,CC} = 1$ за граничното състояние “значителни повреди”.

$S_{\beta,ref} = f_h S_{\alpha,ref}$ е референтното спектрално ускорение за период 1s и земна основа тип A, където $f_h = 0,4$ за висока сеизмичност (при $S_{\alpha,475} > 5\text{m/s}^2$)

$F_\beta = 1,6(1 - 0,02)S_{\beta,RP}$ е коефициент за усилване на сеизмичното въздействие за период, равен на 1s, за земна основа тип B (от Таблица 5.4).

Периодите T_c и T_b могат да се изчислят като $T_c = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha}$; $T_b = 0,10\text{s}$, когато $\frac{T_c}{\chi} > 0,10\text{s}$

Стойността на T_D е 2s (вж. Таблица 5.3 на [2]), ако $S_{\beta,RP} \leq 1\text{m/s}^2$, или е $1+S_{\beta,RP}$, ако $S_{\beta,RP} > 1\text{m/s}^2$.

За дефиницията на редуцирания спектър се използва коефициентът на поведение. За рамки, работещи на огъване с клас на дуктилност DC3 коефициентът на поведение q е не по-голям от 6,5 [2]. В изчисленията е приета горната граница на коефициента на поведение.

Редуцираният спектър на реагиране $S_r(T)$ се дава с израза:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \geq \beta S_{\alpha,475}$$

където:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_A: & \quad R_q(T) = R_{q0} = q_R q_S \\
 T_A \leq T \leq T_B: & \quad R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0})(T - T_A)/(T_B - T_A) \\
 T_B \leq T: & \quad R_q(T) = q
 \end{aligned}$$

Важно е да се отбележи, че β е коефициентът за долна граница на редуцирания спектър на реагиране за хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие. Стойностите му са предписани в съответните части на действащата версия на EN1998 [5]. Долната граница се прилага само при определянето на сеизмичните сили. При много гъвкави конструкции преместванията следва да се определят с помощта на спектъра на преместванията или еластичния спектър на реагиране.

Проверките на носещата способност следва да се извършват с редуцирания спектър на реагиране, дефиниран с долната си граница. Проверките на междуетажните премествания и ефектите от втори ред следва да се извършват със спектъра на реагиране без долна граница, тъй като към тези проверки имат отношение величини, зависещи от преместванията.

Тъй като стойността на коефициента β не е дадена в проекта за нов Еврокод 8, изглежда уместно позоваването на действащата версия на Еврокод 8 [5], където е предписана стойност 0,2 за коефициента, дефиниращ долната граница на спектъра.

Върховата стойност на ускорението на земната основа се определя като отношение на $S_{\alpha,475}$ и F_{α} .

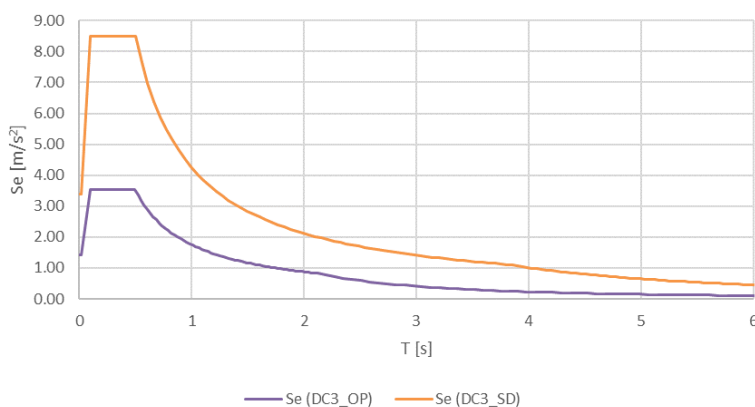
9.4.2 Спектри на реагиране за гранично състояние “напълно функционираща сграда” (OP) и за гранично състояние „значителни повреди“ (SD)

Изчислителният спектър $S_{\alpha,ref}$ е получен чрез прилагане на следната зависимост (вж. Формула (5.2) от EC8 1-1 [2]):

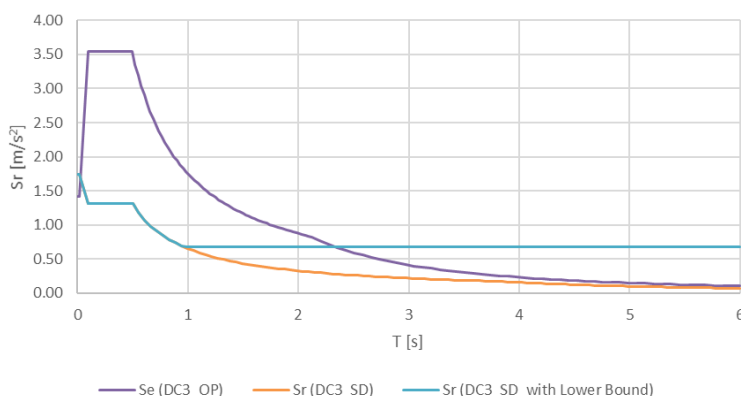
$$S_{\alpha,ref} = \frac{S_{\alpha,475}}{\left(\frac{475}{T_{ref}}\right)^{1/k}}$$

$S_{\alpha,ref}$ е референтното максимално спектрално ускорение, съответстващо на областта с константно ускорение от еластичния спектър на реагиране за хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие, получен за относително затихване 5%, за период на повторемост T_{ref} равен на 30 години, съответстващ на граничното състояние “напълно функционираща сграда”.

На Фигура 9.4 са дадени еластичните спектри на реагиране за граничните състояния SD и OP. На Фигура 9.5 е даден редуцираният спектър на реагиране за граничното състояние SD с отчитане на долната граница на спектъра; този спектър е сравнен с немащабирания изчислителен спектър на реагиране за граничното състояние OP. В тази глава не е даден спектърът на реагиране за граничното състояние “ограничаване на повредите” (DL), тъй като основните проверки на конструкцията са извършени на база спектъра на реагиране, съответстващ на граничното състояние SD. Коефициентът на поведение за граничното състояние OP е приет равен на 1.



Фигура 9.4. Еластични спектри на реагиране за хоризонтална компонента, съответстващи на граничните състояния OP и SD

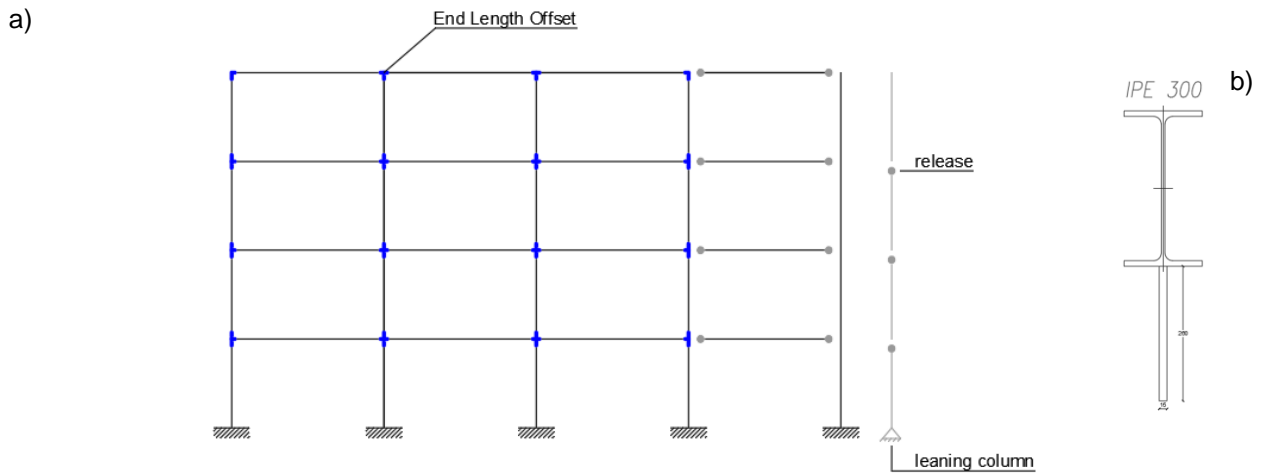


Фигура 9.5. Спектри на реагиране за хоризонтална компонента: еластичен спектър за граничното състояние OP и редуциран спектър за граничното състояние SD (с и без долна граница)

9.5 МОДЕЛ НА КОНСТРУКЦИЯТА

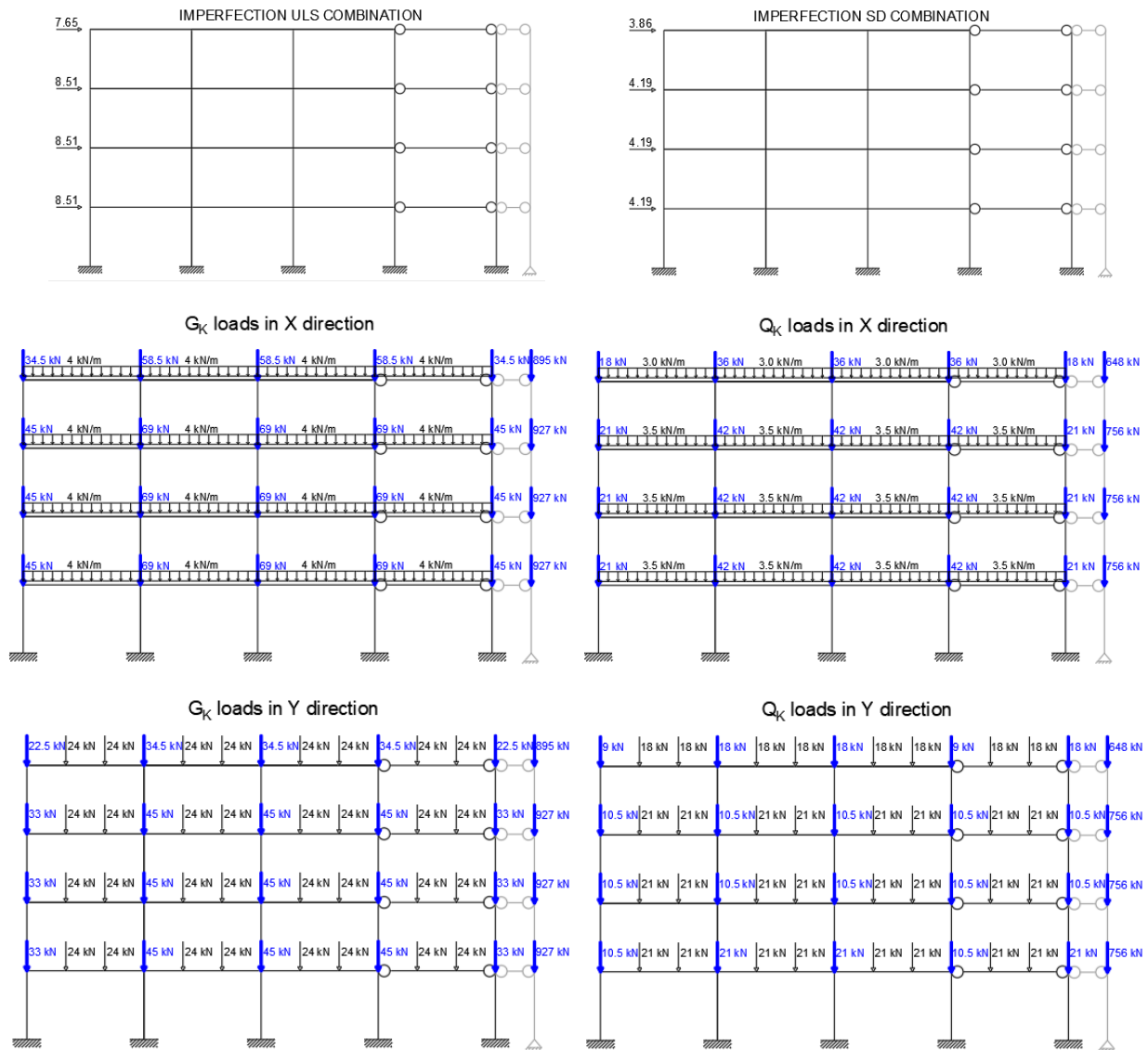
Поемащите сеизмично въздействие рамки са моделирани с програмата SAP 2000 [6], като ефектите от втори ред, дължащи се на вертикалния товар, са отчетени в нелинейния анализ с помощта на фиктивна колона (leaning column). На всеки етаж са въведени диафрагми с цел да се свърже фиктивната колона към конструкцията и да се осигури безкрайна коравина в равнината на подовия диск. На Фигура 9.6 е показан моделът, на който се виждат безкрайно коравите на огъване възлови зони на рамката (end offsets).

Моделирането на възловите полета и съединенията е направено чрез въвеждането на безкрайно корави участъци (т.е. не е отчитана ротационната податливост на възловите полета). Допълнително в краищата на гредите е използван нов тип гредово сечение, при което към долния пояс на гредата е добавена вертикална плоча, симулираща наличието на вута във възлите FREEDAM. Сеченията на гредите са проверени за основната (несеизмична) комбинация от вертикални товари (ULS). В отвора със ставно свързани греди са използвани следните сечения на гредите: IPE 220 за рамката в направление X, и IPE 270 за рамката в направление Y. Важно е да се подчертае, че сеченията на гредите, оборудвани с фрикционни демпфери, са избрани с цел удовлетворяването на проверките на междуетажните премествания и устойчивостта на рамката като цяло.



Фигура 9.6 Компютърен модел с корави зони в краищата на гредите и фиктивна (leaning) колона (a), напречно сечение на греда в зоната на възел FREEDAM (b)

Схемите на натоварване по отношение на G_k , Q_k и еквивалентните сили от несъвършенство H_k са дадени на Фигура 9.7 както за основната комбинация (ULS), така и за сеизмичната комбинация (SD) на въздействията.



Фигура 9.7. Схеми на натоварване за товарните състояния H_k , G_k и Q_k

9.6 ОРАЗМЕРЯВАНЕ ЗА ГРАВИТАЦИОННИ ТОВАРИ

Избраните напречни сечения на колоните отговарят на оразмерителните изисквания за проверки по крайни гранични състояния за основна товарна комбинация и осигуряват α_{cr} да е по-голяма от 3 [4]. За междуетажните премествания също е осигурено да не надвишават граничните, дадени във Формула (6.8) от prEN1998 1-1 [2]. Приетите напречни сечения са показани в Таблица 9.7. Периодът за първа форма на собствени трептения на така оразмерената конструкция е $T_1 = 1,75$ s за рамката по ос X и $T_1 = 1,60$ s за рамката по Y.

Таблица 9.7. Предварителни размери на напречните сечения на ригелите и колоните

Етаж	Направление X		Направление Y	
	Греди 1-3	Греда 4 (ставна)	Греди 1-3	Греда 4 (ставна)
1-2	IPE 330	IPE 220	IPE 330	IPE 270
3-4	IPE 300	IPE 220	IPE 330	IPE 270
Етаж	Колони 1-5		Колони 1-5	
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

Критичният параметър α_{cr} е определен чрез „buckling“ анализ. При $3 \leq \alpha \leq 10$ ефектите от хоризонталните въздействия, (при товарна комбинация, включваща само гравитационни въздействия, напречни товари са еквивалентните хоризонтални сили, отчитащи влиянието на началните несъвършенства), трябва да се умножат с коефициент $1/(1 - \frac{1}{\alpha_{cr}})$. За рамката по направление X - $\alpha_{cr} = 6,74$, а коефициентът е 1,18. За рамката по направление Y - $\alpha_{cr} = 7,00$, а коефициентът е 1,17.

9.7 ОРАЗМЕРЯВАНЕ НА ДИСИПАТИВНИТЕ ЗОНИ – ВЪЗЛИТЕ FREEDAM

Възлите FREEDAM се оразмеряват така, че да отговарят на условието:

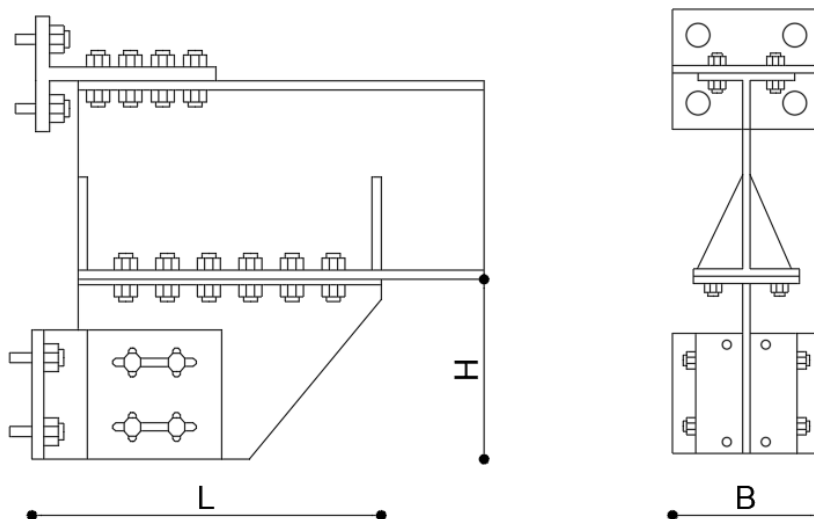
$$M_{Ed} \leq M_{slip.Rd} = \frac{\mu_{s.lower} n_b n_s F_{p,lt} h_t}{\gamma_{Mf}} \quad (9.1)$$

където n_b е броя на болтовете, n_s - брой на равнините на срязване, $F_{p,lt}$ - дълготрайна стойност на напрегащата сила в болтовете, h_t - рамо от фриксионното съединение до центъра на натисковата зона, $\mu_{s.lower}$ - определената с 5% фрактил стойност на статичния коефициент на триене, която зависи от покритието на контактните повърхности, а γ_{Mf} е частен коефициент на сигурност. При подложки FREEDAM с покритие M4 съответните стойности са: $\mu_{s.lower} = 0,69$ и $\gamma_{Mf} = 1,162$. Оразмерителните огъващи моменти в краищата на гредите се получават от сеизмична комбинация и проектен спектър на реагиране, съответстващ на напълно функционираща сграда (OP, Fully operational).

За да се предотврати развитието на пластични деформации и за да се осигури работата в еластичен стадий на гредите от възлите FREEDAM се прилага йерархичен подход при определяне на носимоспособността на гредите, който се осъществява чрез следното неравенство:

$$M_{b,Rd} \geq \Omega_{Cd} M_{slip,Rd} \left(\frac{l-L}{l} \right) \tag{9.2}$$

където $M_{b,Rd}$ е пластичната носимоспособност на гредата, l е разстоянието между челото на колоната и сечението от гредата с нулев огъващ момент (приема се равно на половината от светлата дължина на гредата); L е дължината на устройството (разстоянието от челото на колоната до края на вутата, виж Фигура 9.8); Ω_{Cd} е коефициент, отчитащ запаса от носеща способност на дисипативната зона, вследствие случайната вариация в стойностите на коефициента на триене и на напрегащата сила в болтовете, Ω_{Cd} може да се приеме равен на 1,56.



Фигура 9.8. Устройство D1 от FREEDAM възел

Таблица 9.8. Размери на устройство D1 от FREEDAM възел

Устройство	Минимално изисквано напречно сечение на колоната	L (mm)	H (mm)	B (mm)
D1	HE 240 B	505	260	221

Таблица 9.9. Оразмеряване на FREEDAM възлите в рамковата конструкция, разположена по ос X

Етаж	Колони	Греди	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

Таблица 9.10. Оразмеряване на FREEDAM възлите в рамковата конструкция, разположена по ос Y

Етаж	Колони	Греди	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

Всички избрани демпферни устройства са тип D1. Техните характеристики са изяснени на Фигура 9.8 и в Таблица 9.8. Важно е да се отбележи, че въвеждането на йерархия при оразмеряването на гредите чрез осигуряването на допълнителен капацитет съгласно формула (9.2), води до леко увеличаване на напречното им сечение.

9.8 ОРАЗМЕРИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА В СЪОТВЕТСТВИЕ С prEN1998

По-долу е представен пример с подробно оразмеряване на рамката по ос X. За рамката по ос Y са дадени само крайните резултати от оразмерителната процедура.

9.8.1 Оразмеряване на гредите

Гредите трябва да бъдат оразмерени по формули (14.2) до (14.4) от предварителните нормативни препоръки (prDR) [7]. С цел да се осигури достатъчен капацитет на демпферните устройства, са определени два оразмерителни огъващи момента $M_{Ed,max}$, които са максималните от получените за първите два (първи и втори) и за вторите два етажа (трети и четвърти). В този случай $M_{Ed,max}$ се определя от сеизмична комбинация, получена за редуцирания проектен спектър на реагиране, съответстващ на получаване на значителни повреди в конструкцията (SD, Significant Damage), с долна граница съгласно Фигура 9.5.

Таблица 9.11. Оразмеряване на гредите за осови усилия и огъващи моменти

Етаж	Греда	$M_{Ed,max}$ (kNm)	$M_{b,Rd}$ (kNm)	Проверка	N_{Ed} (kN)	$0.15N_{b,Rd}$ (kN)	Проверка
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

При клас на дуктилност DC3 V_{Ed} се определя по формула (14.5) от prDR [7] за Ω_{rm} равен на 1,50 при устройствата FREEDAM. Стойностите, необходими за проверката на срязване, са дадени в Таблица 9.12.

Таблица 9.12. Оразмеряване на гредите на срязване

Етаж	$M_{slip,Rd,A}$ (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)	Проверка
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 е светлата дължина на гредата, мерена между челата на поясите на колоните

9.8.2 Оразмеряване на колоните

Таблица 9.13. Проверка на носимоспособност на напречното сечение на колоните

Възел	Елемент	$N_{pl,Rd}$ (kN)	N_{Ed} (kN)	$N_{Ed} \leq 0.3N_{pl,Rd}$	$M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$ (kNm)	s_h (m)	$\sum M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$ (kNm)	$\sum \Omega_{rm} M_{slip,Rd} + s_h(V_{Ed,M})$ (kNm)
4	горе	4664.70	101.08	Ok	544.57	0.14	1089.14	512.90
	долу	4664.70	214.45	Ok	544.57			
3	горе	4664.70	72.31	Ok	544.57	0.14	1089.14	500.93
	долу	4664.70	171.82	Ok	544.57			
2	горе	5293.05	330.35	Ok	663.495	0.15	1326.99	723.52
	долу	5293.05	447.76	Ok	663.495			
1	горе	5293.05	287.21	Ok	663.495	0.15	1326.99	705.43
	долу	5293.05	402.92	Ok	663.495			

Носимоспособността на напречното сечение и общата устойчивост на колоните при DC3 се проверяват чрез формула (15.4) от prDR [7].

Проверките на натиск, огъване и срязване съгласно формули от (15.5) до (15.7) от [7] са осъществени чрез компютърна програма SAP 2000, за сеизмични въздействия

умножени с обобщен коефициент $\Omega_{rm} \times \Omega_d = 1.5 \times 1.22 = 1.83$, като определянето на Ω_d е представено в Таблица 9.14.

Таблица 9.14. Определяне на коефициента на завишена носимоспособност

Етаж	$M_{slip.Rd}$ (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 Проверка за чувствителност към ефектите от втори ред

Проверката за чувствителност към ефектите от втори ред се прави съгласно формула (9.1) от prDR [7]. Важно е да се отбележи, че относителните междуетажни премествания $d_{r.SD}$ са определени за редуцирания проектен спектър на реагиране SD, без ограничение на минималните стойности. И обратно, срязващата сила V_{tot} на всяко етажно ниво се определя от проектен спектър на реагиране SD с дефинирана долна гранична стойност.

Таблица 9.15. Коефициент за завишена носимоспособност и коефициент на завишаване за ефекти от втори ред

Етаж (-)	P_{tot} (kN)	$d_{r.SD}$ (m)	Ω_d (-)	V_{tot} (sap) (kN)	θ (-)	θ_{max} (-)	Критерий (-)	Коефициент на завишаване (-)
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			

Тъй като θ е в интервала 0,1-0,2, ефектите от втори ред ще се отчитат чрез умножение на усилията и преместванията от сеизмичните въздействия с коефициент 1,14.

9.8.4 Проверка на междуетажните премествания

За проверки по гранично състояние значителни повреди (SD) трябва да се контролират междуетажните премествания във всички етажи (Таблица 9.16), което съгласно prEN 1998 1-2 се осъществява чрез удовлетворяване на условието $d_{r.SD} \leq \lambda_s h_s$ за $\lambda_s = 0,02$. Важно е да се отбележи, че преместванията се определят въз основа на проектния спектър на реагиране за SD, но без ограничение отдолу на стойностите на спектралното ускорение.

Таблица 9.16. Проверка на междуетажните премествания за гранично състояние SD

Етаж	$d_{r.SD}$ (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

Приетите сечения за елементите на рамката по ос Y, резултат от прилагането на така представената оразмерителна процедура, са показани в Таблица 9.17.

Таблица 9.17. Приети напречни сечения на гредите и колоните от рамковата конструкция по ос Y

Етаж	1 ^{-во} междуосие	2 ^{-ро} междуосие	3 ^{-то} междуосие	4 ^{-то} междуосие (проста греда)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Етаж	Колона 1-5	Колона 2	Колона 3	Колона 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 ОРАЗМЕРИТЕЛНА ПРОЦЕДУРА В СЪОТВЕТСТВИЕ С ТЕОРИЯТА ЗА КОНТРОЛ НА ПЛАСТИЧНИЯ МЕХАНИЗЪМ (ТКПМ)

В тази точка е представен пример за оразмеряване на рамкова конструкция с демпферни устройства FREEDAM съгласно Теорията за контрол на пластичния механизъм (ТКПМ) [8]-[10]. ТКПМ първоначално е предназначена за оразмеряване на рамки с традиционни силни и корави възли. Сигурността на сеизмичното проектиране, базирано на ТКПМ, се дължи на строги теоретични основи, базирани на кинематичната теорема на пластичното разрушение и на концепцията на равновесната крива на механизма. Равновесната крива на всеки пластичен механизъм се получава чрез кораво-пластичен (идеално пластичен) анализ от втори ред, където в работата на външните сили се включват преместванията от втори ред, причинени от вертикалното натоварване. Кинематичната теорема за пластично разрушение, развита до концепцията за равновесна крива на механизма, гарантира, че в предварително определен диапазон на преместванията, съвместим с ротационния капацитет на конструктивните елементи, разработеният механизъм на разрушение е този, чиято крива е под тези на всички други механизми на разрушение, (кинематичната теорема дава горна граница на граничния товар при пластично разрушение). Така, задавайки като оразмерителен критерий условието равновесната крива на желания пластичен механизъм да е под равновесните криви на нежеланите, може да се определи напречното сечение на колоните по всички етажи. Ефектите от втори ред са включени при определянето на равновесната крива. За случая на рамки с възли FREEDAM, ТКПМ може да бъде лесно приложена, което дава възможност да се определи точно работата на вътрешните сили в дисипативните зони. За тази цел вместо пластичната носимоспособност на гредата се използва огъващия момент при приплъзване в демпферните устройства (съответстващ на достигната носимоспособност на триене на фрикционните съединения). Поведението на рамковите възли с фрикционни демпфери трябва да се отчете чрез кораво-пластична работна диаграма на дисипативните зони. Отделно чрез второто условие от капацитивната процедура, допълнителният запас от носимоспособност на фрикционните устройства вследствие на случайната вариация на коефициента на триене също е отчетен.

9.9.1 Изчисляване на етажните сеизмични сили

Процедурата се основава на вече определената в точка 9.7 носимоспособност на дисипативните устройства. Гредите, показани в таблици 9.9 и 9.10 като недисипативни елементи, са оразмерени с отчитане на изискването за йерархия на носимоспособността и удовлетворяват изискванията във формула (9.2).

Тъй като ТКПМ се базира на статично решение, първата стъпка е изчисление на сръзващата сила в основата в съответствие с:

$$F_h = S_{ed}(T_1)W\lambda$$

където $S_{ed}(T_1)$ е спектралното ускорение за първа форма на собствени трептения от проектния (редуциран) спектър на реагиране за SD, който за рамката по ос X е $T_1 = 1,75$ s, а за рамката по ос Y - $T_1 = 1,60$ s. Сръзващите сили в основата, определени за половината сграда, са съответно: 216,22 kN по ос X и 238,88 kN по ос Y. Параметърът λ е корекционен коефициент, равен на 0,85, ако T_1 е по-малък от два пъти от T_C и сградата има повече от два етажа, в противен случай се приема равен на 1.

Сеизмичните маси, определени за половината сграда, са показани в Таблица 9.18 и са изчислени за $\psi_{E,i} = 0,15$ [2, 3] по формулата:

$$G_k + \psi_{E,i}Q_k$$

Таблица 9.18. Етажни височини и маси

Storey	z_i (m)	W_i (t)
1	3.50	147.12
2	7.00	147.12
3	10.50	147.12
4	14.00	136.50

Общата маса за половината сграда е 577,9 t. Сръзващата сила в основата е разпределена по височина съгласно израза:

$$F_k = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_i W_i z_i}$$

Сеизмичните сили, действащи по отделните етажни нива в двете направления, са показани в Таблица 9.19.

Таблица 9.19. Етажна височина и сеизмични сили по етажи

Етаж	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

В следващата точка подробно е представена оразмерителната процедура за рамката по ос X, а в края са показани резултатите от оразмеряването на рамката по ос Y.

9.9.2 Процедура за проектиране

а) Избор на изчислително (целево) преместване на покрива

Първата стъпка представлява избор на максимално изчислително преместване на покрива, при което конструкцията трябва да бъде осигурена срещу развитие на глобален механизъм на разрушение. Изборът на гранично изчислително преместване δ_u трябва да бъде обвързан с локалната дуктиленост на конструкцията и по-точно с максималната амплитуда на преместване в демпфера FREEDAM.

В примера е прието, че „псевдопластичното“ завъртане, вследствие на приплъзване, е 0.04 по препоръката на [7] за устройства FREEDAM и клас на дуктилност DC3. Те трябва да могат да реализират гранично „псевдопластично“ завъртане θ_u не по-малко от 0.03 rad. В резултат граничното изчислително преместване δ_u е изчислено както следва:

$$\delta_u = \theta_u h_{n_s} = 0.04 \times 14 = 0.56m$$

b) Изчисляване на наклоните на равновесната крива на механизма, $\gamma_{im}^{(t)}$

Наклоните на равновесните криви на механизмите на разрушаване $\gamma_{im}^{(t)}$ са изчислени по изрази (С.7) до (С.9) от [7] и стойностите са изведени в таблица Таблица 9.20.

Таблица 9.20. Наклони на равновесните криви

Етаж	$\gamma_{im}^{(1)}$ (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

Стойността за наклона $\gamma^{(g)}$ на равновесната крива за глобален механизъм на разрушаване е минималната от всички изчислени $\gamma_{im}^{(t)}$, както е показано в Таблица 9.20.

c) Оразмеряване на сеченията на колоните в първия етаж

Оразмеряването на колоните от първия етаж е извършено съгласно израз (С.1) от [7].

$$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.i.1} = 3263.73kNm.$$

d) Изчисляване на осовата сила в колоните в стадий на разрушаване (при напълно реализиран глобален механизъм на разрушаване)

Осовите сили в колоните, както вече видяхме, са породени от вертикални товари и от действието на възлите FREEDAM за огъване от хоризонтални товари. Приносът на разпределените вертикални товари (N_q), на концентрираните вертикални сили (N_F) и на работата на дисипативните зони с демпфери FREEDAM (N_D), както и общата стойност на осовата сила (N_{tot}) са систематизирани в Таблицы 9.21 до 9.24 за всеки отделен етаж, за вътрешни и външни колонии. Сеизмичното въздействие е прието да действа отляво надясно.

Таблица 9.21. Осови сили в колоните от първия етаж в стадий на разрушаване

Етаж 1				
Колона	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

Таблица 9.22. Осови сили в колоните от втория етаж в стадий на разрушаване

Етаж 2				
Колона	N_q	N_F	N_D	N_{tot}

	(kN)	(kN)	(kN)	(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

Таблица 9.23. Осови сили в колоните от третия етаж в стадий на разрушаване

Етаж 3				
Колона	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

Таблица 9.24. Осови сили в колоните от четвъртия етаж в стадий на разрушаване

Етаж 4				
Колона	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

е) Необходимият сумарен пластичен момент за първи етаж $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$ се разпределя между колоните в първи етаж.

Носимоспособността на огъване на колоните от първия етаж е определена в стъпка с) и сумата $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1}$, трябва да бъде разпределена по отделните колони. В Таблица 9.25 са изведени напречните сечения на колоните от първия етаж.

Таблица 9.25. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от първия етаж

Етаж 1						
Колона	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(1)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Напречно сечение	$W_{pl,obt}$ (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

Сумата на пластичните носимоспособности на огъване на колоните от първия етаж, взети от Таблица 9.25, е равна на $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,1} = 3384.96 \text{ kNm}$. Стойността е по-голяма от необходимата поради това, че колоните са избрани със стандартни горещовалцувани сечения, с които не може да се постигне точна целева стойност.

f) Изчисляване на сумата от пластични моменти в колоните $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(t)}$ за всеки отделен етаж, необходими за избягване на нежелания механизъм (пластичните моменти са редуцирани поради едновременното действие на осова сила)

Сумата на пластичните моменти в колоните за всеки отделен етаж, редуцирани поради действието на осовата сила и необходими за предотвратяване на нежелан механизъм на разрушение, е получена от изрази (С.4) до (С.6) от [7]. Тези стойности и сумата, която е меродавна за оразмеряването във всеки етаж (максималната стойност от необходимите пластични моменти за избягване на нежелан механизъм на разрушаване – израз С.10 от [7]) са дадени в Таблица 9.26.

Таблица 9.26. Сумарни пластични огъващи моменти за всеки етаж, необходими за избягване на нежелания механизъм на разрушаване, и максимална стойност на $\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(t)}$

Етаж	$\sum_{i=1}^{n_c} M_{c,i,i_m}^{(1)}$ (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) Оразмеряване на сеченията на колоните за всички етажи

Сумата на необходимия пластичен момент $M_{c,i,1,req}$, редуцирана поради наличието на осова сила (N_{tot}), необходимият пластичен съпротивителен момент $W_{pl,req}$, приетият такъв $W_{pl,obt}$, избраното напречно сечение на колоната и неговият съответен пластичен момент $M_{c,i,1,obt}$ са дадени в следващите Таблици 9.27 до 9.29.

Таблица 9.27. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от втория етаж

Етаж 2						
Колона	N_{tot} (kN)	$M_{req,i1}^{(2)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Напречно сечение	$W_{pl,obt}$ (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

Таблица 9.28. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от третия етаж

Етаж 3						
Колона	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(2)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Напречно сечение	$W_{pl,obt}$ (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

Таблица 9.29. Проверка на напречното сечение на огъване за колоните от четвъртия етаж

Етаж 4						
Колона	N_{tot} (kN)	$M_{reqc,i1}^{(2)}$ (kNm)	$W_{pl,req}$ (cm ³)	Напречно сечение	$W_{pl,obt}$ (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) Проверка на технологичните критерии

Технологичните критерии са удовлетворени, тъй като сечението на колоните не нараства по височина.

9.9.3 Проверка на междуетажните премествания

За гранично състояние SD междуетажните премествания трябва да се ограничават (Таблица 9.30) на всяко етажно ниво, изпълнявайки условието $d_{r,SD} \leq \lambda_s h_s$ съгласно prEN 1998 1-2 при $\lambda_s = 0.02$. Важно е да се отбележи, че преместванията са получени от анализ с редуциран изчислителен спектър (за SD) без долна граница на ускоренията.

Таблица 9.30. Ограничаване на междуетажните премествания за гранично състояние SD

Етаж	$d_{r,SD}$ (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

Конструкцията удовлетворява изискванията на prEN1998-1-2 [3] за ограничаване на междуетажните премествания. Резултатите за конструкцията по направление Y са показани в Таблица 9.31.

Таблица 9.31. Напречни сечения на греди и колони от конструкцията по направление Y

Етаж	Междуосие 1	Междуосие 2	Междуосие 3	Междуосие 4 (ставно)
1-2	IPE 360	IPE 360	IPE 360	IPE 270
3-4	IPE 330	IPE 330	IPE 330	IPE 270
Етаж	Колона 1 и 5	Колона 2	Колона 3	Колона 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 Валидиране на процедурата с нелинеен статичен (pushover) анализ

За проверка на точността на процедурата за проектиране (основана на теорията за контрол на пластичния механизъм - TPMC) е проведен нелинеен статичен (pushover) анализ с помощта на софтуер SAP 2000 [6], прилагайки изчислителен модел с концентрирана пластичност. В анализа е заложен контрол на преместванията. Анализът отчита както геометрична, така и физична нелинейност, а сеизмичното въздействие е имитирано с етажни хоризонтални сили, чието изменение по височина е дадено в Таблица 9.19. Геометричният модел е съгласно описанието, дадено в т. 9.5. Пластичните стави са моделирани като идеално кораво пластични. Приетата в анализа носимоспособност на демпферите FREEDAM отчита запаса от носимоспособност в резултат на случайни отклонения в характеристиките на триещия се материал и стойността на напрегащата сила (израз С.11 от [7]). Носимоспособността на напречното сечение на колоната на огъване е приета на база номиналните характеристики на стомана клас S355. На Фигура 2.23 са показани кривата от нелинейния статичен (pushover) анализ и равновесната крива на механизма на разрушаване на рамката по направление X. Равновесната крива на механизма на разрушаване е дадена с израза:

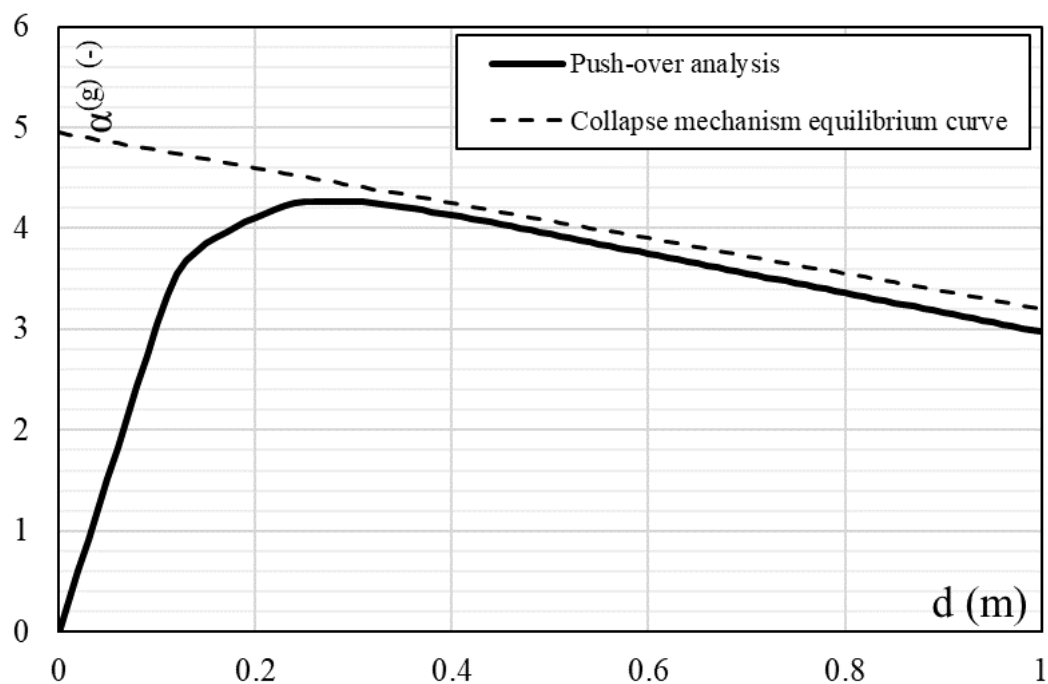
$$\alpha^{(g)} = \alpha_0^{(g)} - \gamma^{(g)} \delta_u = 3.97$$

където $\gamma^{(g)}$ е дадена с израз С.2 от [7], а $\alpha_0^{(g)}$ е кинематично допустимия множител на хоризонталните сеизмични сили, съответстващ на глобален механизъм на разрушаване, който може да се определи по израза:

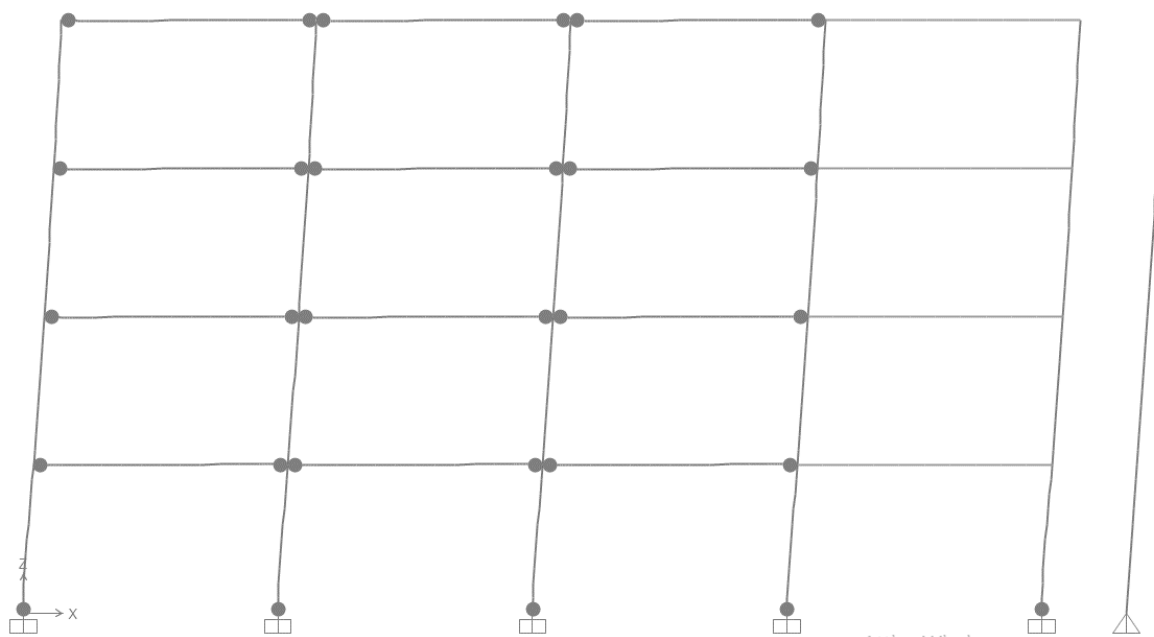
$$\alpha_0^{(g)} = \frac{\sum_{i=1}^{n_c} M_{c.1} + 2 \sum_{k=1}^{n_s} \sum_{j=1}^{n_b} \Omega_{Cd} M_{slip.Rd.jk}}{\sum_{k=1}^{n_s} F_k h_k} = 4.95$$

където $M_{slip.Rd.jk}$ е даден в Таблица 9.12, а стойността на Ω_{Cd} е равна на 1.56.

От графиката на Фигура 9.9 се вижда, че равновесната крива на механизма на разрушаване е успоредна на падащия клон на кривата от нелинейния анализ, а пластичните стави, образувани при преместване δ_u , са в пълно съответствие с глобалния механизъм на разрушаване (Фигура 9.10).



Фигура 9.9. Сравнение на резултатите от нелинеен статичен (pushover) анализ и кораво пластичен анализ за рамката по направление X



Фигура 9.10. Пластични стави, образувани в модела за нелинеен статичен (pushover) анализ при преместване, равно на δ_u

9.10 ЛИТЕРАТУРА

- [1] CEN. Eurocode 1: “Actions on structure Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings”, 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”, 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”, 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 Recommendations 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.

ГЛАВА 10

КОНСТРУКТИВНА ЗДРАВИНА НА РАМКИ С ВЪЗЛИ FREEDAM

10.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Тази глава е посветена на оценката на здравината (съгласно БДС EN 1991-1-7 *здравина* е способността на една конструкция да устоява на събития като пожар, експлозия, удар или последици от човешка грешка без да бъде повредена до степен, която е непропорционална на първопричината) на рамки с корави възли (MRFs) и дуални рамки с центрично включени диагонали (D-CBFs) при отчитане на особеностите в поведението на възлите FREEDAM между гредите и колоните. Извършен е статичен нелинеен анализ на рамки с типични корави равнокостни възли, сеизмично квалифицирани в рамките на проекта на RFCS EQUALJOINTS (RFSR-CT-2013-00021), и на рамки, оборудвани с иновативните възли FREEDAM. Като извънредна изчислителна ситуация съгласно препоръките на EN 1991-1-7 се разглежда отказ на колона и при нея се оценява здравината и конструктивното поведение на MRFs и на D-CBFs.

10.1.1 Общи данни

В тази глава се оценява здравината на конструкциите, вече проектирани в Глава 9 за сеизмични въздействия. План на изследваните сгради е показан на Фиг. 10.1, от който се вижда, че конструкциите, поемащи сеизмичните въздействия, са рамките по периметъра на сградата. Както е показано на Фиг. 10.2 и Фиг. 10.3, рамките в направления X и Y имат отвори по 6,0 m и етажна височина 3,5 m. Последният отвор на всяка рамка е със ставно свързани греди, дясната колона е ориентирана по слабата си ос, а при D-CBFs във вторите отвори са добавени центрично включени диагонали. В останалите отвори са композирани рамки с корави възли. Разгледани са две различни височини: i) ниски 4-етажни конструкции и ii) средно високи 8-етажни конструкции.

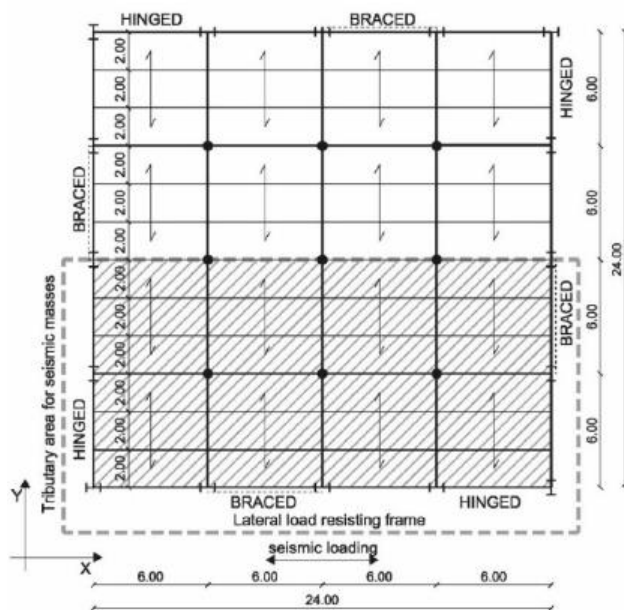
Сградите са офисни, т.е. категория В съгласно Еврокод 1 [1]. Приетият клас стомана е S355.

В настоящите изследвания са приети натоварванията, определени в Глава 9: постоянен товар $G_k=4,00 \text{ kN/m}^2$, равномерно разпределен променлив експлоатационен товар $Q_k=3,50 \text{ kN/m}^2$ за подовете и $Q_k=3,00 \text{ kN/m}^2$ за покрива. За оценка на здравината обаче се разглежда извънредна изчислителна ситуация и съответната комбинация съгласно EN 1990 [2] е:

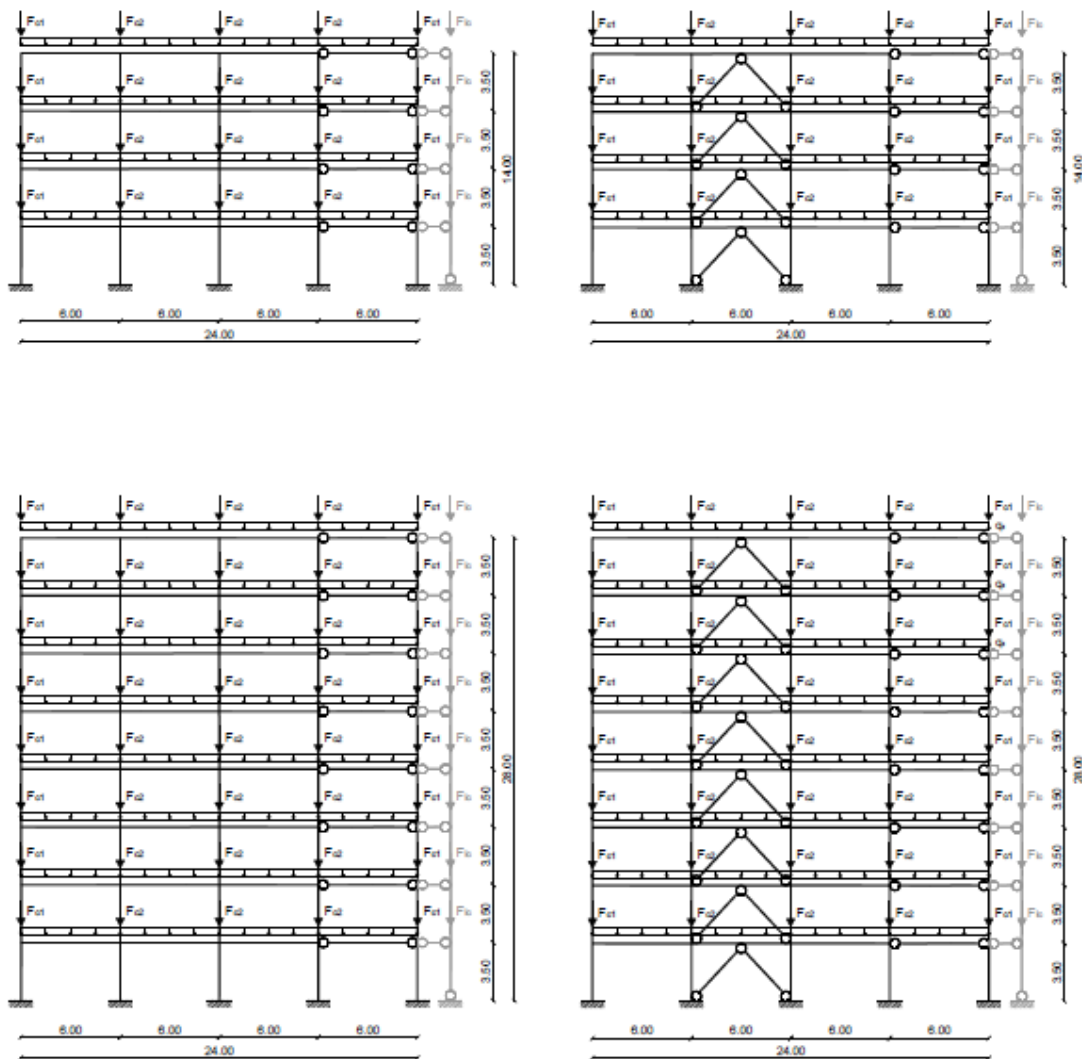
$$G_k + \psi_1 Q_k$$

където коефициентът ψ_1 е приет равен на 0,5. Това води до следните равномерно разпределени товари:

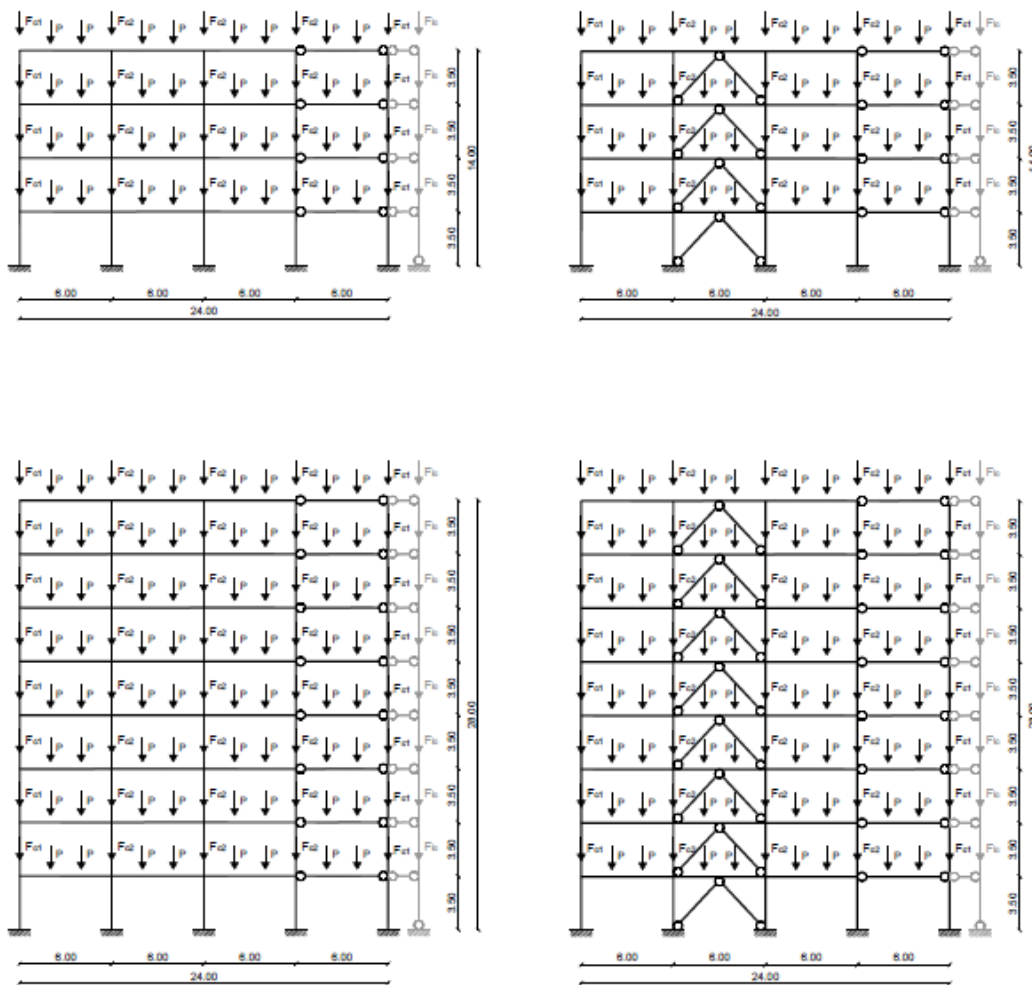
- Върху подовете: $G_k + \psi_1 Q_k = 4,00 + 0,5 \times 3,5 = 5,75 \text{ kN/m}^2$
- Върху покрива: $G_k + \psi_1 Q_k = 4,00 + 0,5 \times 3,0 = 5,50 \text{ kN/m}^2$



Фигура 10.1. План на разглежданите сгради

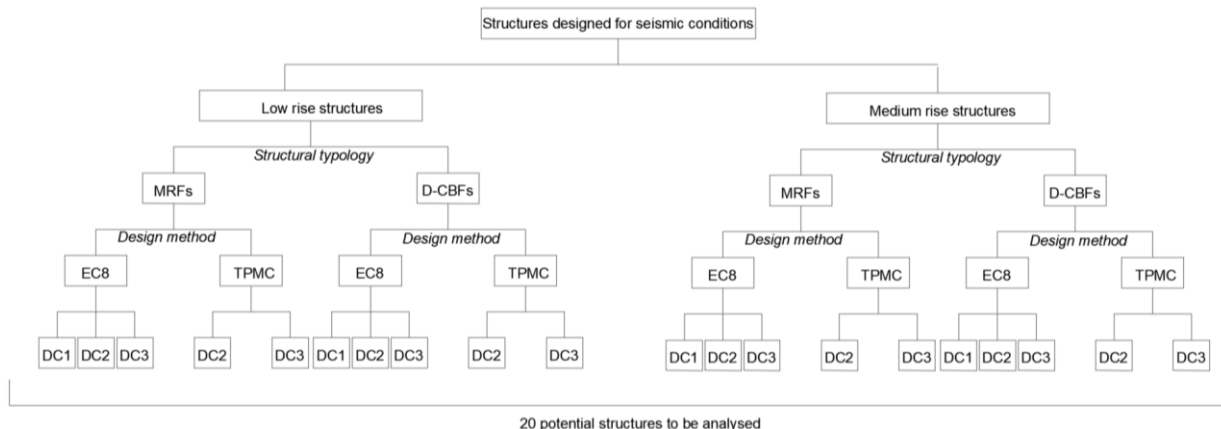


Фигура 10.2. Рамки (MRFs и D-CBFs) в направление X



Фигура 10.3. Рамки (MRFs и D-CBFs) в направление Y

Разглежданите сгради са предварително проектирани за сеизмични въздействия съгласно правилата на новата версия на Еврокод 8 за трите класа на дуктилност, предвидени в стандарта (DC1, DC2 и DC3), както и по Теорията на контрол на пластичния механизъм (TPMC) [3] за класове на дуктилност DC2 и DC3. По този начин се получават 40 възможни конструкции (MRFs и D-CBFs), които да се изследват за оценка на здравината (Фиг.10.4): 20 конструкции с възли FREEDAM и 20 с традиционни рамкови възли.



Фигура 10.4. Възможни случаи за изследване

10.1.2 Нормативни основи

Изискванията за проектиране и изпълнение на сгради с достатъчна здравина с оглед на недопускане на повреди, непропорционални на първопричината при извънредна изчислителна ситуация, са установени от EN 1990. Стратегиите, които трябва да се следват за удовлетворяване на това изискване, са описани в EN 1991-1-7 [4]. Дори когато локално разрушаване вследствие на особени въздействия е допустимо, стандартът изисква да се гарантира конструктивната цялост и устойчивост чрез недопускане на верижно разрушаване, за да се запази животът на обитателите и да се позволи на спасителните служби да осъществят необходимите мероприятия.

EN 1991-1-7 предписва специфични стратегии в зависимост от потенциалните последици от разрушаването при извънредна изчислителна ситуация. Съответно сградите се класифицират в зависимост от риска, свързан с евентуалното им разрушаване, в три класа по степен на отговорност (Таблица 10.1). По тази класификация разглежданите сгради попадат в клас СС2. Приложение А на EN 1991-1-7 [4] допълнително подразделя този клас на СС2а (Група с по-малък риск) и СС2b (Група с по-голям риск) в зависимост от броя етажи, вида и обитаването на сградата. Така 4-етажните MRFs и CBFs се класифицират като сгради клас СС2а, докато 8-етажните – като сгради клас СС2b по степен на отговорност.

Таблица 10.1. Класификация по степен на отговорност на сгради съгласно EN 1991-1-7 [4]

Клас по степен на отговорност	Описание на последиците	Примери на сгради и строителни съоръжения
СС 3	Възможни са многобройни човешки жертви и много големи икономически и социални загуби или поражения върху околната среда	Трибуни, обществени сгради, при които последиците от аварии ще бъдат много тежки (напр. концертна зала)
СС 2	Възможни са немногобройни човешки жертви и значителни икономически и социални загуби или поражения върху околната среда	Жилищни и офис-сгради, обществени сгради, при които последиците от аварии са по-малки (например административна сграда)
СС 1	Възможни са малобройни човешки жертви и малки или пренебрежими икономически и социални загуби или поражения върху околната среда	Селскостопански сгради, в които рядко влизат хора (напр. сгради за складове, оранжерии)

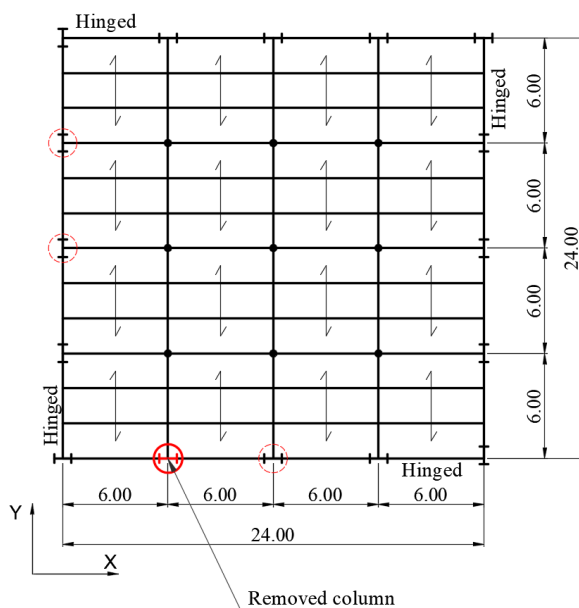
За сгради от групата с по-голям риск (СС2b) при извънредна изчислителна ситуация е целесъобразно разглеждане на сценарий, при който опорен елемент е напълно отстранен. Така се симулират случаи, в които опорен елемент е загубен напълно вследствие на особено въздействие, при което се проверява дали е възможно да се активира алтернативен път на товарите и да се достигне до ново равновесно състояние на конструкцията. Действащите нормативни изисквания определят този подход като „предполагаемо отпадане на носещи елементи“ и, както е предписано в EN 1991-1-7, трябва да се приложи към всички опорни елементи (колони, греди, носещи колони, или което и да е номинално сечение на носеща стена), като предполагаемото отпадане е само по един елемент в даден момент в даден етаж на сградата. Този подход, дори и така опростен, изглежда доста тежък, но позволява да се оцени дали сградата остава устойчива и дали локалното разрушаване (в случая загуба на опорен елемент) е компенсирано чрез активиране на алтернативен път на товарите. Когато загуба на опорен елемент генерира верижно разрушаване, т.е. когато предполагаемото му отпадане би довело до разширяване на повредата извън съгласувана или друга предписана граница, такъв елемент трябва да се обозначи като „ключов елемент“ и съответно да се проектира с локално повишаване на неговата носимоспособност.

В следващите изследвания здравината на всички MRFs и D-CBFs се оценява при предпоставката за особено въздействие, водещо до отпадане на колона в първия етаж.

10.2 ИЗСЛЕДВАНЕ НА КОНСТРУКТИВНАТА ЗДРАВИНА

10.2.1 Рамки с корави възли (MRFs)

Проектирани за сеизмични въздействия са общо 20 рамки с корави възли (MRFs), като те се различават по използвания метод за проектирането им, приетия клас на дуктилност и типа на рамковите възли. Същите рамки се изследват за здравина чрез нелинеен (pushdown) анализ при сценарий с отпаднала колона. Преди да се извършат числените симулации обаче, трябва да се избере мястото на отпадащата колона. Тъй като само периферните рамки са проектирани да поемат сеизмичните въздействия и съответно само в тях са вградени възли FREEDAM, то мястото на отпадащата колона, представляващо интерес, е именно в такава рамка (Фиг.10.5). Тъй като товарните площи на двете оградени с червено колони са еднакви, то и очакваните осови сили в тях са приблизително равни. Следователно, при анализ на рамката за сценарий с отпаднала колона, отстраняването на всяка от тези две колони би довело до подобни резултати, независимо от избраното направление (X или Y). Тъй като целта е да се оцени здравината на рамките с възли FREEDAM, окончателно като най-целесъобразна за отстраняване колона е приета показаната на фигурата. Този избор осигурява активирането на възлите FREEDAM при отстраняването на колоната, така че здравината на MRFs да зависи от поведението на тези иновативни възли.



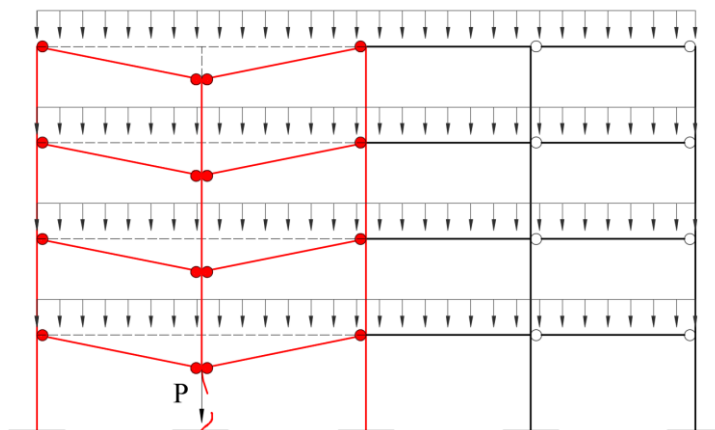
Фигура 10.5. Място на отпадащата колона

10.2.1.1 Предварително изследване

Въпреки че числените симулации са един от най-широко използваните методи за изследване на здравината на конструкциите при отказ на колона, тяхното използване може да означава трудоемък процес на моделиране, а за численото решение да е необходим значителен ресурс.

Предвид значителния брой числени модели, които трябва да бъдат изготвени, за да се симулира отказът на колона във всички тези конструкции, бе извършено първоначално изследване, целящо идентифициране на критичните конструкции, при които отказът на една колона би довел до пластичен механизъм на разрушаване и по-нататъшно проявяване на верижното действие на гредите и мембранните ефекти на подовите плочи. Целта на предварителното проучване е да се изследва дали конструкцията понася отказа на колона с ограничени пластични деформации или се достига до глобален пластичен механизъм на

разрушаване. Ако е налице първият случай, може без допълнителни симулации да се направи извод, че рамковата конструкция притежава достатъчна здравина, за да оцелее при извънредната ситуация. Обратно, когато се очаква възникването на глобален механизъм на разрушаване, би се наложило провеждането на числен нелинеен статичен pushdown анализ, за да се определи дали конструкцията притежава необходимата здравина, за да понесе отказа на колоната. Принципът на това предварително проучване е обрисован на Фигура 3.30, където с P е означена приложената гранична вертикална сила (симулираща ефекта от отказа на колона), съответстваща на образуването на пластичен механизъм в рамките на непосредствено засегнатата част (directly affected part, DAP) от рамката.



Фигура 10.6. Изследване на пластичен механизъм в рамка, разположена по периметъра на сградата

В случаите, когато P е по-малка по стойност от осовата сила в премахнатата колона при извънредна изчислителна ситуация, се провежда числена симулация на отказа на колона, като се отчита реагирането в пластичен стадий на конструкцията, оценявайки по този начин нейната здравина. В Таблица 10.2 е даден обзор на резултатите от предварителните изследвания на рамките, проектирани с традиционни равноекстни възли, а в Таблица 10.3 са дадени резултатите за рамките, оборудвани с устройства FREEDAM.

Рамки с традиционни равноекстни възли

Рамките с традиционни равноекстни възли са проектирани за поемане на сеизмичното въздействие съгласно концепцията за капацитивно проектиране. Пластичният механизъм на разрушаване от типа “силни колони – слаби греди” предполага образуване на пластични стави в краищата на гредите (дисипативни зони), без пластични деформации във възлите на рамката. По тази причина предварителното изследване е базирано на пластичната носеща способност на огъване на гредите. Резултатите от него показват, че при отказ на колона е вероятно да се формира пълен пластичен механизъм на разрушаване в една от десетте рамки, проектирани с традиционни равноекстни възли (при отношение P/N_{normal} , равно на 0,97). Съответно бе проведена числена симулация на четириетажната рамка, проектирана съгласно ЕС8 като конструкция от клас по дуктилност DC1. Въпреки че отношението P/N_{normal} е по-голямо от 1 за всички осеметажни рамки, проектирани съгласно теорията за контрол на пластичния механизъм (TRMC), бе проведена и числена симулация на осеметажната рамка с клас по дуктилност DC2, за която отношението P/N_{normal} е най-ниско, с оглед валидиране на предварителните резултати за рамките със средна етажност.

Таблица 10.2 Резултати от предварителното изследване на рамки с традиционни възли с вути

Означение на	Етажност	Клас по	N_{normal}	$P_{predicted}$	$P_{predicted}/$
--------------	----------	---------	--------------	-----------------	------------------

конструкция		дуктилност	[kN]	[kN]	N_{normal}
4 St_DC1_MRFs_EC8	Ниска	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	Средна	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

Рамки с възли FREEDAM

Дисипативните зони на рамките, оборудвани с устройства FREEDAM, са концентрирани във възлите греда-колона. С оглед недопускането на повреди в конструктивните елементи, присъединяващи се към възлите FREEDAM, носимоспособността на огъване на последните е така подбрана, че да е възможно най-близка по стойност до изчислителния огъващ момент $M_{f,Ed}$ при челото на колоната за сеизмична изчислителна ситуация. Това е постигнато чрез калибриране на напрегащата сила P_f във високоякостните болтове, използвани за свързване на стоманените плочи и фриktionните подложки на устройствата. Следователно за целите на предварителното изследване носещата способност на огъване на възлите съответства на приплъзването на фриktionните демпфери. При това стойността на граничната вертикална сила P за рамките, оборудвани с устройства FREEDAM, съответства на механизъм с “приплъзване“, формиращ се след приплъзването на рамковите възли. Като следствие, ако конструкцията понася отказа на колона без да се превиши носещата способност на триене на устройствата FREEDAM, то е основателно да се приеме, че тя притежава необходимата здравина. Предварителните резултати, дадени в Таблица 10.3, показват, че за повечето от рамките, оборудвани с иновативни възли, механизъмът на приплъзване се формира преди пълния отказ на колона. Съответно, за оценка на здравината на тези рамки са проведени числени симулации, отчитащи поведението на устройствата след приплъзване.

Таблица 10.3. Резултати от предварителното изследване на рамки с възли FREEDAM

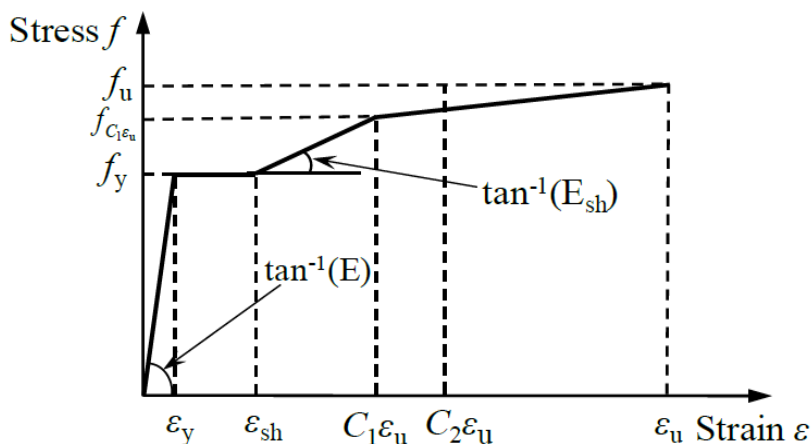
Означение на конструкция	Етажност	Клас по дуктилност	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_MRFs_EC8	Ниска	DC1	484	329	0,68
4 St_DC2_MRFs_EC8		DC2	484	395	0,82
4 St_DC3_MRFs_EC8		DC3	484	349	0,72
4 St_DC2_MRFs_TPMC		DC2	484	318	0,66
4 St_DC3_MRFs_TPMC		DC3	484	318	0,66
8 St_DC1_MRFs_EC8	Средна	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 Числени симулации

Отказът на колона на рамковите конструкции, разположени по периметъра на сградата, е числено симулиран с помощта на софтуера за анализ по метод на крайните елементи FINELG [5], разработен в Университета на Лиеж в сътрудничество с

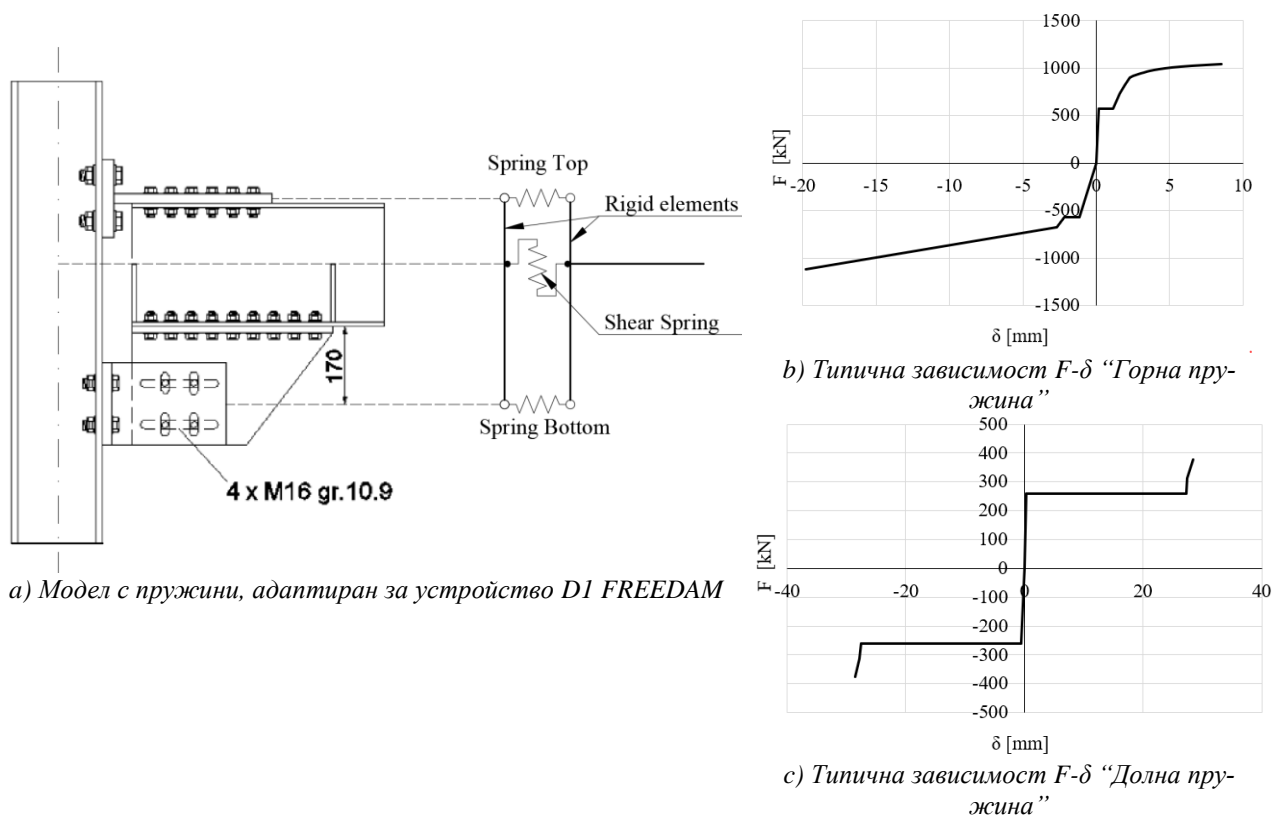
проектантското бюро Greisch. Софтуерът позволява провеждането на различни типове анализ (еластичен, нелинеен статичен/динамичен), като дава възможност за решение на сложни проблеми, включващи геометрична и физична нелинейност.

Числените модели на рамките са триизмерни, като са използвани класически пространствени гредови елементи. Характеристиките на стоманата S355 са въведени чрез нелинейна работна диаграма на материала с площадка на провлачане и клон на уякчаване, както е показано на Фигура 10.7, в съответствие с новия проект на EN 1993-1-14 [6].



Фигура 10.7. Работна диаграма на материала [6]

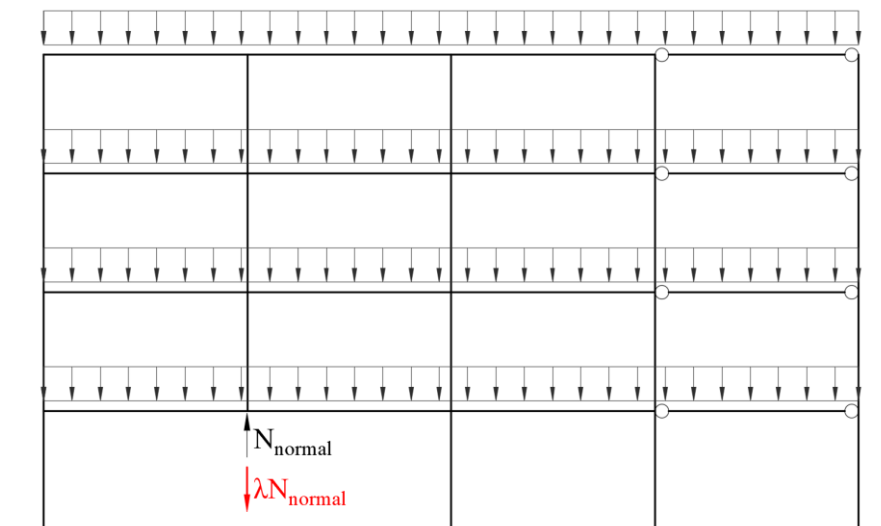
За разлика от рамките с традиционни равноякостни възли, рамките, оборудвани с устройства FREEDAM изискват специално внимание по отношение моделирането на действителното поведение на възела. То е силно изразено нелинейно поради последователното активиране на основните му части с увеличаване на големината на натоварването. Още повече, използването на една ротационна пружина, симулираща поведението на възела, е неподходящо, когато е от ключово значение взаимодействието между огъващ момент и осова сила ($M-N$), какъвто е случаят при отказ на колона. Очаква се рамка, която губи една от колоните си, да започне да развива големи премествания. Това означава, че възлите в краищата на гредите (непосредствено над отказалата колона), подложени първоначално на огъващи моменти, ще бъдат подложени и на нарастваща, а впоследствие - доминираща осова сила в резултат на верижното действие. Решението за отчитане на взаимодействието $M-N$ във възлите е в използването на модел с няколко трансляционни пружини по височина, построен на база компонентния метод, предписан в EN 1993-1-8 [7]. Въпреки това този усъвършенстван модел води до значителни предизвикателства, когато се използва при анализа на рамката. За да се преодолее този недостатък е разработен, и експериментално валидиран, опростен модел с две трансляционни пружини [8]. Възлите FREEDAM са въведени в числените модели като система от две трансляционни пружини с механични характеристики, дефинирани съгласно компонентния метод. Графично представяне на модела с две пружини на D1-устройствата FREEDAM, използвани в рамките, е показано на Фигура 10.8a. На нея горната и долната хоризонтална пружина са еквивалентни трансляционни пружини, симулиращи основните активни части на възела. Вертикалната пружина е въведена, за да се осигури предаването на срязващата сила в края на гредата.



Фигура 10.8. Модел с две пружини, симулиращ възлите FREEDAM

Както бе споменато по-горе, механичните характеристики на двете пружини са оценени на базата на компонентния метод, като са въведени в модела по крайни елементи чрез нелинейни зависимости F - δ , както е показано на Фигура 10.8b-c за случая на устройството D1.

Квазистатичният отказ на колона в рамка от периметъра на сградата е симулиран чрез последователност от товарни състояния, както е показано на Фигура 10.9. За начало колоната, чиито отказ се изследва, е отстранена от модела, като се симулира наличието ѝ чрез вертикална сила N_{normal} , която представлява осовата сила в нея при извънредна изчислителна ситуация. По-нататък се провежда нелинеен статичен анализ, като се прилага вертикална сила, насочена надолу, със стъпково нарастваща стойност $\lambda N_{\text{normal}}$, докато се достигне разрушаването на рамката. Проследяват се вертикалните премествания като функция на приложената сила. Нелинейното реагиране на рамката до нейното разрушаване може да се опише чрез кривата сила – вертикално преместване (F - δ_{vertical}). Може да се приеме, че анализираната рамка е с достатъчна здравина, ако може да се достигне товарен множител λ , равен на 1, преди разрушаването на рамката.

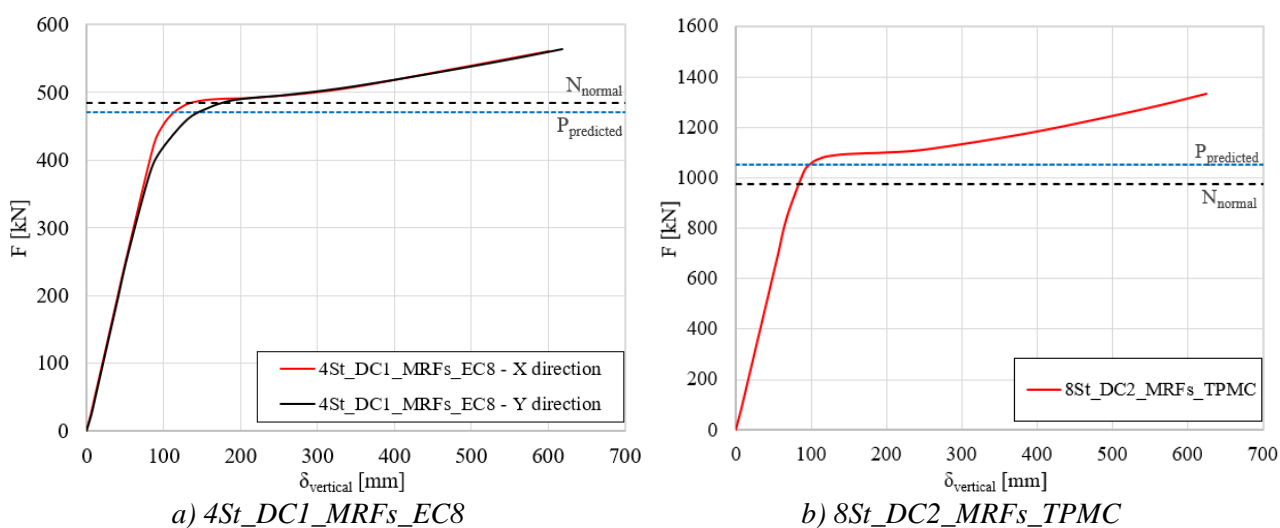


Фигура 10.9. Последователност от товарни състояния, симулиращи отказа на колона

10.2.1.3 Резултати

Рамки с традиционни равноякостни възли

За да се потвърди първоначалното приемане за сходно реагиране на рамките в направления X и Y, отказът на колоната е симулиран за рамките по периметъра на сградата и в двете направления на четириетажната сграда, проектирана съгласно EC8 като конструкция от клас по дуктилност DC1. Зависимостите $F-\delta_{vertical}$ от Фигура 10.10a показват, че рамките в двете направления имат сходно реагиране въпреки разликите в разпределението на натоварването върху периферните греди. Въпреки че формирането на пластичен механизъм се наблюдава при малко по-малка стойност на P в направление Y, не се наблюдават съществени разлики в пластичното реагиране на двата типа рамки, които са с достатъчна здравина, за да понесат отказа на колоната. По тази причина е оправдано да се продължи с числени симулации на рамки само в едното направление. По-долу в подробности ще се разглежда поведението на рамките в направление X.

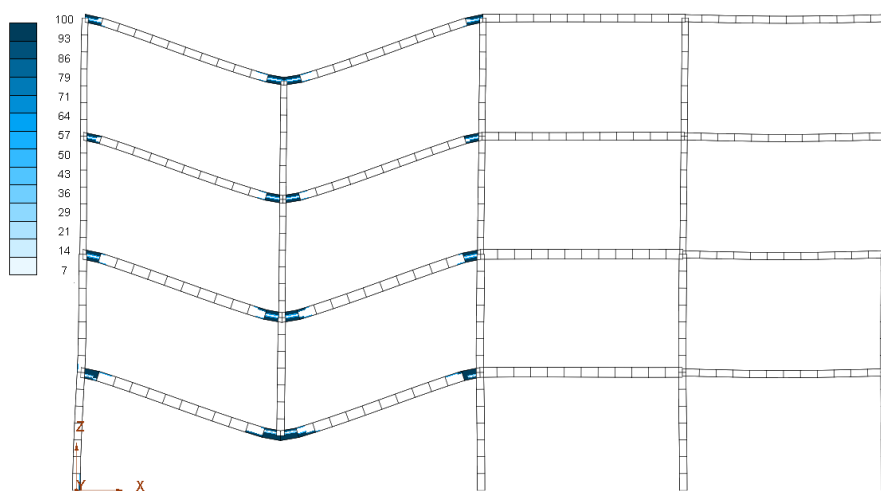


Фигура 10.10. Нелинеен статичен pushdown анализ – рамки с традиционни възли

Фигура 10.10 показва, че получената с предварителното изследване стойност $P_{predicted}$ (вж. Таблица 10.2) е много близка до получената от числената симулация за рамките в двете направления. Това доказва валидността на резултатите от предварителното

изследване. Както четириетажните, така и осеметажните рамки с традиционни възли имат достатъчна здравина, за да понесат отказа на колона. Пластичният механизъм в гредите над отказалата колона се формира за стойности на действащата надолу вертикална сила, близки до N_{normal} . Двете анализирани рамки обаче притежават значителен резерв от носеща способност след провлачане, като разрушаването им настъпва, когато се достигне граничната носеща способност на пластичните стави, формирани в краищата на гредите, както е показано на Фигура 10.11.

Базирайки се на сходството между резултатите от предварителното проучване и числените симулации, коментирани по-горе, може да се направи извод, че рамките с традиционни възли с вути, за които не са извършени числени симулации, ще работят в еластичен стадий след отказа на колона. Това предположение се подкрепя от стойностите на отношението P/N_{normal} , получени от предварителното изследване, които са значително по-големи от 1.



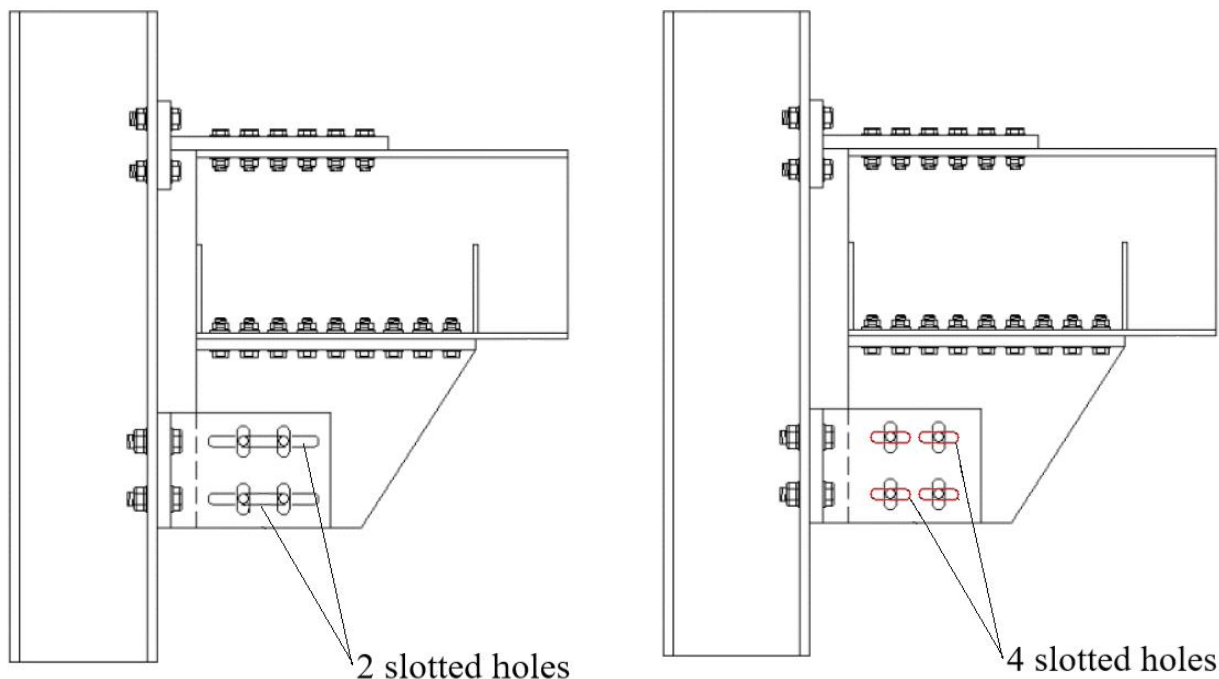
Фигура 10.11. Пластични зони (в синьо), формирани в краищата на гредите от DAP в четириетажната рамка

Рамки с възли FREEDAM

Характерна особеност на числения модел на рамки с възли FREEDAM е прилагането на описания по-горе модел с две пружини. Носимоспособността на триене на възлите е калибрирана чрез оразмеряването за сеизмични въздействия в Глава 9 за изчислителните огъващи моменти от сеизмична комбинация, определени при челото на колоните. В резултат, приетото решение се характеризира с вариация на носимоспособността на триене на различните нива, което е отразено в числения модел чрез характеристиките на пружините, моделиращи поведението на възела.

На Фигура 10.12 с непрекъснатата линия е изобразено поведението на четириетажни рамки с възли FREEDAM при отказ на колона. Лесно се забелязва, че всички те не притежават необходимата здравина, за да понесат премахването на конкретната колона, тъй като непрекъснатите линии, чрез които е представено реагирането им, прекъсват преди достигане на N_{normal} . При първоначално приетата конфигурация на дисипативните устройства скоро след приплъзване във фрикционните съединения и изчерпване на хода на овалните отвори се достига до крехка форма на разрушение. Тя е следствие от факта, че при достигане на лимита на овалните отвори, само два болта M16 поемат срязващата сила, а тяхната носимоспособност на срязване е много по-ниска от носимоспособността на смачкване на плочите, с които контактуват. Така разрушението се провокира от срязване на болтовете, което води до значителна редукция на дуктилността на системата след приплъзване във фрикционните устройства.

За да се преодолее този проблем, е ревизирана първоначално приетата конфигурация на фрикционните демпфери (Фигура 10.12a). Като лесно и икономично решение е прието дългият овален отвор, предвиден за монтаж на два болта M16 (устройство D1), да се замени с два по-къси овални отвора – за всеки от болтовете (Фигура 10.12b). При тази мярка не се променя носимоспособността на триене на възлите, но се подобрява поведението им след приплъзване и изчерпване на хода на овалните отвори, тъй като и четирите болта M16 контактуват с плочите и работят на срязване.



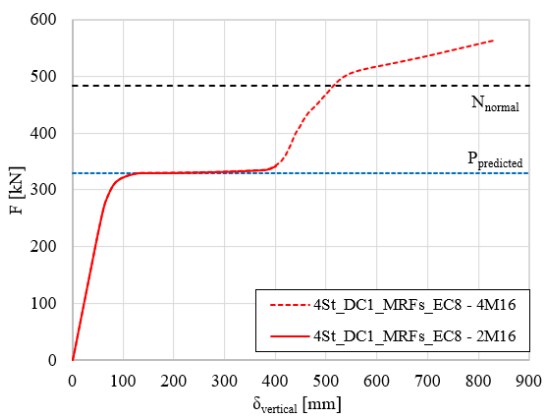
a) Първоначална конфигурация с 2 овални отвора

b) Предложено подобро решение

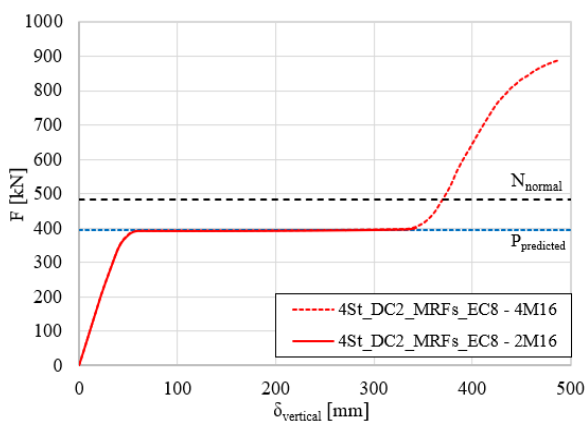
Фигура 10.12. Конфигурация на възлите FREEDAM

Реагирането на рамките с така модифицираните FREEDAM устройства е представено чрез прекъснатата червена линия на Фигура 10.13. При сравнение се вижда, че здравината на рамките се повишава драстично при преминаване от 2M16 към 4M16, работещи на срязване след приплъзване.

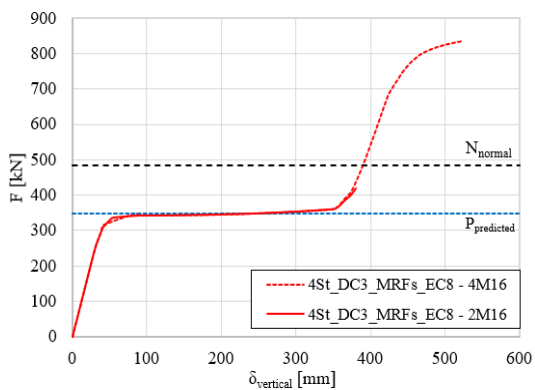
При 4-етажната рамка, оразмерена съгласно EC8 за клас на дуктилност DC1 (Фигура 10.13a), колапсът е резултат от прекомерни пластични деформации в гредите на първо ниво. Пластичните стави се получават в гредите до възлите FREEDAM в резултат на значително по-ниската пластична носимоспособност на огъване на гредите в сравнение с тази на възлите, (с включена работа на срязване след приплъзване на фрикционните съединения). При останалите рамки колапсът е резултат от достигане на носимоспособността на срязване на болтовете, като при някои от рамките се наблюдават пластични деформации и в гредите.



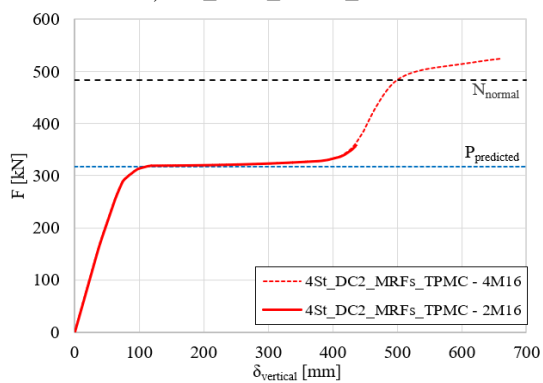
a) 4St_DC1_MRFs_EC8



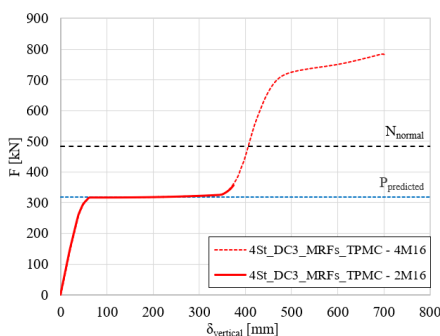
b) 4St_DC2_MRFs_EC8



a) 4St_DC3_MRFs_EC8

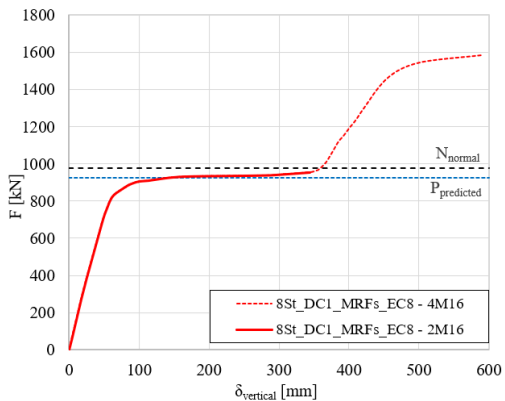


b) 4St_DC2_MRFs_TPMC

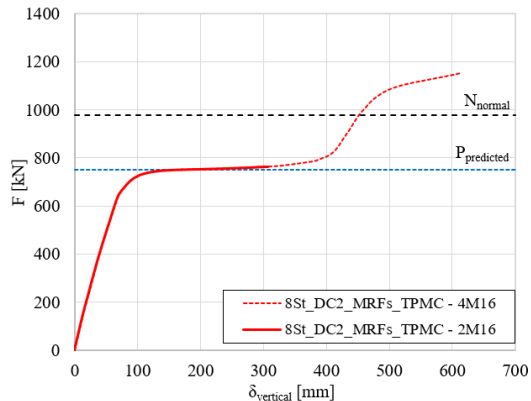


c) 4St_DC3_MRFs_TPMC

Фигура 10.13. Резултати от нелинеен pushdown анализ на 4-етажни рамки с възли FREEDAM



a) 8St_DC1_MRFs_EC8



b) 8St_DC2_MRFs_TPMC

Фигура 10.14. Резултати от нелинеен pushdown анализ на 8-етажни рамки с възли FREEDAM

Подобни наблюдения могат да се направят и за реирането на 8-етажните рамки, които са представени на Фигура 10.14. При първоначалната конфигурация на фрикционните съединения в двете „критични“ рамки, (определени като такива при предварителните изчисления), те не показват достатъчна здравина за да понесат отказа на колона. Но след прилагане на подобреното решение на съединението, при което след приплъзване и изчерпване на хода на овалните отвори и четирите болта М16 поемат сръзващата сила, здравината на рамките значително нараства. Колапсът на рамката отново се провокира от сръзване на болтовете, но с развитие на значителни пластични деформации в гредите.

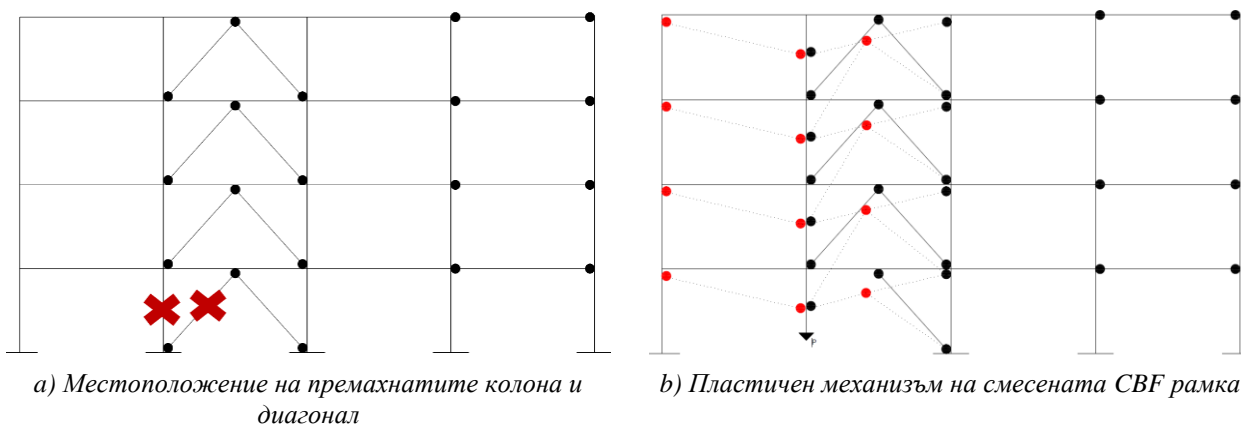
10.2.2 Дуални рамки с центрично включени диагонали (D-CBFs)

10.2.2.1 Предварителни проучвания

За случая на дуални CBF системи е изследван сценарий с отказ на втората колона на първо ниво от рамката и с отказ на съседния диагонал от вертикалната връзката (Фигура 10.15а). И тук, както и при рамките, са проведени предварителни анализи, при които осовото усилие (N_{normal}) от вертикалните товари в премахваната колона се сравнява с активираната вертикалната сила при пластичен механизъм, резултат от липсващия конструктивен елемент (P на Фигура 10.15b). Когато $P > N_{normal}$, не се достига до пластичен механизъм, и обратно, когато $P < N_{normal}$, се получава пластичен маханизъм поради премахването на колоната. Случаите при които се наблюдава втория сценарий са изследвани допълнително със SAP 2000.

Важно е да се отбележи, че в рамките с възли с вута P е получена при залагане на пластичните стави в диагоналите на връзките и в краищата на гредите, докато при рамките с възли FREEDAM пластичните стави са моделирани във FREEDAM съединенията до рамковите възли и при FREEDAM съединенията на диагоналите.

На базата на тези предварителни модели са избрани четири рамки с възли с вута и осем рамки с FREEDAM възли за по-нататъшни изследвания на здравината на конструкцията (Таблица 10.4 и Таблица 10.5).



Фигура 10.15. Анализи на здравината на CBF дуални системи

Таблица 10.4. Резултати от предварителните изследвания на D-CBF с традиционни рамкови възли

Означение на конструкцията	Височина	Клас на дуктилност	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Ниска	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	Средна	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

Таблица 10.5. Резултати от предварителните изследвания на D-CBF с FREEDAM рамкови възли

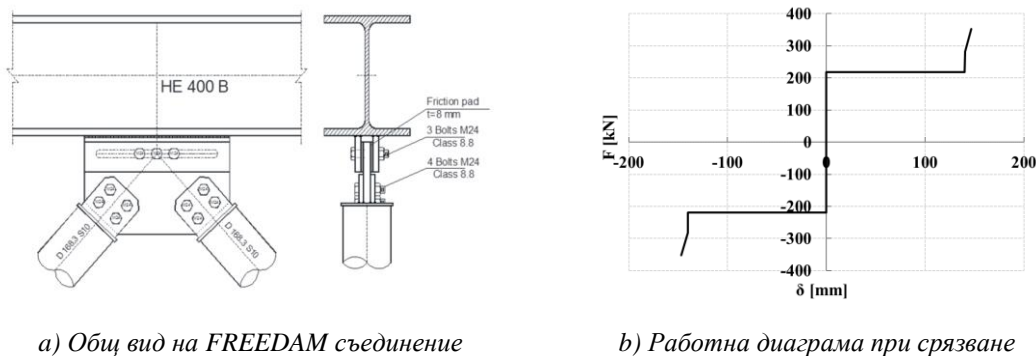
Означение на конструкцията	Височина	Клас на дуктилност	N_{normal} [kN]	$P_{predicted}$ [kN]	$P_{predicted}/N_{normal}$
4 St_DC1_D-CBFs_EC8	Ниска	DC1	473	982	2.17
4 St_DC2_D-CBFs_EC8		DC2	473	522	1.20
4 St_DC3_D-CBFs_EC8		DC3	473	770	1.72
4 St_DC2_D-CBFs_TPMC		DC2	473	376	0.88
4 St_DC3_D-CBFs_TPMC		DC3	473	385	0.79
8 St_DC1_D-CBFs_EC8	Средна	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 Моделиране на зоната на съединението

Както бе показано по-горе, възлите са ключови елементи, влияещи върху здравината на цялата стоманена конструкция. Затова, освен в случаите на корави и равноекстни възли, при моделиране за изследване на здравината на конструкцията, поведението на възлите трябва да се представи коректно.

При изследваните случаи, поведението на рамковите възли с FREEDAM съединения е представено чрез модел с две пружини.

В модела двете успоредни пружини са свързани с корави елементи с дължина съответстваща на разстоянието между центровете на опънатия пояс на гредата и натисковата зона, т.е. равна на рамото z от методиката в EN 1993 1-8 [7], показано на Фигура 10.8a. Зависимостите „сила-преместване“, характеризиращи поведението на пружините, отчитат като цяло реагирането на възлите FREEDAM както преди, така и след приплъзване [9] (Фигура 10.8b-c). Носимоспособностите на триене на съединенията са в съответствие с изискваните стойности, определени чрез сеизмичен анализ за всяка отделна рамка и ниво.



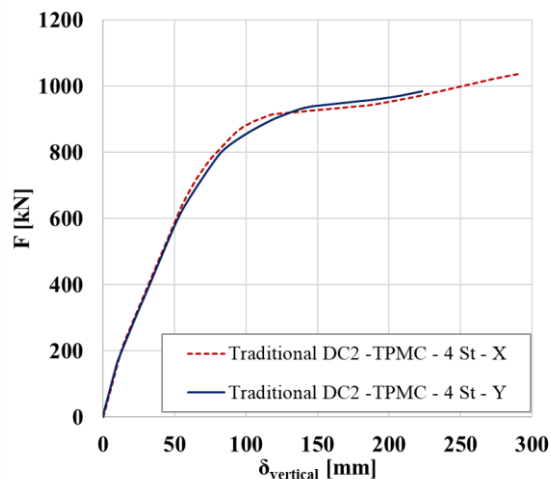
Фигура 10.16. Съединения на диагоналите от връзките

И тук са взети предвид двете конфигурации на овалните отвори във фриktionните съединения, показани на Фигура 10.12 с два дълги овални отвори с по два болта и с четири по-къси овални отвори с един болт. Както и при рамковите системи, втората конфигурация води до значително увеличаване на здравината на дуалните системи, което е онагледено по-долу.

В моделите на рамки с центрично включени диагонали (CBF рамки), поведението на работещите на срязване FREEDAM съединения, разположени в пресечната точка на диагоналите, е представено чрез работната зависимост „срязваща сила - приплъзване“ на пружината (Фигура 10.16).

10.2.2.3 Резултати

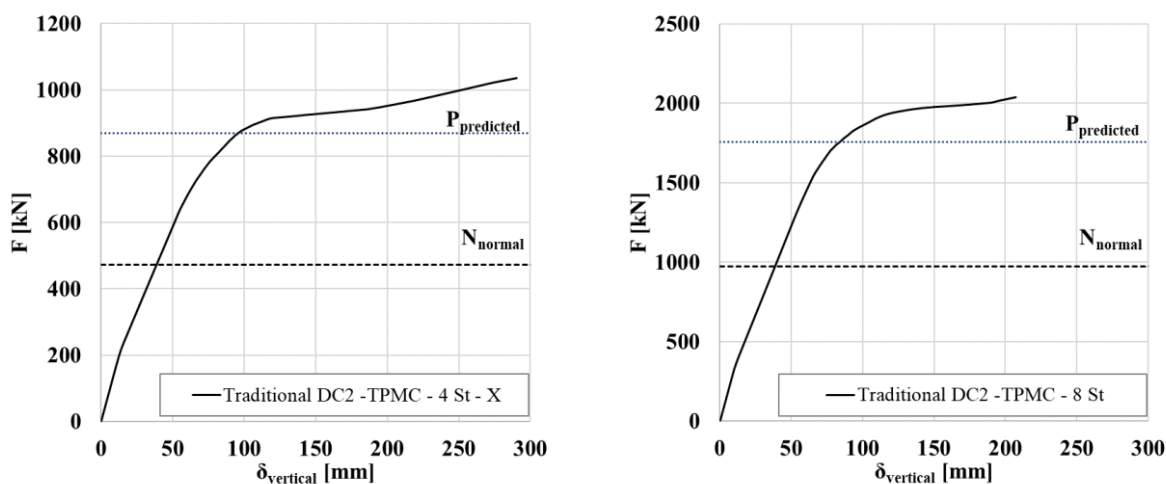
В тази точка са изведени основните резултати от изследванията за отказ на колона в дуални рамки с центрично включени диагонали. Предварителната оценка на здравината е извършена, за да се определи дали различните схеми на натоварване в X и Y направление на сградата дават значителна разлика в поведението на рамките. За това изследване е използвана рамка с традиционни възли. Зависимостта сила-вертикална деформация за изследваната конструкция при натоварване по направления X и Y е изведена на Фигура 10.17. Наблюдава се почти еднакво поведение, а минималните разлики в кривите са свързани с факта, че гредите започват да пластифицират първо по направление Y, поради по-големите сили, които действат на гредите в това направление, сравнено с направлението X при една и съща деформация. При рамките с възли FREEDAM се наблюдава подобно поведение. Поради това може да се направи заключение, че извършването на анализ само за направление X е достатъчно, за да се оцени здравината на рамките.



Фигура 10.17. Pushdown анализ – влияние на натоварването

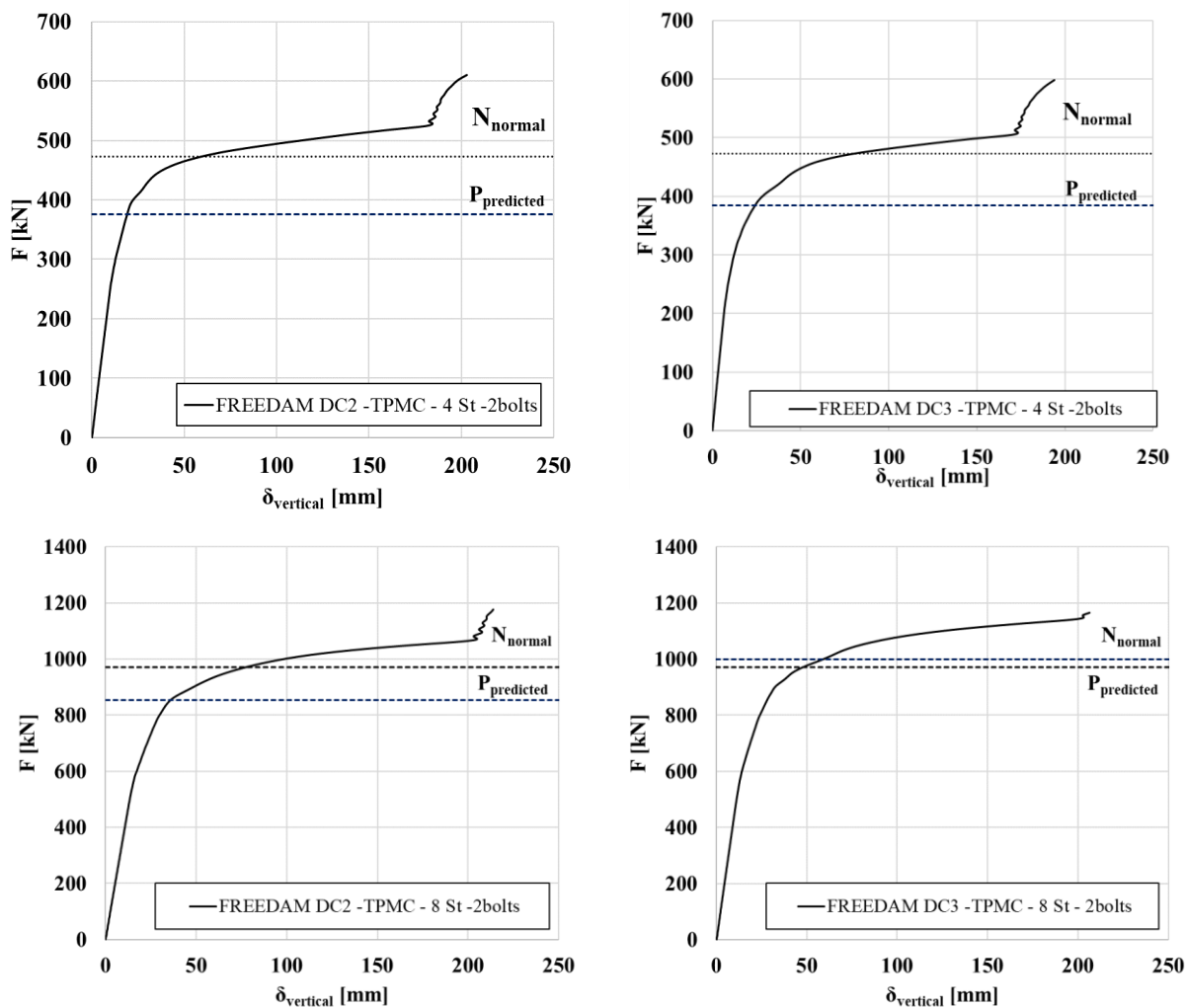
На следващите графики (Фигура 10.18 и Фигура 10.19) е показана зависимостта сила-вертиално преместване за всеки от изследваните случаи при първоначалната конфигурация на възлите (с два овални отвора). Може да се каже, че всички конструкции устояват на отказ на колона, т.е. тяхната гранична носимоспособност е по-голяма от осовата сила в премахнатата колона (N_{normal}). Очакваната сила при формиране на пластичен механизъм в конструкцията ($P_{predicted}$) кореспондира добре с получената сила от числените симулации. Около тази стойност на силата кривите показват начало на пластично реагиране, което се дължи на пластифициране в краищата на гредите на рамките с традиционни възли, и на изчерпване на носимоспособността на триене в рамките с възли FREEDAM.

При рамките с традиционни възли численият анализ се преустановява, когато пластичните стави в краищата на гредите достигнат тяхната гранична носимоспособност или завъртане, или когато пластичните стави започнат да се развиват в части от конструкцията, непряко засегнати от симулирания отказ на елемент, т.е. не са непосредствено над липсващия елемент. Сравнявайки изследваните случаи, може да се види, че поведението им е много сходно; основната разлика е, че осеметажните конструкции демонстрират по-ниска дуктилност поради по-ранно формиране на пластични стави в непряко засегнати части от конструкцията.



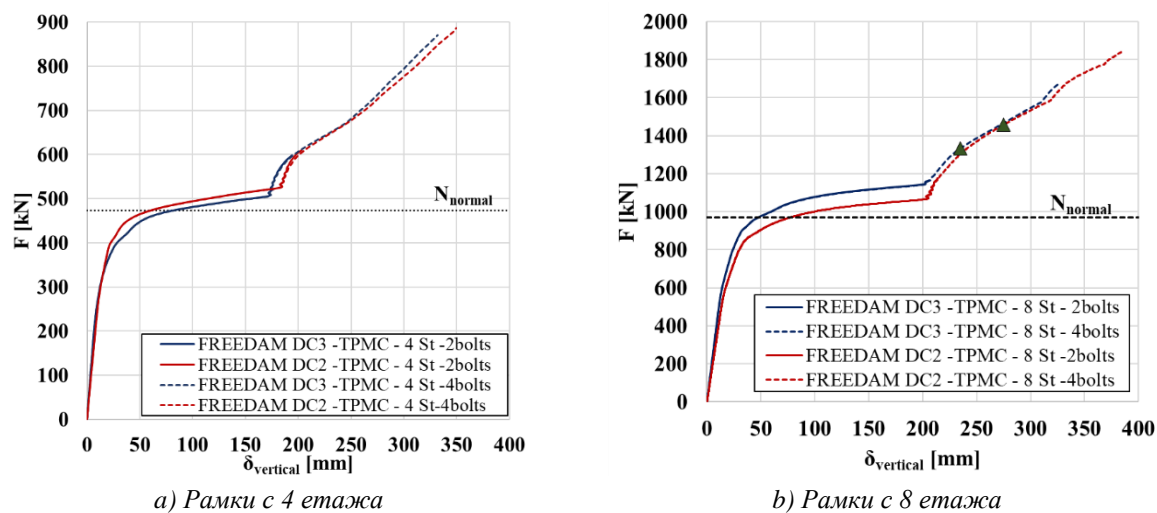
Фигура 10.18. Pushdown анализ – Рамки с традиционни възли

За конструкциите с възли FREEDAM могат да бъдат направени същите изводи. Всички конструкции демонстрират сходно поведение, а малки разлики идват от различната настройка на носимоспособността на триене на възлите греда-колона и съединенията на срязване. Сравнявайки влиянието на височината на конструкцията, тук могат да бъдат направени същите заключения, както при конструкциите с традиционни възли, а именно - дуктилността на рамките леко намалява с нарастване на височината, като разрушението тук се изразява в изчерпване на носимоспособността на срязване на болтовете от фриktionното устройство.

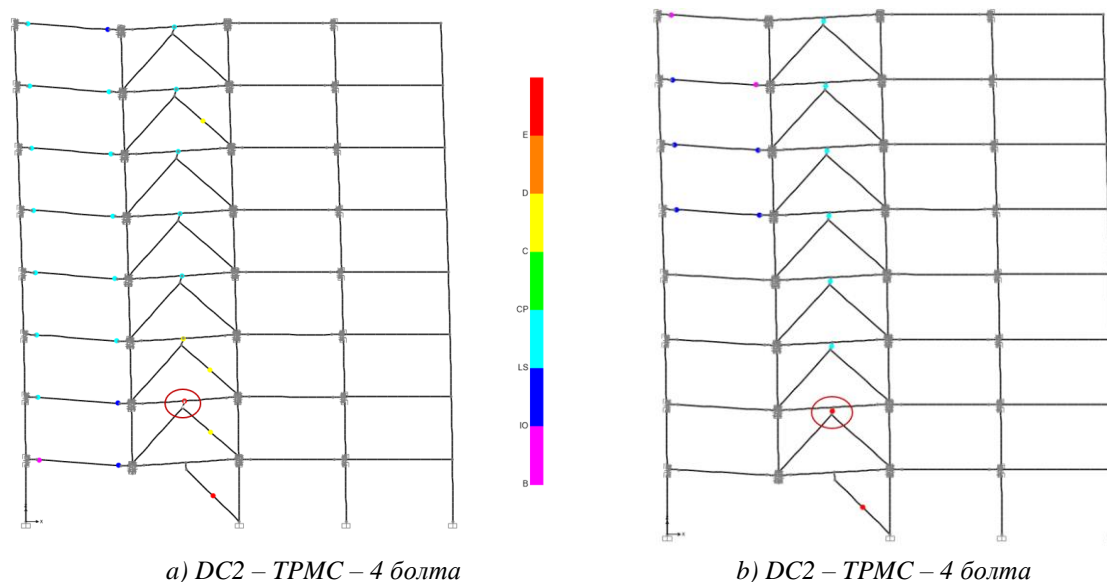


Фигура 10.19. Pushdown анализ – Рамки с възли FREEDAM

Накрая, следващите графики (Фигура 10.20) показват влиянието на конфигурацията на овалните отвори върху конструктивната здравина. Ясно се вижда, че приемането на четири овални отвора вместо два значително подобрява поведението по отношение носимоспособността след приплъзване и дуктилността, благодарение на активирането на повече болтове на фрикционния демпфер в края на фазата на приплъзване. При осеметажните конструкции с препоръчаната конфигурация на овалните отвори се проявява известно пластифициране в гредите в междуосието без диагонали след приплъзване на възлите (триъгълниците на Фиг. 10.20). Формата на разрушение за тези случаи обаче е свързана с разрушение на болтовете от срязване във възела, разположен в пресечната точка на диагоналите на втория етаж. (Фиг.10.21). Трябва да се отбележи, че пластичните стави в гредата могат лесно да се избегнат, ако остатъчната носимоспособност на възлите след приплъзване се вземе предвид при оразмеряване на гредата.



Фигура 10.20. Влияние на конфигурацията на овалните отвори



Фигура 10.21. Осеметажни конструкции с възли FREEDAM – пластични стави и разрушение на възли.

10.3 ИЗВОДИ

Тази глава разглежда оценката на здравината както на рамки с корави възли, така и на дуални системи с центрично включени диагонали. Извършени са статични анализи за случаи на внезапен отказ на елементи от външните рамки на първия етаж. Като първа стъпка е проведен предварителен анализ, който да идентифицира конструкциите, които в случаите на внезапен отказ на елемент е най-вероятно да развият пластичен механизъм на разрушаване. След това, като втора стъпка, за така определените „критични“ конструкции са проведени числени симулации. За всеки тип конструкции са проведени симулации, както с традиционни възли, така и с възли FREEDAM, при височини на конструкцията от 4 или 8 етажа. В резултат могат да бъдат направени следните изводи:

- Здравината на рамките с корави възли (MRFs) с традиционни равноекстни възли, проектирани да поемат сеизмичното въздействие, е оценена посредством нелинеен статичен анализ за случай на внезапен отказ на колона. Резултатите от числените

симулации показват, че всички изследвани рамки притежават достатъчна здравина, за да понесат такъв отказ.

- Рамките с корави възли (MRFs), конструирани с възли FREEDAM се оказват с недостатъчна здравина, за да понесат отказ на колона. Липсата на остатъчна носимоспособност се обяснява с настъпване на крехко разрушение вследствие скъсване на болтовете в устройствата от срязване. Настоящото изследване дава удобно и икономически ефективно решение за преодоляване на този проблем. Предложението е за замяна на двата дълги овални отвора във фриktionното устройство с четири покъси така, че в края на фазата на приплъзване да се активират на срязване всички тези четири болта, вместо предишните два. Числените симулации показват ефективността на тази проста мярка – здравината на всички изследвани рамки, оборудвани с модифицираните устройства, е подобрена значително до толкова, че всички те устояват на внезапния отказ на колона, при това с ограничени пластични деформации.
- Всички дуални рамки с центрично включени диагонали и традиционни възли, независимо от типологията, устояват в случай на внезапен отказ на колона и дори имат остатъчна носимоспособност и дуктилност. Това обаче е в резултат на развитие на пластични зони в краищата на гредите и в диагоналите на връзката.
- Всички дуални рамки с центрично включени диагонали и възли FREEDAM устояват в случай на внезапен отказ на колона благодарение на приплъзването в устройствата и по този начин всички останали елементи работят в еластичен стадий. По отношение на остатъчната носимоспособност и дуктилност на тези рамки, те зависят основно от конфигурацията на овалните отвори на демпферното устройство. Модифицираното устройство с четири къси овални отвора осигурява на рамките носимоспособност и дуктилност близка до тази на рамките с традиционни възли.

10.4 ЛИТЕРАТУРА

- [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. Nistri, 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
EKS



EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com