Изследователски фонд за въглища и стомана (RFCS)
Проект INNOSEIS – RFCS-02-2015

Иновативни противоземетръсни устройства и системи

2017

Под общата редакция на
Йоанис Вайас

ECCS
CECM
E K S

Иновативни противоземетръсни устройства и системи

Първо издание, 2017

Издател:
ECCS – European Convention for Constructional Steelwork
publications@steelconstruct.com
www.steelconstruct.com

All rights reserved. No parts of this publication may be reproduced, stored in a retrieval sys-tem, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, re-cording or otherwise, without the prior permission of the copyright owner

ECCS assumes no liability regarding the use for any application of the material and information contained in this publication.
ECCS не носи отговорност за използването на материала и информацията в тази публикация.

Copyright © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

Printed in Sersilito, Empresa Gгafica Lda.

Legal deposit

ПРЕДГОВОР

Земетресения се случват на земята откакто богинята Атина погребала победения от нея гигант Енцелад в планината Етна в Сицилия по време на титаничната битка между олимпийските богове и гигантите, известна в гръцката митология като „гигантомахия“. По-съвременните изследвания сочат, че наред с вулканичните изригвания, случващи се когато Енцелад изпита дискомфорт в дълбините на Етна, за сеизмичната активност има и други причини, например тектоничните процеси в земната кора. Измежду всички природни бедствия, земетресенията са тези, които причиняват едновременно най-много жертви и най-големи материални щети. Независимо, че самите земетресения не могат да бъдат предотвратени, могат да бъдат минимизирани катастрофалните последици от тях, стига да се прилагат и следват правилни концепции.

Като следствие от възникнала в международен план необходимост, в Европа бяха проведени интензивни изследвания върху строителни конструкции, предназначени да поемат сеизмични въздействия. В рамките на национални и европейски научноизследователски проекти бяха разработени редица иновативни системи, основани на пасивна дисипация на енергия. При тях дисипативните части, в които се локализират повредите, обикновено са с малки размери и лесно демонтируеми, което облекчава тяхната подмяна след силни земетресения. За съжаление тези системи все още не са получили подобаващ дял от строителния пазар, тъй като в Еврокодовете липсват указания за тяхното проектиране и само малък брой проектанти се чувстват достатъчно уверени да ги прилагат. Проект INNOSEIS, финансиран от Изследователския фонд за въглища и стомана (RFCS), с участието на 11 партньори си поставя задачата да попълни тази празнота. Целта на проекта от една страна е да разпространи информация за 12 иновативни системи, за да се подпомогне тяхното по-широко прилагане в конструктивната практика, и от друга – да предложи един модел за формално промотиране на всяка нова противоземетръсна система до ниво на кодифициран статут посредством стандартизирана методика, основана на отчитане на реалното поведение, която позволява надеждно определяне на адекватен коефициент на поведение, при доказано ограничен в приемливи граници риск.

Под формата на информационни брошури книгата представя 12 иновативни системи, три от които след удовлетворяване на съответните изисквания са придобили статут на противоземетръсни устройства по

смисъла на европейския стандарт EN 15129. Информационните брошури включват описание на системите, експериментални изследвания, правила за проектиране, моделиране и анализ, и указания за тяхното прилагане. Разглежданите системи са: дисипативни съединения, различни дисипативни елементи, дисипативни съединения за греди, заменяеми къси сеизмични свързващи елементи и стоманени тънкостенни диафрагми, модифицирани диагонали, самоцентриращи се устройства, както и два вида стоманени хистерезисни устройства: триъгълни и сърповидни.

Наред с настоящото издание, в рамките на проекта са разработени и други допълващи документи, като ръководства за проектиране и брошури с решени примери, създадена е и процедура за определяне на адекватен коефициент на поведение, организирани са и работни семинари за разпространяване и популяризиране на изготвените материали. Повече информация за проекта, участниците в него и извършените дейности са представени на сайта http://innoseis.ntua.gr. Материалите, включени в книгата, са изготвени съвместно от всички участници в проекта. Редактор на изданието е координаторът на проекта и лидер на съответния работен пакет проф. Йоаннис Ваиас от NTUA, Атина, Гърция. Участници и партньори в проект INNOSEIS са:

National Technical University of Athens (*координатор*)	Гърция
Politehnica University of Timişoara	Румъния
Politecnico di Milano	Италия
Universitá di Napoli „Federico II“	Италия
Universitá di Pisa	Италия
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Германия
Instituto Superior Tecnico Lisboa	Португалия
Университет по архитектура, строителство и геодезия, София	България
Universiteit Hasselt	Белгия
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Германия
ECCS – European Convention for Constructional Steelwork	Белгия

ПРЕДГОВОР КЪМ ИЗДАНИЕТО НА БЪЛГАРСКИ ЕЗИК

Една от основните цели на проекта INNOSEIS, финансиран от Изследователския фонд за въглища и стомана (RFCS) към Европейската комисия, е разпространяването на знания, свързани с иновативни противоземетръсни устройства и системи. В изпълнение на тази цел настоящата книга, написана с участието на единадесетте партньора в проекта, е издадена от Европейската конвенция за стоманени конструкции (ECCS) на английски език и е преведена на седем европейски езика: български, гръцки, италиански, немски, португалски, румънски и френски. Българското издание е преведено и подготвено от колектив в състав: Цветан Георгиев, Николай Рангелов, Станислав Райков, Георги Радославов, Чавдар Пенелов, Димо Желев и Лора Райчева. Както всеки превод, така и този вероятно не е съвършен и е възможно да има различия от първоначалния замисъл на авторите или известна интерпретация от страна на превеждащите. По тази причина в превода са използвани бележки под черта, които да дават допълнителни пояснения или да насочват читателя към спорни места в текста.

Българското издание си поставя и друга амбициозна задача. Тъй като съдържанието на книгата е свързано с иновативни противоземетръсни устройства и системи и е основано на множество научни изследвания, проведени в годините от партньорите в проекта INNOSEIS, то това съдържание застъпва проблематика, която излиза извън обхвата на стандарта БДС EN 1998 и утвърдената терминология в него. Боравенето с подобна проблематика предполага и подбор на подходящи термини, отнасящи се до проектиране основано на реално поведение (performance based design), специфични термини, свързани с нови методи за нелинеен анализ и други. Именно в тази посока авторите на българския превод са се постарали да поставят една добра основа, която да послужи като подобаваща отправна точка за развитието на научния език и терминологията при издаването на следващото поколение Еврокодове на български език.

Цветан Георгиев,

УАСГ, София, 2017

АВТОРИ

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS (NTUA)
Institute of Steel Structures
EL-15780 Атина, Гърция
Глави 1 и **4**
Автори: Ioannis Vayas, Pavlos Thanopoulos, Panagiotis Tsarpalis, Danai Dimakogianni

HASSELT UNIVERSITY
Construction Engineering Research Group
Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek, Хаселт, Белгия
Глава 2
Автори: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH)
Institute of Steel Construction
52074 Аахен, Германия
Глава 3
Автори: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI)
Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering
Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Милано, Италия
Глава 5
Автори: Carlo Andrea Castiglioni, Amin Alavi, Giovanni Brambilla

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO (IST)
Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources
Av. Rovisco Pais, 1049-001 Лисабон, Португалия
Глава 6
Автори: Luís Calado, Jorge M. Proença, João Sio

POLITEHNICA UNIVERSITY OF TIMISOARA (UPT)
Steel Structures and Structural Mechanics department
Ioan Curea Street, no.1, Тимишоара, Румъния
Глави 7 и **8**
Автори на глава 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina
Автори на глава 8: Calin Neagu, Florea Dinu, Dan Dubina

УНИВЕРСИТЕТ ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ (УАСГ)
Катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“
бул. Христо Смирненски 1, 1046 София, България
Глава 9
Автори: Цветан Георгиев, Лора Райчева, Димо Желев, Николай Рангелов

UNIVERSITY OF PISA (UNIPI)
Department of Civil and Industrial Engineering
56122 Пиза, Италия
Глава 10
Автори: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE)
Frankfurter Ring 193
80807 Мюнхен, Германия
Глави 11 и **12**
Автор на глава 11: Christiane Butz
Автори на глава 12 : Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

СЪДЪРЖАНИЕ

ПРЕДГОВОР I

АВТОРИ IV

СЪДЪРЖАНИЕ VI

1 INERD БОЛТОВИ СТАВИ 1

1.1 ВЪВЕДЕНИЕ 1
1.2 ОПИСАНИЕ НА INERD БОЛТОВА СТАВА 1
1.3 ОПРОСТЕНИ ГРАНИЧНИ МОДЕЛИ 4
1.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА INERD БОЛТОВИ СТАВИ 6
1.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 13
1.6 ИЗСЛЕДВАНИЯ НА РАВНИННИ РАМКИ ОТ СГРАДИ 23
1.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 34
1.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 36
1.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА 36
1.10 ЛИТЕРАТУРА 37

2 INERD U-СЪЕДИНЕНИЯ 39

2.1 ВЪВЕДЕНИЕ 39
2.2 ОПИСАНИЕ НА U-СЪЕДИНЕНИЕТО 39
2.3 МОДЕЛИ ЗА ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ 41
2.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА U-СЪЕДИНЕНИЯ 41
2.5 ПРОЕКТИРАНЕ НА РАМКА ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ 43
2.6 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 49
2.7 ЛИТЕРАТУРА 49

3 FUSEIS ГРЕДОВИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ 52

3.1 ВЪВЕДЕНИЕ 52
3.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS С ГРЕДОВИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ 52
3.3 МОДЕЛИ ЗА ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ 55
3.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ ВЪРХУ СИСТЕМАТА *FUSEIS* С ГРЕДОВИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ 56
3.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 66
3.6 АНАЛИЗ И ПРОЕКТИРАНЕ ПРИ РАВНИННИ РАМКИ 73
3.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 88
3.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 90
3.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ 90
3.10 ЛИТЕРАТУРА 90

4 FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ 92

4.1 ВЪВЕДЕНИЕ 92
4.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ 92
4.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ 95
4.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ ССЕ 97

4.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 105
4.6 ПРОЕКТИРАНЕ И АНАЛИЗ НА РАВНИННА FUSEIS РАМКА 115
4.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 135
4.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 136
4.9 ПУБЛИКАЦИИ 136
4.10 ЛИТЕРАТУРА 136

5 FUSEIS БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 138

5.1 ВЪВЕДЕНИЕ 138
5.2 ОПИСАНИЕ НА FUSEIS БОЛТОВИТЕ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 138
5.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ 140
5.4 ТЕОРЕТИЧНИ МОДЕЛИ 149
5.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 151
5.6 ПРОЕКТИРАНЕ НА РАВНИННИ РАМКИ 161
5.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 175
5.8 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 176
5.9 ПУБЛИКАЦИИ 176
5.10 ЛИТЕРАТУРА 176

6 FUSEIS ЗАВАРЕНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 178

6.1 ВЪВЕДЕНИЕ 178
6.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS ЗАВАРЕНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 179
6.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ЗАВАРЕНИТЕ FUSEIS СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 181
6.4 ЧИСЛЕНО МОДЕЛИРАНЕ НА ЗАВАРЕНИТЕ FUSEIS СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ 190
6.5 УКАЗАНИЯ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 191
6.6 ПРОСТРАНСТВЕН 3D АНАЛИЗ 201
6.7 ЗАКЛЮЧИТЕЛНИ БЕЛЕЖКИ 216
6.8 ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА 217
6.9 ПРИЛОЖЕНИЕ А 219

7 DUAREM ЗАМЕНЯЕМ СЕИЗМИЧЕН СВЪРЗВАЩ ЕЛЕМЕНТ С БОЛТОВО СЪЕДИНЕНИЕ 220

7.1 ВЪВЕДЕНИЕ 220
7.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА СЪС ЗАМЕНЯЕМИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ С БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ 220
7.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СИСТЕМИ СЪС ЗАМЕНЯЕМИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ С БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ 223
7.4 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 230
7.5 АНАЛИЗ НА 2D РАМКИ 238
7.6 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 256
7.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 257
7.8 ПУБЛИКАЦИИ 258
7.9 БИБЛИОГРАФСКА СПРАВКА 258

8 ЗАМЕНЯЕМИ ТЪНКОСТЕННИ ДИАФРАГМИ 260

8.1 ВЪВЕДЕНИЕ 260

8.2 ОПИСАНИЕ НА ЗАМЕНЯЕМИТЕ ТЪНКОСТЕННИ ДИАФРАГМИ 260
8.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СТЕННИ ДИАФРАГМИ 264
8.4 ПРАВИЛА ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ 272
8.5 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА 282
8.6 ЗАКЛЮЧЕНИЯ 295
8.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 296
8.8 ПУБЛИКАЦИИ 296
8.9 БИБЛИОГРАФСКА СПРАВКА 296

9 РАМКИ С ЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ МОДИФИЦИРАНИ ДИАГОНАЛИ (CBF-MB) 298

9.1 ВЪВЕДЕНИЕ 298
9.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА CBF-MB 299
9.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ 302
9.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ 304
9.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 314
9.6 АНАЛИЗ И ПРОЕКТИРАНЕ НА РАВНИННА РЦВД 325
9.7 ЗАКЛЮЧЕНИЯ 344
9.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 345
9.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ 345
9.10 ЛИТЕРАТУРА 345

10 СТОМАНЕНО САМОЦЕНТРИРАЩО УСТРОЙСТВО 347

10.1 ВЪВЕДЕНИЕ 347
10.2 СТОМАНЕНО САМОЦЕНТРИРАЩО УСТРОЙСТВО (SSCD) 351
10.3 МЕХАНИЧЕН МОДЕЛ И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА SSCD 355
10.4 ПРИЛОЖЕНИЕ НА СИСТЕМАТА ЗА ТЪРГОВСКА (ОБЩЕСТВЕНА) СГРАДА, ПРИМЕР 366
10.5 ЗАКЛЮЧЕНИЯ 386
10.6 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 388
10.7 ПУБЛИКАЦИИ 388
10.8 ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА 388

11 ТРИЪГЪЛНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (TRSH) 390

11.1 ВЪВЕДЕНИЕ 390
11.2 ОПИСАНИЕ НА ТРИЪГЪЛНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (TRSH) 390
11.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ 394
11.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ 399
11.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 409
11.6 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА 414
11.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 424
11.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 424
11.9 ЛИТЕРАТУРА 425

12 СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH) 426

12.1 ВЪВЕДЕНИЕ 426
12.2 ОПИСАНИЕ НА СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH) 427
12.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ 428
12.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH) 433
12.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ 440
12.6 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА 447
12.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ 456
12.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ 457
12.9 ЛИТЕРАТУРА 457

1 INERD БОЛТОВИ СТАВИ

1.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на европейската програма за научни изследвания на изследователския фонд за въглища и стомана „Две иновации за антисеизмично проектиране“ (съкратено „INERD”) по договор номер 7210-PR-316, са въведени два типа иновативни дисипативни съединения, а именно “U-съединение“ и съединение „болтова става“, което е представено в настоящата информационна брошура.

Проектът INERD съдържа обширно експериментално, числово и аналитично изследване на съединението болтова става, което е синтезирано в предварително ръководство за проектиране. Това изследване и неговите резултати са представени в съответните технически доклади и публикации.
Целта на тази информационна брошура е да представи накратко конструктивното оформяне на INERD болтовата става и да покаже базовите принципи на нейното поведение. Представени са някои характерни експериментални и аналитични резултати, но основно внимание е обърнато на указанията за моделиране и оразмерителните правила, които са необходими за анализа и проектирането на конструкции, съдържащи INERD болтови стави. Направена е връзка и с подробен пример, в който тези правила са приложени на практика.

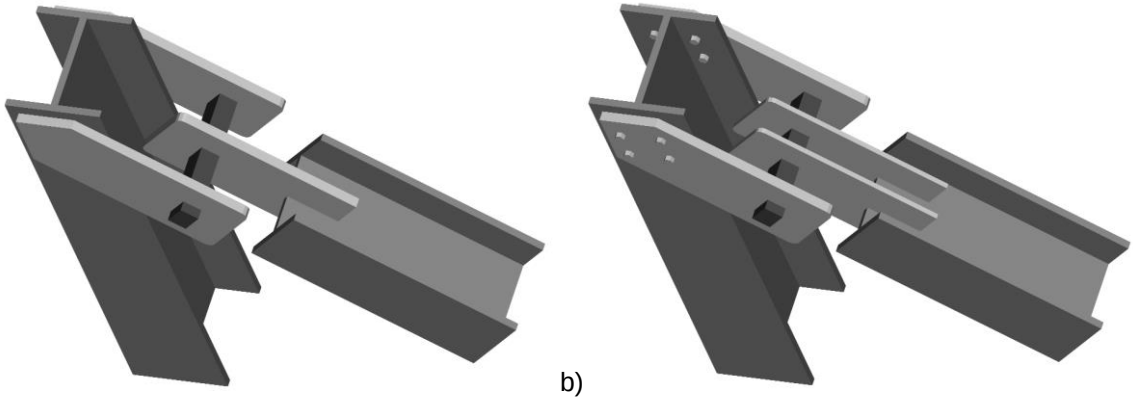
1.2 ОПИСАНИЕ НА INERD БОЛТОВА СТАВА

INERD болтовата става се използва като съединение между диагонала и колоната на вертикална връзка в сградата и може да се оформи по ред начини, някои от които са показани на Фиг. 1.1. Състои се от две външни планки, които са свързани с пояса на колоната чрез болтово или заваръчно съединение и една или две вътрешни планки, които са заварени за края на диагонала от връзката, както и от ставен болт, който може да има правоъгълно, овално или кръгло напречно сечение и преминаващ през всички планки в отвори с адекватен размер. Силната ос на сечението на ставния болт може да бъде както успоредна, така и перпендикулярна на оста на диагонала на връзката.

В първоначалния вариант беше възприето използването на една вътрешна планка и правоъгълен ставен болт (Фиг. 1.1a), но впоследствие конструктивното оформяне беше модифицирано с оглед включването на повече варианти за конструиране на съединението. При работата по проекта INERD бяха изследвани съединения с две заварени вътрешни планки и две външни, свързани чрез болтово съединение към колоната (Фиг. 1.1b).

Използвани бяха правоъгълни и овални ставни болтове. В рамките на национален проект беше изследвана и конфигурация с една вътрешна планка.

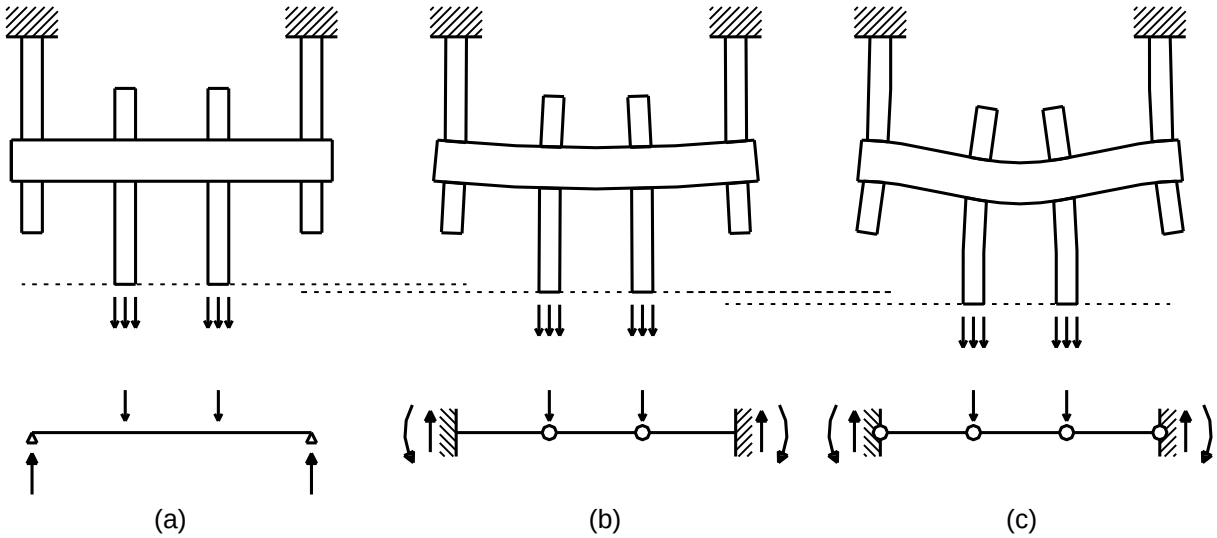
Поведението на съединението е относително просто. То може да се моделира като гредови елемент, подложен на огъване в 3 или 4 точки. Ставният болт се явява греда, подпряна във външните планки. Осовата сила от диагонала на връзката се предава на ставния болт чрез вътрешните планки и действа като една или две концентрирани сили, в зависимост от броя на вътрешните планки. Посоката на осовото усилие в диагонала е без значение, т.к. се предава чрез огъване на ставния болт. За да се различават двете състояния, в текста е възприет изразът „планките на INERD съединението са натиснати“, когато диагоналът е натиснат и, съответно „планките на INERD съединението са опънати“, когато диагоналът е подложен на опън.



Фиг. 1.1: Възможни конфигурации на INERD болтова става

Съединението е оразмерено така, че поведението му да остане еластично за основни комбинации на натоварването в крайно гранично състояние (КГС). В същото време, при изчислително сеизмично въздействие, в диагоналите на връзката се появяват значителни нормални усилия, при което ставният болт пластифицира и разсейва сеизмична енергия. Носимоспособността на съединението е по-малка от тази на диагонала на изкълчване и, съответно на опън. При това е взет предвид възможният запас на носимоспособност на съединението. По този начин не се развива традиционният механизъм за разсейване на енергия на рамките с центрично включени диагонали (РЦВД) – провлачване на опънния диагонал. Вместо това се формират пластични стави в ставния болт в точките на контакт с планките. Благодарение на трансформацията на нормалните сили в диагоналите в огъване на ставния болт, поведението на съединението е постоянно, независимо от знака на усилието в диагоналите.

Поведението на типично INERD съединение при опън е показано на Фиг. 1.2. В първия етап на натоварване, поведението на опорите е близко до ставно и статическата схема на ставния болт е проста греда (Фиг. 1.2a), при което огъващите моменти са концентрирани в средата на болта. При достигане на пластичната носимоспособност на болта на огъване се формират пластични стави в местата на вътрешните планки, при което се реализират и значителни деформации (Фиг. 1.2b). При експерименталното изследване бе установено, че ставният болт има много голям деформационен капацитет (от порядъка на неговата височина и повече). В резултат на това, при втората фаза на натоварване, крайните опори заработват като корави, което води до допълнително увеличаване на носимоспособността на съединението до формиране на пластични стави и при опорите (Фиг. 1.2c). В последния етап на натоварването е използвана цялата носимоспособност на съединението, а остатъчната коравина се дължи основно на уякчаване и разширяване на пластичните зони.



Фиг. 1.2: Стадии на натоварване на INERD болтова става и съответни статически схеми

Разбира се, този опростен модел на идеализирана греда, подложена на огъване, е базиран на редица приемания като игнориране на взаимодействието срязване/огъване, огъването извън равнината, както и завъртането на планките. Въпреки това, точността на модела е задоволителна за предварително оразмеряване и, най-вече, за демонстриране на основните характеристики и свойства на съединението.

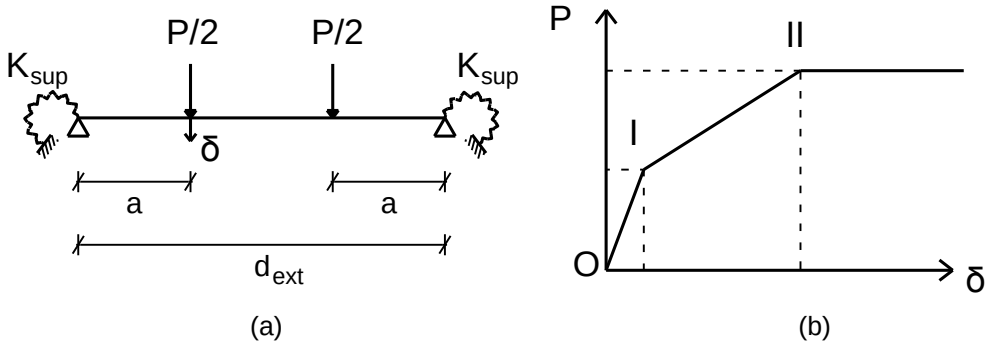
Чрез вариране на броя вертикални връзки, конфигурация на планките и размери на ставните болтове, системата INERD дава разнообразни възможности за ефикасно проектиране на стоманени конструкции в

сеизмични райони.

1.3 ОПРОСТЕНИ ГРАНИЧНИ МОДЕЛИ

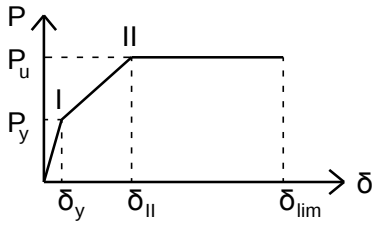
За предварително оразмеряване на INERD болтовите стави и оразмеряване на тестовите образци е въведен опростен гредови модел. Той е базиран на приемането, че ставния болт има поведението на греда, натоварена с концентрирани сили в местата на вътрешните планки. Статическата схема на гредата се променя от проста на запъната в зависимост от стадия на натоварване. Поведението на съединението се описва от еквивалентната греда (Фиг. 1.3a) чрез три-линейната зависимост, показана на Фиг. 1.3b. Отворът на гредата d_{ext} е приет равен на светлото разстояние между външните планки. Нормалната сила в диагоналите е моделирана като две концентрирани сили, приложени на разстояние *a* от опорите равно на светлото разстояние между крайните и вътрешните планки. Трябва да се отбележи, че терминът осова деформация или носимоспособност на съединението е свързан с вектор, успореден на оста на диагонала.

Поведението на съединението може да бъде моделирано чрез две различни статически системи, както е показано на Фиг. 1.3 - първата за натоварване между точки O и I, а втората – между I и II. Първата система съответства на проста греда, подложена на огъване, при което завъртането в опорите е свободно (K_{sup} = 0). Тази система отговаря на началния етап на натоварване, преди формирането на пластични стави в приложните точки на товара (точка I на Фиг. 1.3b). При ускореното нарастване на осовите деформации краищата на гредата се оказват запънати в крайните планки (K_{sup} = ∞), при което свободното завъртане не е възможно. Появяват се огъващи моменти и в краищата на ставния болт, които нарастват до формирането на пластични стави и в тези точки, което съответства на точка II от Фиг. 1.3b.

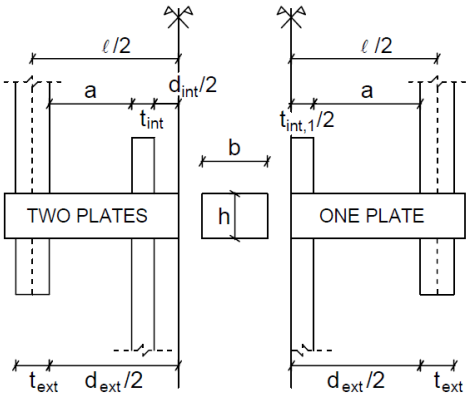


Фиг. 1.3: Опростен аналитичен гредови модел: (a) статическа схема и (b) три-линейна зависимост осова сила-деформация

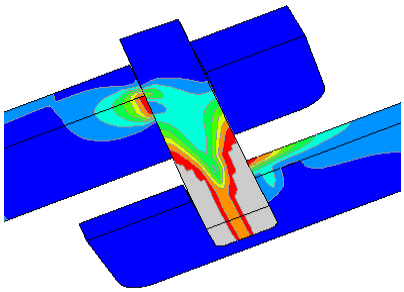
Табл. 1.1: Основни положения в опростения модел на INERD болтова става [28]

	Нормална сила	Осова деформация
Точка I Провлачване “y”	$P_y = \frac{2 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	$\delta_y = 1.5 \cdot \frac{M_{pl}}{E \cdot I} \cdot l^2 \cdot \frac{a}{6} \cdot (3 - 4\alpha)$
Точка II Опънна якост “u”	$P_u = \frac{4 \cdot M_{pl}}{a/1.1}$	
Запас на носимоспособност за капацитивно проектиране	$1.3 \cdot P_u$	
Деформационен капацитет	$P_{lim} = P_u$	$\delta_{lim} = 0.8 \cdot a$

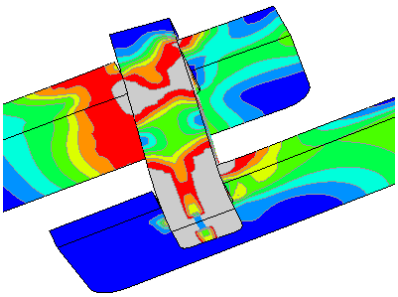
ℓ = осово разст. между външните планки
a = светло разст. между външните и вътрешните планки
α = a / ℓ
≈ *0.5 за една вътрешна планка*
d_{ext} = светло разст. между външните планки
d_{int} = светло разст. между вътрешните планки
= *0 за една вътрешна планка*
t_{ext} = дебелина на външните планки
t_{int} = дебелина на вътрешните планки
= *половината дебелина при една вътрешна планка*
E = модул на еластичност на стоманата
f_y = граница на провлачване
I = инерционен момент на сечението на ставния болт
W_{pl} = пластичен съпротивителен момент
M_{pl} = пластична носимоспособност



При правоъгълно напречно сечение:
W_{pl} = $b \cdot h^2/4$
I = $b \cdot h^3/12$
h, b = височина и широчина на сечението



Редуцирани напрежения в точка I



Редуцирани напрежения в точка II

Изразите, описващи опростения аналитичен модел, са систематизирани в Табл. 1.1. Показани са също резултати от числовия анализ чрез МКЕ, които онагледяват разпределението на напреженията в различните стадии на работа. За получаване на коректни резултати от опростения модел е препоръчително да се спазват някои прости геометрични ограничения (напр. минимална дебелина на планките и разстояние между тях), които са дадени в Табл. 1.3. Трябва да се има предвид, че са възможни сравнително големи разлики от резултатите от точния модел, даден в §1.5.2 В този смисъл, резултатите от опростения модел са само индикативни и служат за предварително оразмеряване на съединението.

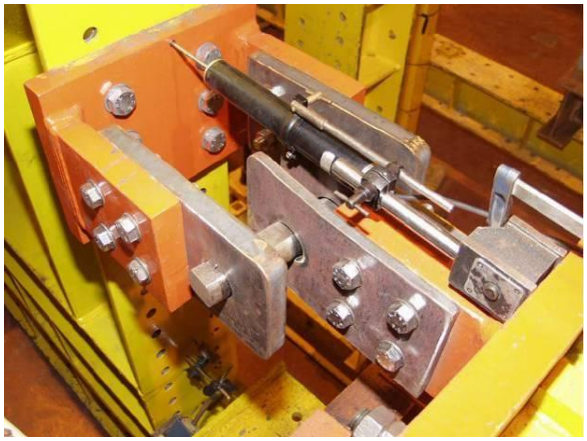
1.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА INERD БОЛТОВИ СТАВИ

1.4.1 Експериментални изследвания на изолирани съединения

1.4.1.1 Описание на опитната установка, образците и натоварването

Тестовете на индивидуални съединения бяха проведени в IST Лисабон и са описани детайлно в съответния доклад [12]. Образците се състоят от четири планки и ставен болт с правоъгълно или овално напречно сечение. Вътрешните и външни планки са свързани чрез много дебели стоманени плочи, които играят ролята на колоната и диагонала на връзката и осигуряват странично опиране. В същото време, чрез тях образецът се свързва с актуатора, чрез който се прилага натоварване, перпендикулярно на ставния болт. Опитната установка е показана на Фиг. 1.4.

(a)



(b)

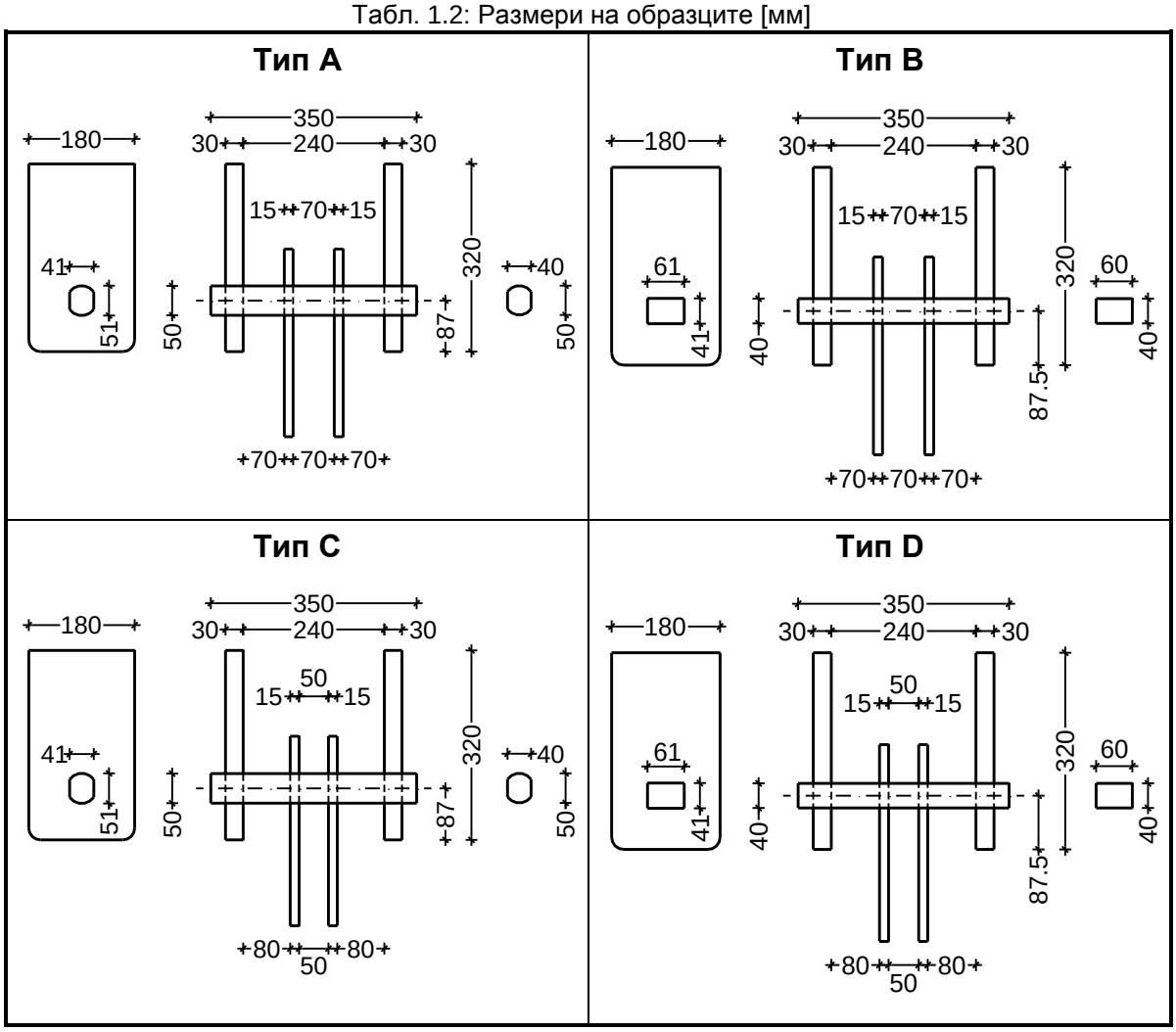
Фиг. 1.4: Тестове, проведени в Лисабон на (a) правоъгълно и (b) овално напречно сечение

Изследвани са общо четири типа образци, при вариране на напречното сечение на ставния болт и разстоянието между вътрешните планки, съгласно Табл. 1.2. Характеристиките на стоманата за елементите са получени чрез изпитване на пробни тела, изготвени при производството на отделните части от образците.

Образците са подложени на три типа натоварване при контрол на приложеното преместване на вътрешните планки:

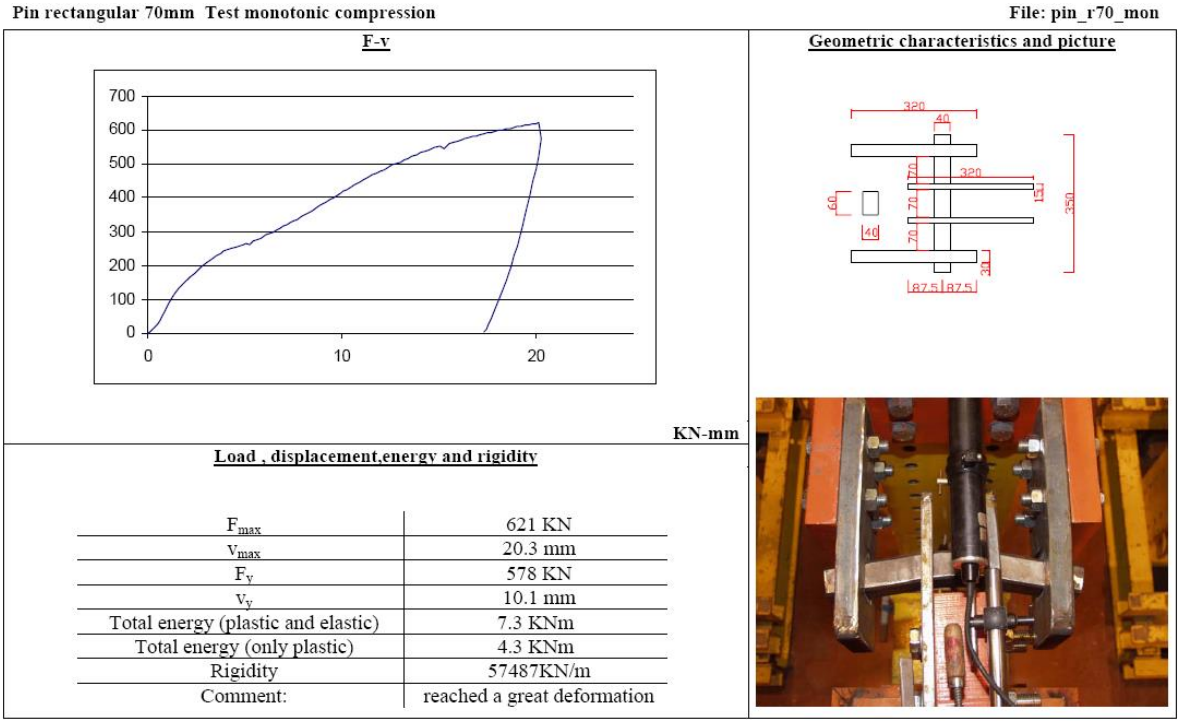
- Монотонно натоварване на натиск.
- Циклично натоварване при нарастване на амплитудата съгласно изискванията на ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) [20]. При преместване до провлачване δ_y (аналитично получено 5 мм), това натоварване представлява серия от единични цикли с амплитуда ¼·δ_y, ½·δ_y, ¾·δ_y и δ_y, последователно приложени в двете посоки, последвани от цикли с по три повторения при амплитуди, кратни на δ_y (2·δ_y, 3·δ_y, 4·δ_y etc.) до разрушение на образеца.
- Циклично натоварване с постоянна амплитуда. За правоъгълните ставни болтове тя е 30, 40, 50 и 60 мм, а за овалните - 40 и 60 мм.

Табл. 1.2: Размери на образците [мм]



1.4.1.2 Резултати от монотонните тестове

Съединенията показаха дуктилно поведение, със значително нарастване на натоварването след провлачване, дължащо се на уякчаването и промяната на механизма на работа, както е описано в §1.3. От всички тестове са получени или изчислени данни за зависимостите сила-преместване, количеството разсеяна енергия (обща и пластична) и коравината на съединението. Резултати са показани на Фиг. 1.5.



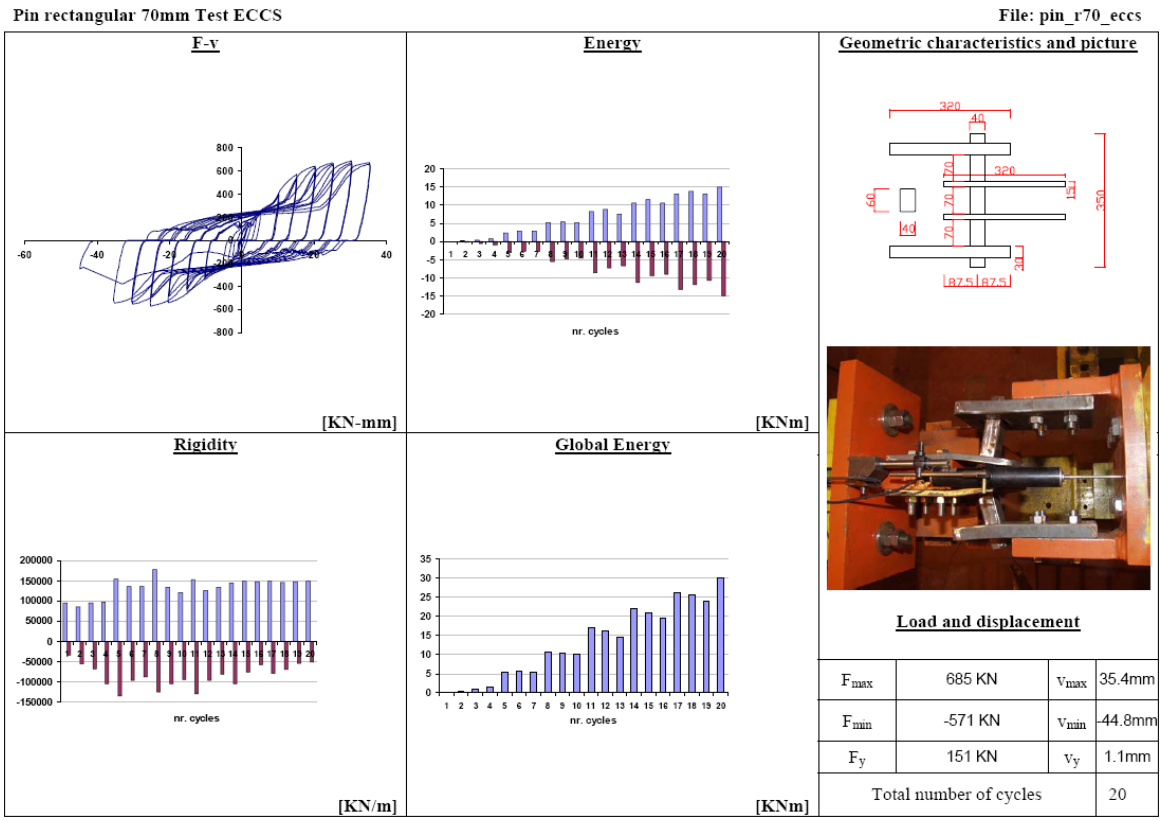
F_{max}	621 KN
v_{max}	20.3 mm
F_y	578 KN
v_y	10.1 mm
Total energy (plastic and elastic)	7.3 KNm
Total energy (only plastic)	4.3 KNm
Rigidity	57487KN/m
Comment:	reached a great deformation

Фиг. 1.5: Характерни резултати от монотонен тест – Образец “Тип B”

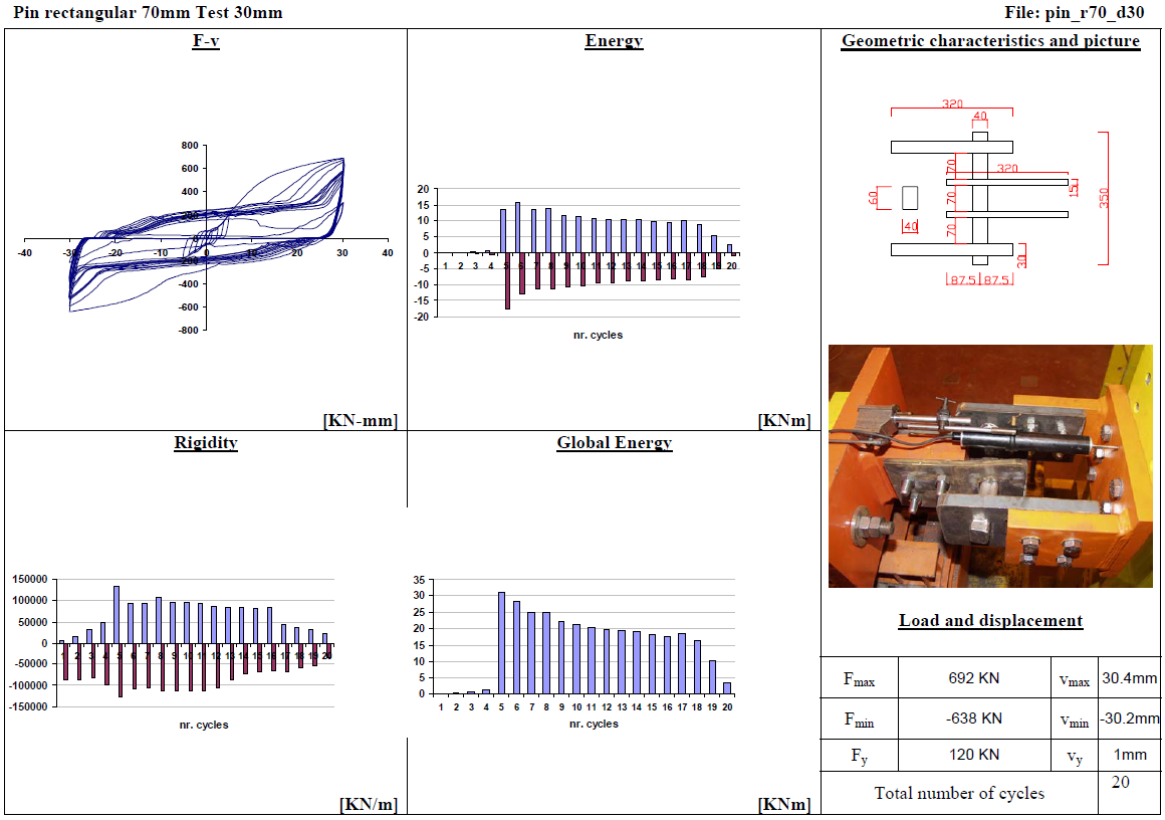
1.4.1.3 Резултати от цикличните тестове

При циклично натоварване съединението показа отлично дисипативно поведение с широки хистерезисни примки и значителна носимоспособност на нискоциклична умора. Кривата от монотонното натоварване се оказа практически идентична със скелетната крива от цикличния тест. Хистерезисните криви показаха значително прищипване, а носимоспособността на натиск бе регистрирана като малко по-висока от тази на опън. Последното може да се обясни със страничното огъване на планките и различната им коравина на огъване, която имат в ролята си на опори.

Получените или изчислени данни от всички тестове са зависимостите сила-преместване, броят цикли до разрушение, количеството разсеяна енергия (обща и за полу-цикъл) и коравината на съединението за всеки цикъл. Резултатите са показани на Фиг. 1.6.



Фиг. 1.6: Резултати от натоварването съгл. ECCS – Образец “Тип B”



Фиг. 1.7: Резултати от натоварването с постоянна амплитуда (±30мм) – Образец “Тип B”

От тестовете с постоянна амплитуда (Фиг. 1.7) са получени кривите с минимално разсейване от експерименталните резултати и изчислителните S-N криви за оценка на носимоспособността на съединението на нискоциклична умора, което се оказа много добро, основно поради липсата на заваръчни шевове или несъвършенства в близост до зоните на пластификация.

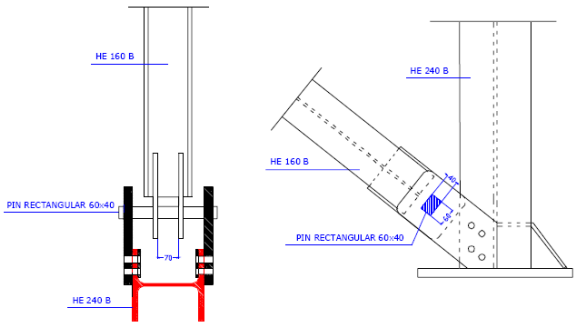
1.4.2 Експериментални изпитвания на цели рамки

1.4.2.1 Описание на опитната установка, образците и натоварването

За оценка на поведението на INERD съединението като част от реална конструкция са направени тестове на рамки в реален размер. Тези експерименти са проведени в Politecnico di Milano и са описани детайлно в [13]. Образците имат височина 3.00м и ширина 3.40м (Фиг. 1.8). Колоните са с напречно сечение HEB 240, гредите – HEB 200, а диагоналите – HEB 160. INERD болтовите стави са същите като описаните в Табл. 1.2.

Фиг. 1.8: Опитна установка в Милано

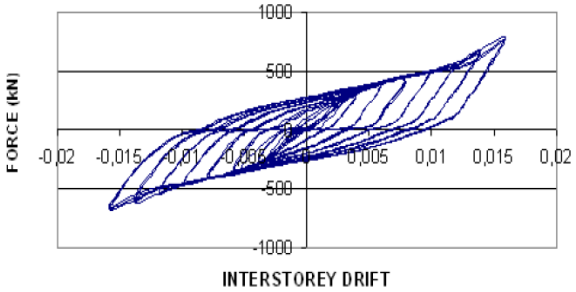
Тип	D (мм)	Натоварване
Правоъгълен	70	ECCS



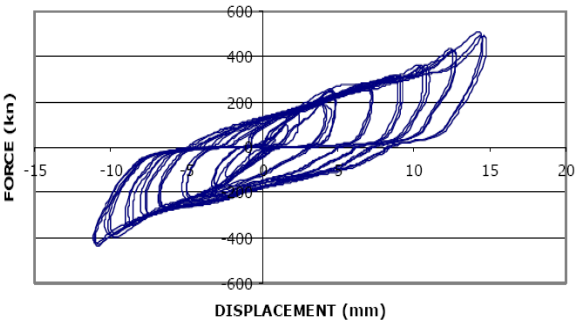
Брой цикли	Обвивка енергия (kNmm)	F_y (kN)	K_y (kN/mm)	e_y (mm)
24	42815	350,0	41,2	8,5

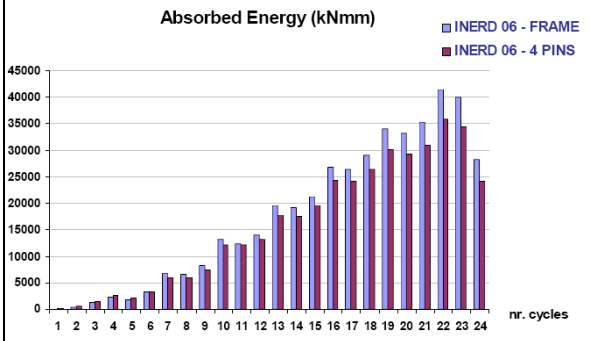
Отрицателен цикъл		Положителен цикъл	
ΔV_{max} (mm)	F_{max} (kN)	ΔV_{max} (mm)	F_{max} (kN)
-47,5	-678,2	47,8	796,4

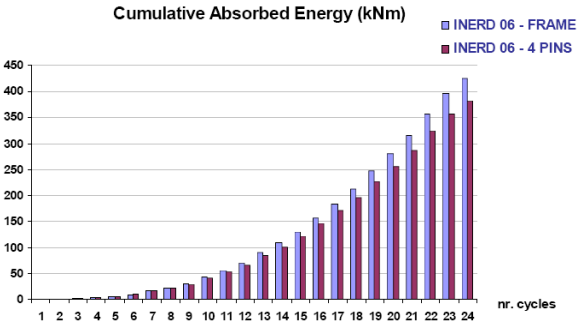
INERD 06 ПОВЕДЕНИЕ НА РАМКАТА

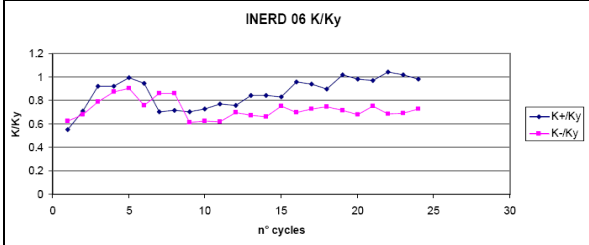


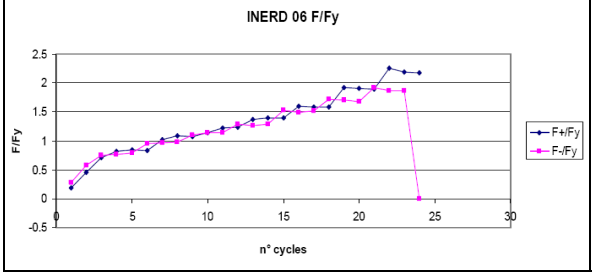
INERD 06 – СТАВА ГОРЕ ЛЯВО











Фиг. 1.9: Резултати от цикличното натоварване по ECCS (Милано) – Образец “Тип B”

Образците са подложени на два типа натоварване, при контрол на преместването в горния край на рамката:

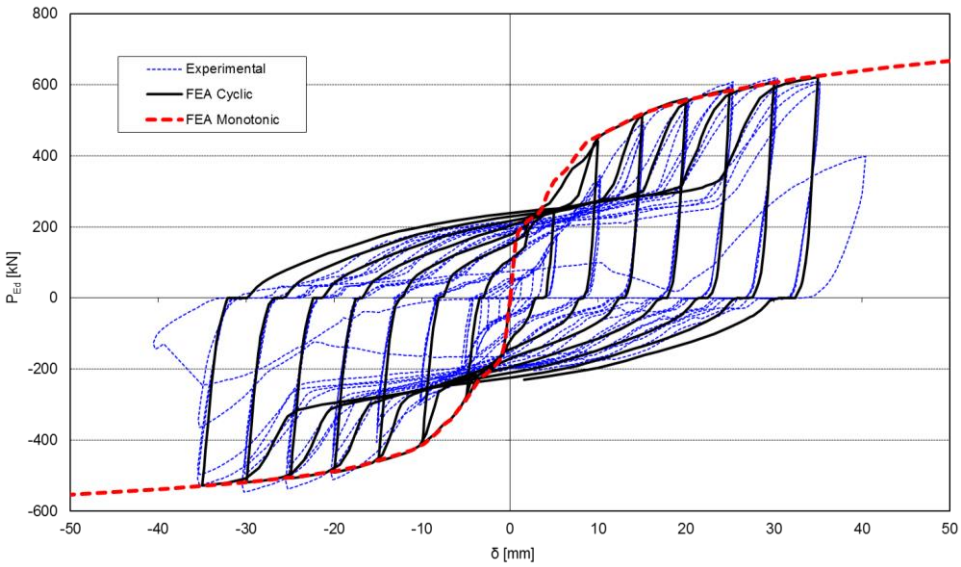
- Циклично натоварване с нарастваща амплитуда съгласно изискванията на ECCS, както е описано в §1.4.1.1. Преместването при провлачване δ_y е аналитично изчислено равно на 6 мм. Първите стадии на натоварване (по-малки от δ_y) са пропуснати по практически съображения.

- Циклично натоварване, съответстващо на поведението на конструкцията при реално земетресение. Приложеното преместване отговаря на поведението на първия етаж от шест-етажна сграда, получено при нелинеен динамичен анализ. Натоварването е приложено като квази-статично, а не в реално време, предвид възможностите на използваната апаратура.

1.4.2.2 Резултати от теста

При изпитването на рамките бе потвърдено отличното дисипативно поведение на болтовите стави и бе установено, че не се очакват проблеми при глобалното поведение на рамки, използващи подобни съединения. Тестовете също потвърдиха липсата на локални проблеми в съединенията, напр. вследствие на относително завъртане и странични деформации на планките, приплъзване или усукване на ставния болт и др.

Резултати от тестовете на цели рамки са дадени на Фиг. 1.9. Получените резултати са подобни на тези от изпитването на изолирани съединения. Може да се отбележи, че „положителната“ носимоспособност, отговаряща на „опън“ за рамката, е малко по-голяма от „отрицателната“, съответстваща на „натиск“ върху рамката. Подобни резултати са типични за експериментални изследвания поради появата на ефекти, свързани с деформации извън равнината, при натоварване на натиск, докато изпитваната рамка се „изправя“ при натоварване на опън.



Фиг. 1.10: Осова сила P_{Ed} и осова деформация δ – Сравнение между експериментални и МКЕ резултати за образец “Тип D”

1.4.3 Калибриране на модел по МКЕ

На Фиг. 1.10 е дадено сравнение между поведението на INERD съединение при експериментално изследване и резултатите от числови изследвания. Работната диаграма на стоманата при изследването по МКЕ е дефинирана така, че да бъде възможно включването на ефекта на Bauschinger, което се оказа от значение при циклично натоварване. Осовата сила и деформация са положителни при рамка, подложена на натиск.

Вследствие на различната ротационна коравина на външните планки носимоспособността на съединението при положително натоварване (натисната рамка) се оказа по-голяма от тази при отрицателно натоварване (опъната рамка). Наблюдава се известно прищипване на кривите, което е следствие на овализацията на отворите, но, като цяло, хистерезисното поведение е стабилно. Подобно задоволително съвпадение между експериментални и числови резултати е получено за всички типове изследвани съединения. Анализът и тестовете показват, че монотонните криви представляват скелетните криви на цикличните криви, освен при малки деформации, когато са по-корави от последните. Въз основа на калибрирания числов модел е направено обширно параметрично изследване на различни конфигурации на съединението.

1.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Заключенията от теоретичните и числови изследвания са обобщени в ръководство за проектиране за практическо използване. То включва препоръки за оразмеряването на INERD съединения и проектиране на рамки, включващи такива съединения. Методологията в ръководството е базирана

на принципите, залегнали в EN 1993-1-1 [17] и EN 1998-1 [19]. Някои точки от EN 1998-1-1 са подходящо прегрупирани, за да отговарят на изискванията за дисипативни съединения. Ръководството съдържа също конструктивни детайли и препоръки за конструктивно оформяне.

1.5.1 Правила за конструиране и предварително оразмеряване

За предварителен избор на размери на ставния болт следва да се използват опростените процедури, дадени в §1.3 и обобщени в Табл. 1.1. Тази бърза и практична методика може да се използва за уточняване на необходимия брой рамки, напречно сечение на ставните болтове, размери и разстояние между планките и т.н.

За определяне на характеристиките на съединението с по-висока точност и изчисляване на дуктилността и запаса на носимоспособност на рамката е необходимо да се приложи подробната процедура от §1.5.2.

За осигуряване на по-ефикасно поведение на съединенията трябва да се спазват изискванията, дадени в Табл. 5.1. По този начин се гарантира валидността на правилата за проектиране, т.к. размерите на съединението са в рамките на тези, които са експериментално и числово изследвани. В допълнение, проектантът е защитен от пропуски при детайлирането, които могат да доведат до по-лошо от очакваното поведение на съединението, напр. чрез избор на твърде тънки, деформируеми планки.

Табл. 1.3: Геометрични изисквания за INERD болтови стави

Форма на напречното сечение на ставния болт	$h \le b \le 2 \cdot h$
Минимално разст. между планките	$a \ge h$
Дебелина на външните планки:	$t_{ext} \ge 0.75 \cdot h$
Дебелина на вътрешните планки:	$t_{int} \ge 0.5 \cdot t_{ext}$ за две планки $t_{int} \ge t_{ext}$ за една планка
Основни размери на INERD болтова става: *b* широчина на ставния болт *h* височина на ставния болт t_{ext} дебелина на външна планка t_{int} дебелина на вътрешна планка d_{ext} светло разстояние между външните планки d_{int} светло разстояние между вътрешните планки *a* светло разст. между вътрешните и външните планки	

С оглед избягване на излишен запас на носимоспособност, стоманата за дисипативни ставни болтове трябва да бъде с контролирани характеристики.

Съгласно EN 1998-1-1 [19] границата на провлачване трябва да има горна граница:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \tag{1.1}$$

където γ_{ov} = 1.25 е коефициент на завишена носимоспособност на материал
f_y е номиналната стойност на границата на провлачване

Ако характеристиките на ставния болт са контролирани и максималната граница на провлачване гарантирано е по-ниска от дадената в (1.1), γ_{ov} може да се намали за постигане на по-икономично решение.

1.5.2 Проектиране при линеен еластичен анализ

Правилата за проектиране целят да осигурят провлачване на ставните болтове на INERD съединенията преди загубата на носимоспособност на други елементи. В този смисъл се предполага, че основно ставните болтове ще разсейват енергия чрез формиране на пластични стави. За целта може да се приложи следната последователност на решението:

1) Моделиране

Сграда с INERD болтови стави може да бъде моделирана чрез стандартен софтуер чрез еластичен модел. Съединенията могат да се моделират чрез линейни пружини с нулева дължина и пружинна константа съгл. израз (1.2):

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{l^3} \text{ за една планка} \tag{1.2a}$$

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot \alpha \cdot (3 - 4 \cdot \alpha)} \text{ за две планки} \tag{1.2b}$$

Рамката с INERD съединения е по същество РЦВД, поради което съединенията греда-колона и базите на колоните се приемат за ставни, за постигане на по-икономично решение и освобождаване на останалите елементи от поемането на сеизмично въздействие.

2) Анализ

Извършва се статичен линеен анализ за постоянни и временни товари и елементите на рамките се оразмеряват съгл. EN1993-1-1 [17] за меродавните комбинации в КГС и ЕГС. Усилията от сеизмично въздействие се получават чрез конвенционалния метод на спектралния анализ, при което броят

собствени форми на свободни трептения във всяко направление гарантира задействането на поне 90% от общата маса. Изчислителният спектър на реагиране се дефинира с коефициент на поведение не по-голям от 4 за DCH и, съответно, 3, за DCM. В случай, че се използва INERD съединение само в единия край на връзката, коефициентът на поведени се намалява на 3 за DCH и 2 за DCM.

3) Ограничаване на междуетажното преместване

За сеизмично въздействие с по-голяма вероятност да се случи от изчислителното сеизмично въздействие, е важно да бъде удовлетворено изискването за ограничаване на повредите. По този начин се гарантира, че неконструктивните елементи няма да получат сериозни повреди и сградата ще остане в експлоатация с минимални ремонтни работи.
При линеен анализ преместванията от изчислително сеизмично въздействие d_s се получават на базата на еластичните деформации d_e, както следва:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{1.3}$$

При ниски стойности на коефициентите за запас на носимоспособност Ω на дисипативните елементи, изчисляването на междуетажното преместване чрез d_s е консервативно и може да се използва редуциращ коефициент q_Ω, равен на коефициента за запас на носимоспособност на съединенията:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \tag{1.4}$$

Изчислителното междуетажно преместване на всеки етаж d_r е дефинирано като разликата между страничните отмествания на горния и долния край на етажа и трябва да отговаря на изискванията на EN1998-1. Граничните стойности зависят от типа неконструктивни елементи и класа на значимост на сградата.

4) Ефекти от втори ред

Възможното влияние на ефекти от втори ред трябва да се вземе предвид чрез коефициента θ съгл. предписанията на EN1998-1. Той се изчислява в двете направления за всеки етаж на сградата:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \tag{1.5}$$

където P_{tot} е общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж
V_{tot} е общата сеизмична срязваща сила на етажа

Коефициентът θ може да се определи и чрез линеен „buckling“ анализ посредством коефициента α_{cr}, с който трябва да се умножи изчислителното натоварване за да се получи еластична глобална загуба на устойчивост. Анализът се провежда при отчитане на гравитачните товари в сеизмична ситуация (1,0·G+0.3·φ·Q) и дава информация за формите на загуба на устойчивост. Определят се водещите форми в двете направления и съответните стойности се определят, както следва:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \tag{1.6}$$

където F_{cr} е еластичната критична сила за глобална форма на загуба на устойчивост при началната еластична коравина на системата
F_{Ed} е изчислителното натоварване за сеизмична комбинация

За да се отчетат нееластичните премествания на сградата, α_{cr} се коригира чрез коефициента на поведение q:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \tag{1.7}$$

Съгласно EN1998-1 при стойности на $\theta \leq 0.1$, ефектите от втори ред могат да не се отчитат. Ако $0.1 < \theta < 0.2$, тези ефекти могат да се отчетат като се коригират ефектите от сеизмичното въздействие чрез коефициента $1/(1-\theta)$. При $0.2 < \theta < 0.3$ трябва да се направи по-точен нелинеен анализ. Стойности на $\theta > 0.3$ не се допускат.

5) Проверки на дисипативните елементи

а) За нормални сили

При проектиране на конструкцията за статични и сеизмични въздействия, носимоспособността на болтовите стави се определя за етапа при провлачване и при крайни състояния. Зависимостта осова сила – осова деформация е три-линейна, както е показано на Фиг. 1.11

Пластичната носимоспособност (Точка I) се намира като по-малката от две стойности, в зависимост от това, дали ставният болт работи преимуществено на огъване или срязване:

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

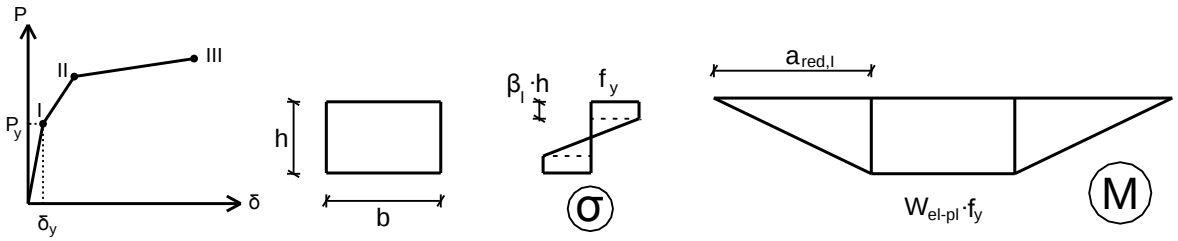
където $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$ е пластичната носимоспособност на огъване на ставния болт

$a_{red,I} = a - 0.5 \cdot h$ намаленото рамо за точка I

$k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$ е коефициент за форма, при $1.1 \le k_{pin} \le 1.2$

γ_{py} = 1.05 коефициент на сигурност, свързан с неточност на модела

Пластичната носимоспособност на съединението трябва да е по-голяма от осовата сила при основна и честа сеизмична комбинации.



Фиг. 1.11: Нормални напрежения в ставния болт и моментова диаграма при точка I

За изчисляване на граничната носимоспособност на съединението се използва намаленото рамо при точка III:

$$a_{red,III} = a - h \tag{1.9}$$

При $a_{red,III} \le 0$ ставният болт работи основно на срязване, но такова поведение е елиминирано чрез ограниченията от Табл. 1.3, т.к. не се препоръчва.

Граничната носимоспособност е:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}} \tag{1.10}$$

където γ_{pu} = 1.1 е коефициент на сигурност за гранична носимоспособност

При $a_{red,III} > 0$ ставният болт работи на огъване и срязване (Фиг. 1.12) и граничната носимоспособност на огъване на ставния болт е дадена в израз (1.11a). Остатъчната носимоспособност на болта на срязване дефинира

граничната носимоспособност на срязване, съгл. (1.11b). Коефициентът β_{III} дава процента от сечението на болта, в което са се развили пластични деформации от всяка страна, като $0 \le \beta_{III} \le 0.5$. Граничната носимоспособност на съединението се намира чрез итерации, при които се променя коефициентът β_{III}, до изравняване на резултатите от (1.11a) и (1.11b).

$$P_{u,M,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{4 \cdot M_u}{a_{red,III} \cdot \gamma_{pu}} \tag{1.11a}$$

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

където $M_u = W_{u,pl} \cdot f_{mid}$ е граничната пластична носимоспособност на болта

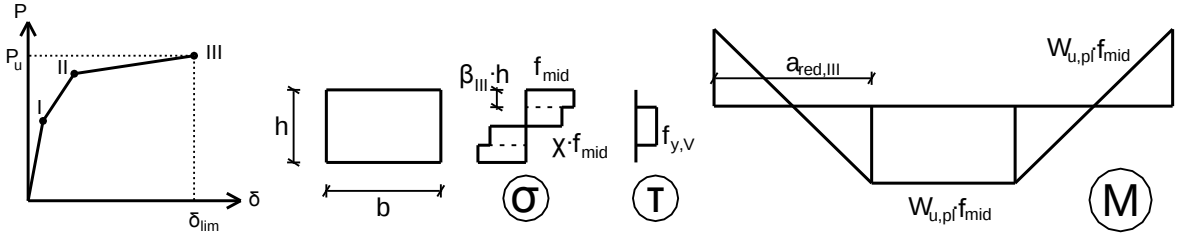
$f_{mid} = f_y + (f_u - f_y) \cdot \lambda_f / 2$ максималното нормално напрежение в болта

$\lambda_f = \left(\frac{a-h}{2 \cdot h}\right)^2$ е коефициент за влиянието на срязването, $0 \le \lambda_f \le 1$

$W_{u,pl} = b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot (0.5 - \beta_{III})^2\right]$ пластичният съпротивителен момент на болта, с отчитане на редукцията от срязване

$\chi = \sqrt{1 - (f_y / f_{mid})^2}$

Граничната носимоспособност на съединението трябва да е по-голяма от осовата сила от изчислителна сеизмична комбинация и се използва за капацитивно проектиране на останалите елементи.



Фиг. 1.12:Нормални и тангенциални напрежения в болта и моментова диаграма в точката на гранична носимоспособност

Като цяло бе наблюдавана по-ниска носимоспособност на болтовата става при опън от тази при натиск. Този ефект се минимизира чрез подходящо детайлиране и не е отчетен при проектирането.

Носимоспособността при точка II може да се вземе като средно аритметично на тези в точки I и III.

b) Глобално дисипативно поведение

Дефиниран е коефициент на запас на носимоспособност за всяка болтова става:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}} \tag{1.12}$$

За постигане на хомогенно дисипативно поведение на конструкцията е необходимо да се покаже, че най-голямата стойност на коефициента за цялата конструкция Ω_{max} не надвишава минималния Ω_{min} с повече от 25%:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25 \tag{1.13}$$

c) Осови деформации

INERD болтовите стави трябва да реализират значителни деформации, за да разсейват енергия, поради което се доказва техният деформационен капацитет. Това се постига чрез ограничаване на междуетажното преместване:

$$d_r \leq \frac{1.6 \cdot a}{H \cdot cos\varphi} \tag{1.14}$$

където H е етажната височина
φ е ъгълът между диагонала на връзката и хоризонта

При използване на само едно INERD съединение в краищата на връзките, лимитиращата стойност от израз (1.14) трябва да се намали с 50%.

6) Оразмеряване на недисипативни елементи

Гредите, колоните и диагоналите на рамките, както и недисипативните елементи от съединението (планки, болтове, заваръчни шевове) трябва да се оразмерят въз основа на капацитивната носимоспособност на ставните болтове, а не на усилията, получени от анализа, за да се осигури разсейването на енергия и предвидимо поведени на конструкцията.

a) Носимоспособността R_d на заваръчните шевове и болтовете в INERD болтовото съединение трябва да удовлетворяват:

$$R_d \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot P_{u,Rd} \tag{1.15}$$

където $P_{u,Rd}$ е граничната носимоспособност на разглежданата болтова става
γ_{ov} = 1.25 е коефициент на запас на носимоспособност

Болтовите съединения трябва да са от категории B, C и E, съгл. EN1993-1-8.

b) Диагоналите трябва да се проверяват на якост и устойчивост, при прието изразходване на капацитета на ставните болтове в краищата им:

$$N_{Ed} = \Omega_{\max} \cdot P_{u,Rd} \tag{1.16}$$

където Ω_{max} е максималната стойност за всички болтови стави на диагоналите

c) Гредите и колоните, които са част от връзки с INERD съединения трябва да имат следната минимална носимоспособност:

$$N_{pl,Rd}\left(M_{Ed}\right) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} \tag{1.17}$$

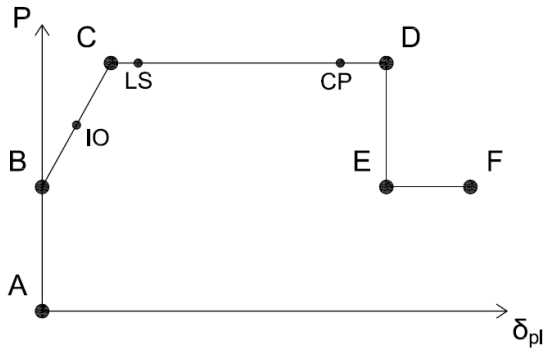
където $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ е носимоспособността на нормална сила съгл. EN1993, при отчитане на взаимодействието с M_{Ed}
$N_{Ed,G}$ е нормалната сила от несеизмичните въздействия
$N_{Ed,E}$ е нормалната сила от сеизмичното въздействие
Ω_{min} е минималната стойност за всички болтови стави на диагоналите

1.5.3 Проектиране при нелинеен анализ (Pushover)

Изчислителният модел за еластичен анализ се доразвива така, че да отчита поведението на конструктивните елементи при пластичното им поведение и да дава възможност за предвиждане на очакваните пластични механизми и разпространение на повредите чрез нелинеен статичен анализ.
За целта линейните пружини, описващи поведението на INERD болтовите стави се заменят с нелинейни, чиито характеристики са получени чрез експерименталните и числови изследвания. Препоръчителната работна диаграма на нелинейните пружини е дадена на Фиг. 1.13. Кривата е консервативна в сравнение с резултатите от монотонните тестове, без да се отчитат благоприятни ефекти като уякчаването, ефект на „верижката“ и др. В допълнение, на кривата са дефинирани три нива на поведение, а именно Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) and Collapse Prevention (CP).

Стойностите, предложени на Фиг. 1.13 се отнасят за поведението на съединението както при опън, така и при натиск при спазване на геометричните изисквания от Табл. 1.3 или при възпрепятстване на страничното огъване на планките чрез съответни мерки.

Точка	P	δ_{pl}
A	0	0
B	P_{yd}	0
C	P_{ud}	0.5·h
D	P_{ud}	a
E	$0.5 \cdot P_{ud}$	a
F	$0.5 \cdot P_{ud}$	1.5·a
Критерий (δ_{pl})		
IO	0.25·h	
LS	0.6·h	
CP	0.8·a	



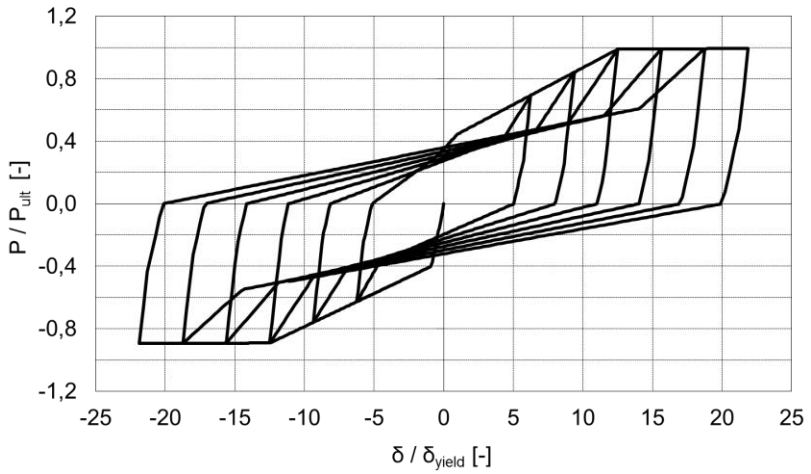
Фиг. 1.13: Характеристики на нелинейната пружина за INERD болтова става

Характеристиките на пластичните стави на недисипативните елементи се изчисляват съгл. съответните нормативни документи (напр. FEMA-356). Доминиращите усилия в елементите на рамката са нормални. В този смисъл колоните и диагоналите трябва да имат потенциални „стави“, които да провлачват при опън и да отчитат загубата на устойчивост при натиск (при отчитане на огъването, ако е необходимо). Алтернативно, недисипативните елементи могат да се моделират без никакви стави, стига да е показано, че имат необходимата носимоспособност.

1.5.4 Проектиране при динамичен нелинеен анализ

Най-точният метод за анализ на поведението на стоманена конструкция с INERD болтови стави е чрез нелинеен динамичен анализ със сеизмични акселерограми. Този тип анализ дава информация за глобалното поведение на конструкцията, натрупаните повреди в съединенията, максималните и остатъчни междуетажни премествания и др.

Представената в §1.5.3 нелинейна характеристика на пружината, описваща INERD съединението, е необходимо да се доразвие, за да представя адекватно хистерезисното поведение. Предложената зависимост е дадена на Фиг. 1.14. Получена е чрез софтуера OpenSees чрез успоредно използване на два хистерезисни материала с различни зависимости сила-преместване и характеристики на прищипване, с цел най-точно калибриране на хистерезисното поведение с това от цикличните тестове.



Фиг. 1.14: Хистерезисно поведение на нелинейните пружини за INERD болтова става

Като следствие от поведението на конструкцията при сеизмично въздействие в съединенията се получават значителни осови деформации. От записаната зависимост между осова сила и деформация на съединението е възможно да се определи степента на повреди за цикли на натоварване с различна амплитуда чрез правилото на Palmgren–Miner за акумулиране на повредите. Броят цикли, който може да понесе системата, се определя от носимоспособността на нискоциклична умора, свързана с историята на деформациите, а не на напреженията, които са удобни при оценката на високоциклична умора. От експерименталната крива на умора, получена при тестовете в Лисабон, може да се отчете броят цикли N до разрушение за диапазона на преместванията в даден цикъл.

1.6 ИЗСЛЕДВАНИЯ НА РАВНИННИ РАМКИ ОТ СГРАДИ

Всички аналитични модели, резултатите от експериментални и числови изследвания и предложените правила за проектиране са проверени чрез числово изследване на равнинни рамки от сгради, моделирани чрез софтуера OpenSees. Рамките са част от реалистична пространствена конструкция и са изследвани както с класически центрично включени връзки, така и с връзки с INERD болтови стави. Първоначално рамките са оразмерени чрез еластичен анализ за КГС и ЕГС, включително и капацитивно проектиране. Впоследствие е приложен нелинеен статичен и динамичен анализ за получаване на данни за поведението в нееластичния стадий на работа и потвърждаване на предложения коефициент на поведение.

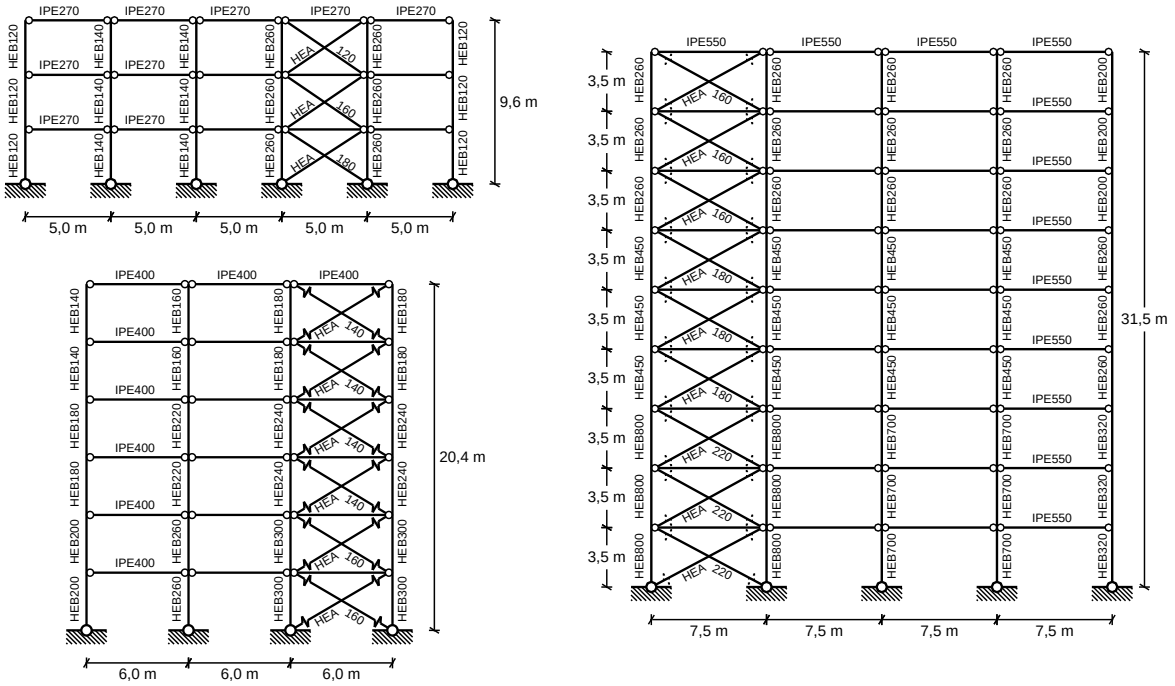
1.6.1 Описание на изследваните рамки

1.6.1.1 Геометрия и предпоставки

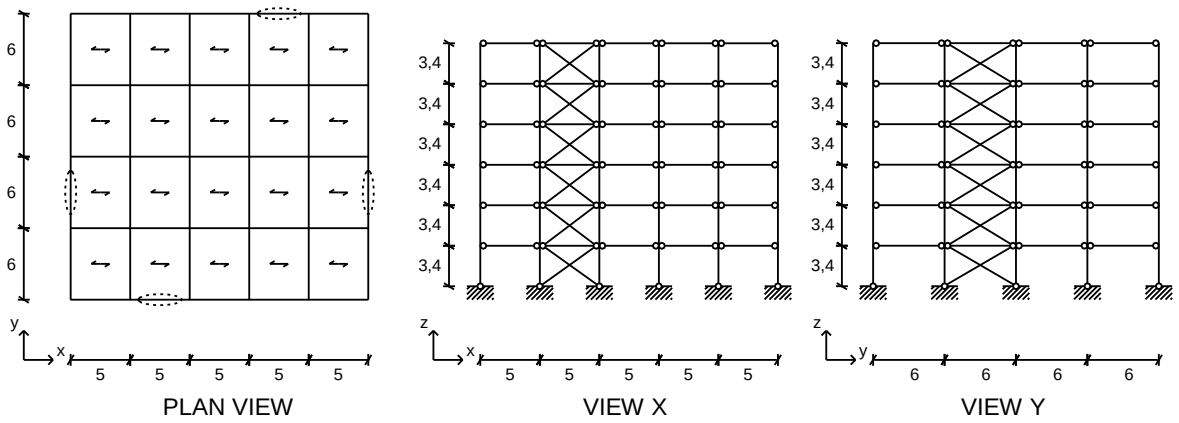
Три базови равнинни рамки са подробно изследвани чрез статичен и динамичен нелинеен анализ, в допълнение на проектирането им съгласно Еврокод, гръцките земетръсни норми и правилата за проектиране на INERD болтови стави, където те са уместни. Рамките имат три, шест и девет етажа, както е показано на Фиг. 1.15. Допълнително е изследван подробен пример - шест-етажна пространствена рамка (Фиг. 1.16). Във всичките варианти рамките са изследвани както с равноякостни, така и с INERD съединения, за съпоставка на двете системи.

Композиционното междуосие варира между 5.00 и 7.50м, а етажната височина – между 3.20 и 3.50м.

Стоманата е клас S355. За всички елементи са използвани двойно-Т напречни сечения, а именно HEB за колони, IPE за греди и HEA за диагонали на връзките. Изключвателните дължини на елементите при натиск и огъване са приети реалистични. Възлите на всеки етаж са обединени чрез диафрагми, които симулират наличието на корава комбинирана плоча.



Фиг. 1.15: Равнинни рамки на 3, 6 и 9 етажа



Фиг. 1.16: План и разрези на 6-етажната пространствена конструкция

Диагоналите са свързани с колоните или чрез равноякостни болтови съединения, или чрез INERD болтови стави, чиито характеристики са базирани или на носимоспособността на устойчивост на диагоналите, или са получени след прилагане на предложените правила за проектиране. Напречните сечения на всички елементи, както и съединенията варират по височина на сградите, за да се гарантира хомогенно поведение, както и икономичност на решението.

Приетото натоварване за рамките е дадено в Табл. 1.4.

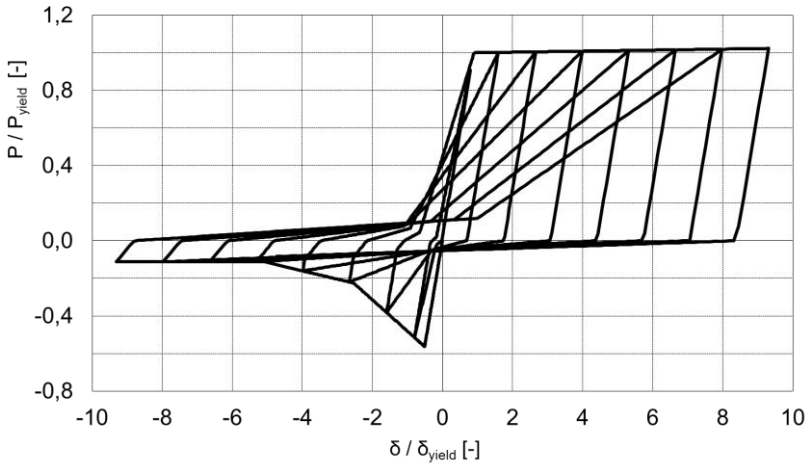
Табл. 1.4: Натоварване за разгледаните примерни рамки

Гравитачни товари	
Постоянни товари (без с.т. на стоманата)	6.0 kN/m^2
Полезен товар	3.0 kN/m^2 за равнинните рамки 5.0 kN/m^2 за пространствената к-ция
Сеизмично въздействие (Greek National Code EAK2000)	
Тип земна основа	B (T_B = 0.15 sec, T_C = 0.60 sec)
Ускорение на земната основа	$A = 0.24 \cdot g$ (сеизмична зона II)
Клас на значимост	Σ2 (γ_I = 1.0)
Коефициент на поведение	q = 3 за класически РЦВД q = 4 за INERD съединения
Коефициент на фундиране	θ = 1.0
Затихване	4% (стоманена конструкция с болтови съединения)
Коефициент на съчетание на полезния товар за сеизмична комбинация	ψ_2 = 0.30

1.6.1.2 Моделиране

Всички елементи са моделирани като линейни гредови или фермови елементи, освен където е изрично указано друго. Изследваните рамки са с центрично включени диагонали, поради което всички съединения греда-колона, както и базите на колоните са ставни. Гредите са дефинирани като чисто стоманени, а не комбинирани стомано-стоманобетонни.

Хистерезисното поведение на всички дисипативни елементи (диагонали, INERD съединения) е въведено по такъв начин, че да води до получаването на верни резултати при различните типове анализ. Общ модел на хистерезисното поведение на диагонал е изобразен на Фиг. 1.17, докато тази за INERD съединенията е изяснена в §1.5.4. и на Фиг. 1.14. И в двата случая бе верифицирано, че поведението при монотонно натоварване на опън и натиск е много коректно. За циклично натоварване поведението е калибрирано максимално точно към експерименталните резултати [7, 12].



Фиг. 1.17: Хистерезисно поведение на единичен диагонал

1.6.2 Линеен и спектрален анализ

Рамките могат да се моделират на стандартен софтуер и да се проектират съгл. правилата на Еврокод и тези, дадени в §1.5.2. В случай, че не е възможно да се моделират трите елемента на INERD диагонала (напр. поради ограничения в софтуера), е възможно те да се моделират като един фермов елемент. Коравината на комбинирания елемент може да се получи като се съберат като последователно действащи коравините на три пружини (две съединения и един диагонал с дължина L_{br}). Проектирането на пространствената рамка е подробно описано в [28].

Усилията от гравитачно натоварване може да се определят чрез линеен еластичен анализ, а тези от сеизмичното въздействие - чрез спектрален анализ. Резултатите не са представени тук. На Фиг. 1.19 са дадени основните

собствени периоди за началната коравина на всяка равнинна рамка. В легендата за всяка рамка са дадени „*етажи*“ ×*“междуосия“,* с буквата “*d*” за рамки с INERD съединения. Стандартните РЦВД са без индекс.

1.6.3 Нелинеен статичен анализ (Pushover)

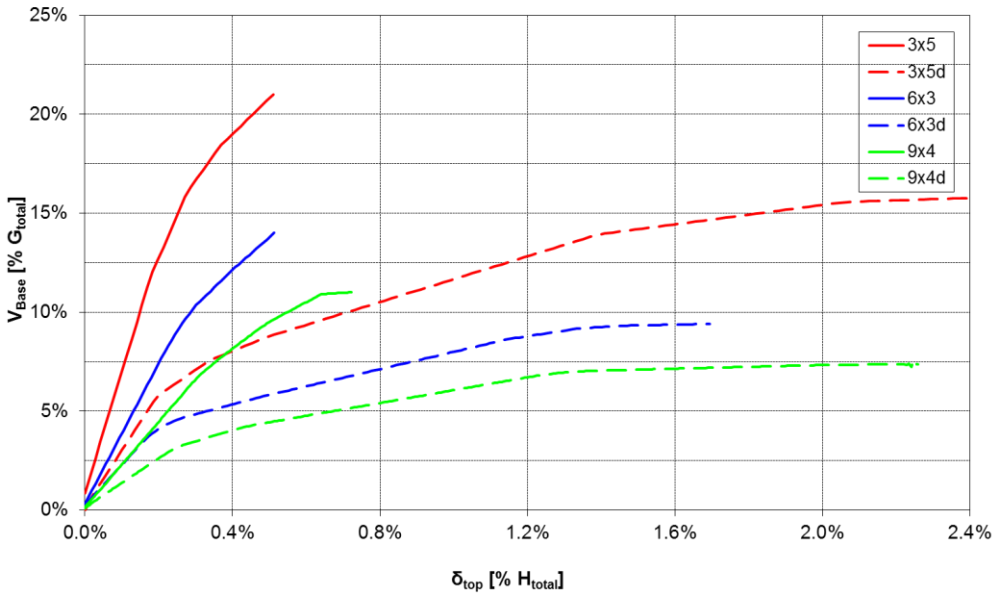
За шестте равнинни рамки с РЦВД и тези с INERD болтови стави (отбелязани с “*d*”) е проведен статичен нелинеен анализ. Резултатите са показани на Фиг. 1.18, на която е дадена зависимостта между общата срязваща сила в основата (като % от общото вертикално натоварване) и преместването във върха (като % от общата височина на сградата). Могат да се направят следните изводи:

- Класическите РЦВД са по-корави от тези с INERD съединения. Това е така поради приноса на натисковите диагонали. След тяхната загуба на устойчивост рамките бързо губят устойчивост.

- Класическите РЦВД имат по-голяма носимоспособност. Това е очаквано, т.к. носимоспособността на INERD болтовите стави е ограничена от носимоспособността на устойчивост при натиск на диагонала. По тази причина INERD рамките могат да понесат по-малка срязваща сила в основата от тази при работещи опънен и натисков диагонал.

- INERD рамките показват значителна дуктилност в сравнение с класическите РЦВД. Основната причина за това е способността на дисипативните съединения да получат големи деформации без спад в тяхната носимоспособност, докато диагоналите са предпазени от загуба на устойчивост. Тази загуба на устойчивост на натиснатия диагонал, която се реализира в класическите РЦВД, води до бърз спад в коравината на рамката и увеличение на усилието в опънния диагонал.

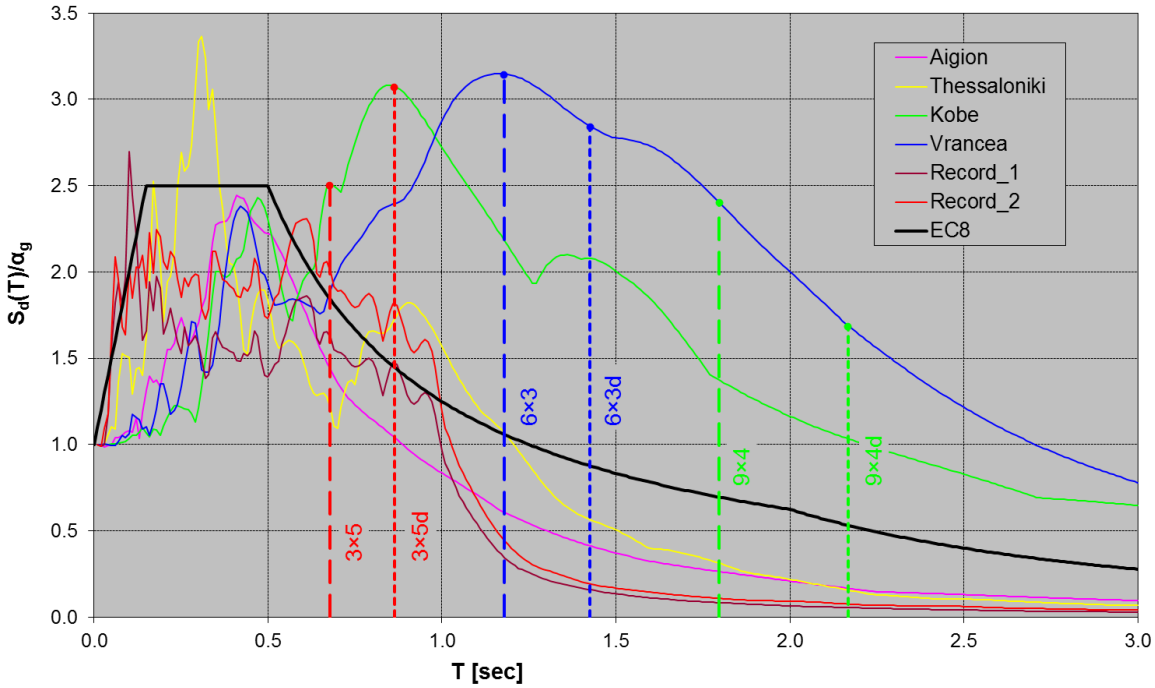
Последното заключение оправдава използването на по-висок коефициент на поведение за рамките с INERD съединения, в сравнение с този за класическите РЦВД.



Фиг. 1.18: Pushover криви за рамките с равноякостни и INERD болтови съединения

1.6.4 Нелинеен динамичен анализ (time-history)

Поведението на рамките при сеизмично въздействие е изследвано чрез нелинеен динамичен анализ за реални записи на земетресения, чрез софтуера OpenSees. Използвани са четири реални и две изкуствено генерирани акселерограми, които имат значително различаващи се характеристики. Мащабираните спектрални криви на записите са дадени на Фиг. 1.19.



Фиг. 1.19: Мащабирани спектрални криви на избрани земетресения

Проведен е инкрементален динамичен анализ с оглед изследване на поведението на рамките за увеличаващо се върхово земно ускорение (Peak Ground Accelerations, PGAs). Резултатите за междуетажните премествания и преместванията на върха на шестте равнинни рамки са показани на Фиг. 1.20 и Фиг. 1.21. Всяка точка от кривата съответства на максимална стойност от динамичния анализ. Може да се заключи следното:

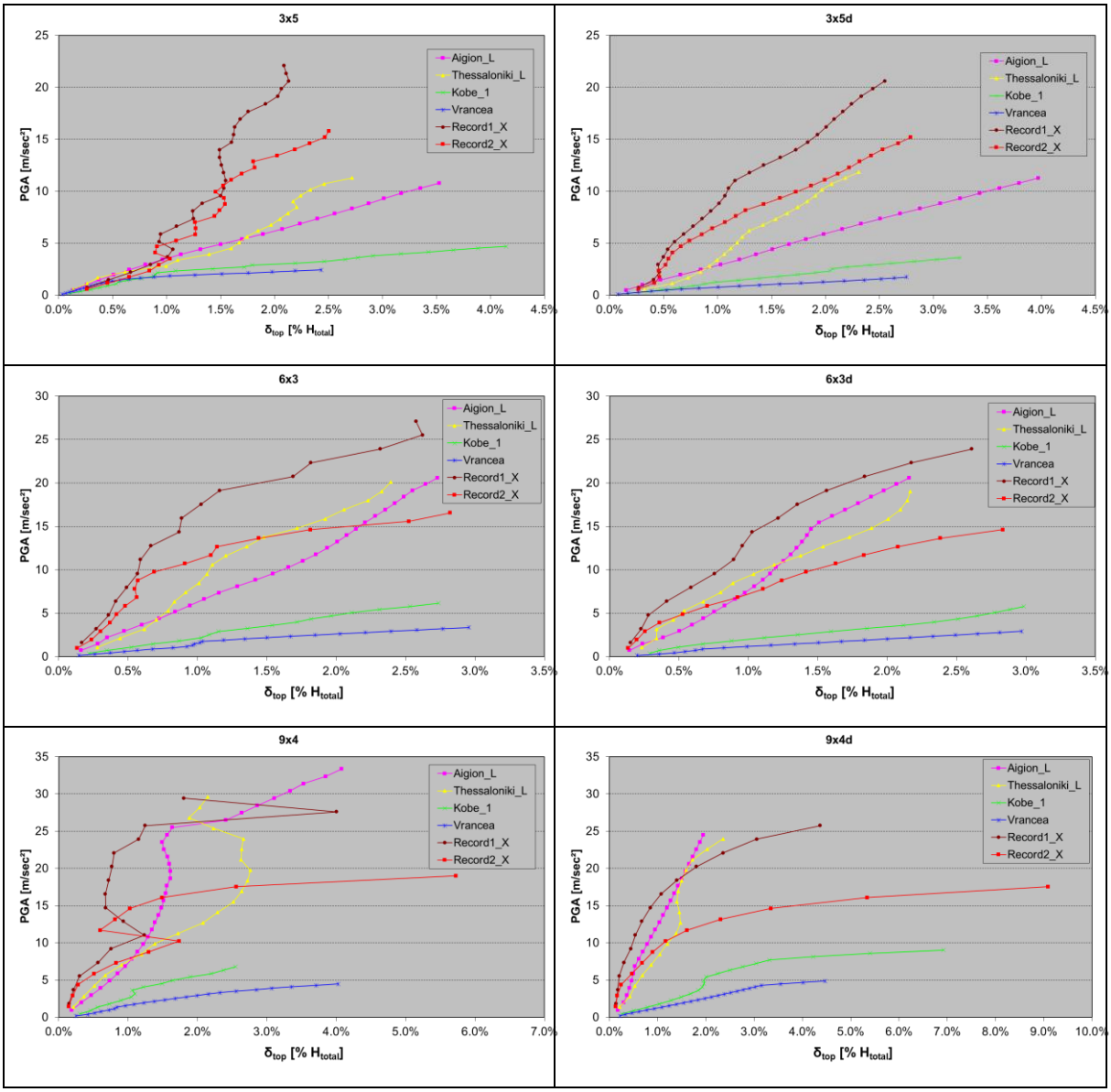
- Записите от Кобе и Вранча активират собствени форми, различни от тези, активирани от нормативния спектър. По тази причина динамичното поведение на рамките за тези записи е значително по-лошо.

- Полученото общо преместване е допустимо за всички рамки за изчислителното земно ускорение (2.35 м/сек²). В допълнение, за записите, с изключение на Кобе и Вранча, междуетажните премествания са допустими (под 2%).

- Междуетажните премествания за по-чести, с по-малка (около 50% от изчислителното) интензивност, земетресения са в допустимите граници (0.5-0.7%) за избягване на повреди в неконструктивните елементи на сградата.

- За екстремално земетресение, с интензивност около 200% от изчислителното, рамките с INERD съединения имат по-малки деформации.

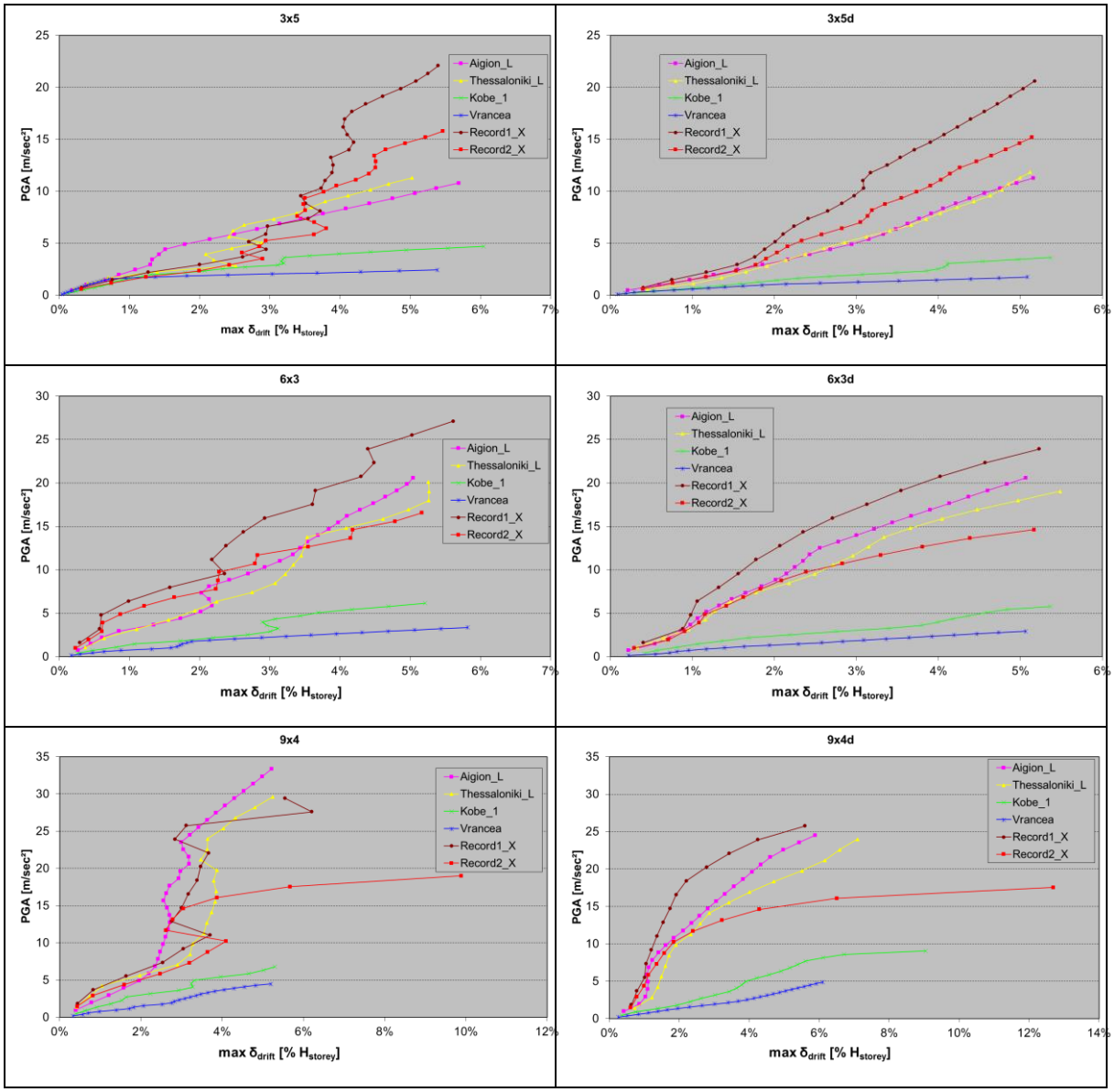
- Използването на INERD болтови стави води до по-стабилно и предвидимо поведение, което се дължи на превенцията от изкълчване на диагоналите.



Фиг. 1.20: Зависимост между върхово земно ускорение и общо преместване δ_{top} като % от общата височина на сградата

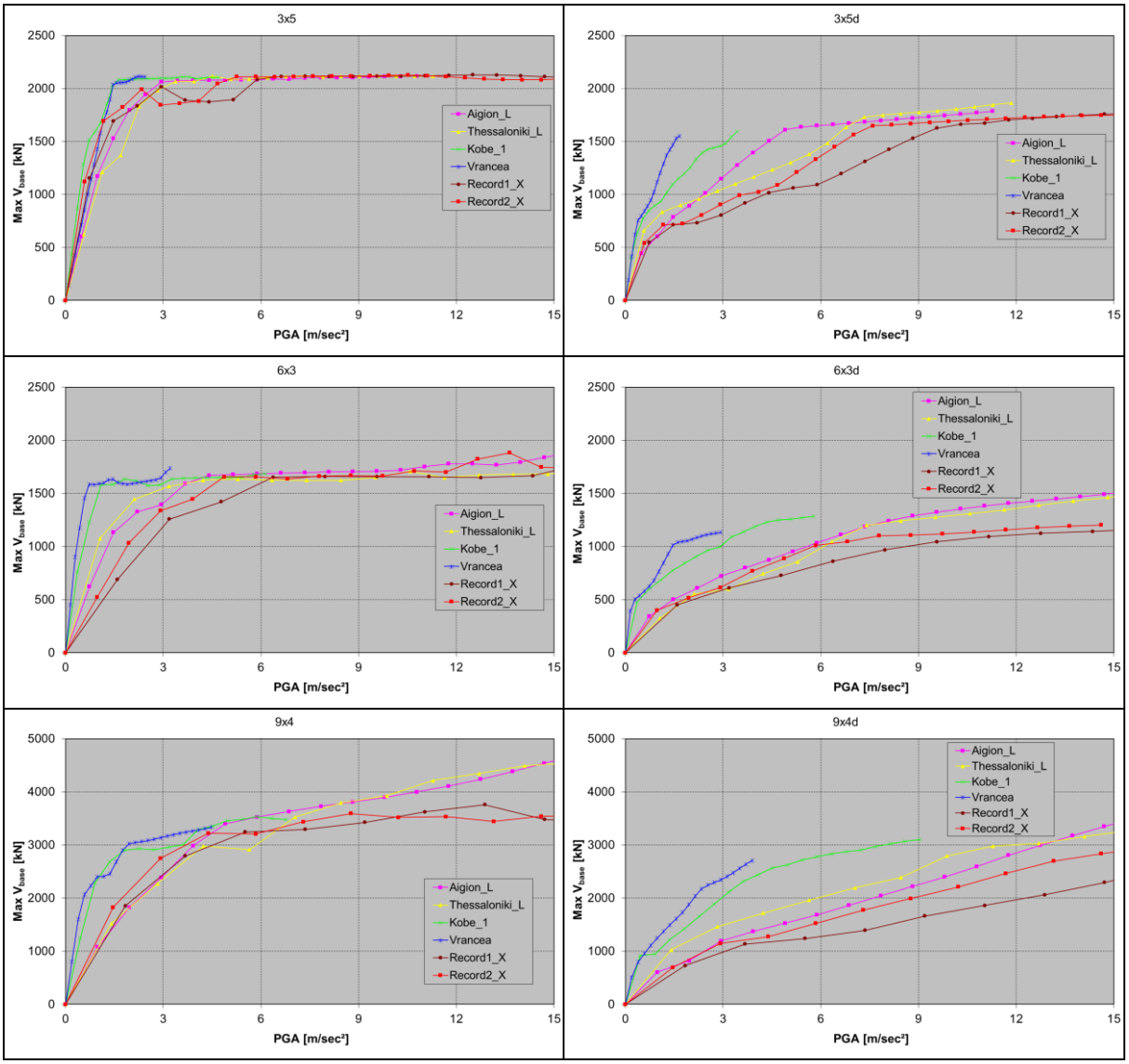
Разултатите от динамичния анализ потвърждават по-доброто циклично поведение на INERD болтовите стави. При класическите РЦВД натисковият диагонал се изкълчва, което води до внезапно прехвърляне на усилието в опънния диагонал. Този факт, заедно с бързото прищипване на хистерезисните примки на връзката след няколко цикъла със значителна амплитуда, може да доведе до много големи премествания и нестабилно поведение при нарастване на PGA.

От друга страна, хистерезисната крива на INERD съединенията е стабилна и показва значително разсейване на енергия дори за големи ускорения и значителен брой цикли на натоварване с големи амплитуди.



Фиг. 1.21: Зависимост между върхово земно ускорение и максимално междуетажно преместване δ_{drift} като % от етажната височина

На Фиг. 1.22 са дадени зависимостите между максималната срязваща сила в основата и PGA за всички проведени динамични решения. Очевидно е, че сеизмичното натоварване е значително по-малко при рамките с INERD болтови стави в сравнение с класическите РЦВД. Това е следствие на намалената коравина на INERD системите, която води и до по-висок собствен период на свободни трептения и разсейване на енергия.



Фиг. 1.22: Зависимост между срязваща сила в основата V_{base} и PGA

Основното заключение от проведения динамичен анализ е, че за ниво на поведение «Life safety» (LS) рамките с INERD дисипативни съединения имат по-добро поведение от класическите РЦВД. Този критерий, който съответства на междуетажно преместване 2.5%, на практика съвпада с изчислителните земетресения, използвани в съвременните стандарти за проектиране като EN1998 и е очевидно по-важен. В частност, получените премествания и усилия за рамки с INERD съединения са значително по-малки от тези при класическите РЦВД. В същото време, за други нива на поведение, при междуетажни премествания от 1.0% и 5.0%, поведението на двете системи е много близко. Този факт също е от съществено значение, т.к. показва, че включването в двата края на диагоналите на сравнително по-

деформативни системи не води до появата на проблеми, свързани с прекалени деформации при много силни земетресения или при по-чести с по-малък интензитет (при ограничаване на повредите).

1.6.5 Определяне на коефициента на поведение за рамки с INERD болтови стави

За определяне на коефициента на поведение са изследвани две различни дефиниции за *q*. Първата е:

$$q_1 = \frac{PGA_{ult}}{PGA_y} \tag{1.18}$$

където PGA_{ult} е това PGA, за което е удовлетворен критерият за превенция от разрушение, т.е. междуетажното преместване е равно на 1.0, 2.5 или 5.0%, в зависимост от нивото на поведение.
PGA_y е това PGA, за което се появява първото "провлачване" в конструкцията, което може да бъде загуба на устойчивост или опънно провлачване на диагонал (за класически РЦВД) или провлачване на INERD съединение при опън или натиск.

За втората дефиниция е необходимо да се определи PGA, за което е удовлетворен критерият за настъпване на гранично състояние (колапс). Коефициентът на поведение се определя съгл. израз (1.19):

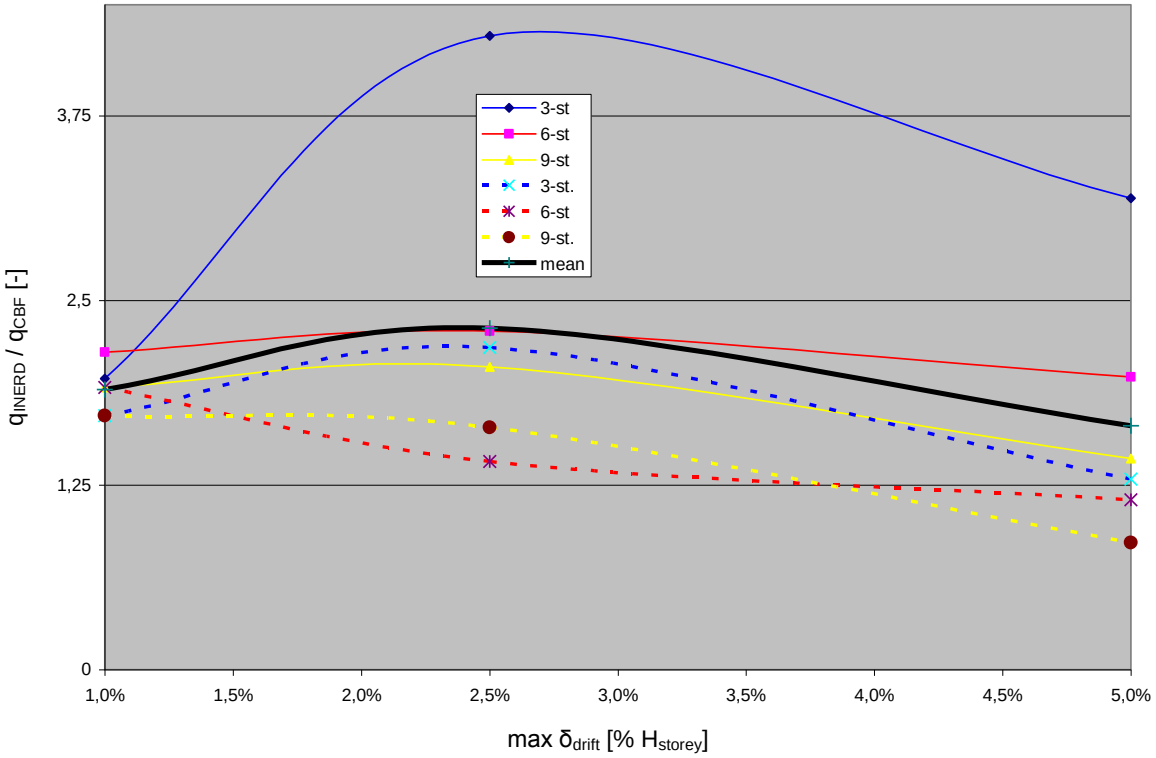
$$q_2 = \frac{V_{base,ult,el}}{V_{base,ult,pl}} \tag{1.19}$$

където $V_{base,ult,pl}$ е срязващата сила в основата на рамката за състояние, при което всички дисипативни елементи имат нелинейно поведение, при записа на PGA, което води до настъпване на гранично състояние (колапс), т.е. междуетажно преместване на който и да е етаж от 1.0, 2.5 или 5.0%.
$V_{base,ult,el}$ е срязващата сила в основата за същия запис, за състояние, при което всички дисипативни елементи имат еластично поведение.

Основното предимство на втората дефиниция е фактът, че се вземат предвид намаляването на сеизмичното въздействие в резултат на пластификацията на конструкцията, което води до по-точна прогноза за усилията в рамката. По този начин могат по-добре да бъдат използвани резултатите от нелинейния динамичен анализ, при който глобалното поведение на конструкцията и способността ѝ да разсейва енергия се оценяват по-точно. В допълнение, втората дефиниция не изисква

намирането на PGA, което предизвиква провлачване, което може да се окаже спорно, ако точката на бифуркация не е ясно дефинирана, както в случая на рамки с INERD съединения.

Резултатите от динамичния анализ от втората дефиниция на *q* са дадени на Фиг. 1.23, т.к. те се оказаха по-реалистични и по-подходящи за сравнение между двата типа рамки. Определянето на коефициента на поведение може да бъде обект на дискусия, но е очевидно, че този за рамките с INERD съединения е по-висок 1.25 до 2.5 пъти от съответния за класическите РЦВД за изследваните рамки. В този смисъл, за рамките с INERD съединения се оказва подходящ коефициент на поведение, близък до този за рамките с корави възли, т.е. този за класическа РЦВД, умножен с минимален коефициент 1.25. Това води до коефициент на поведение ~4 съгласно гръцките сеизмични норми и 5 за EN1998-1. До провеждането на по-обстойни изследвания и доказване на такова приемане, за практически цели се препоръчва използването на стойностите, препоръчани в §1.5.2.



Фиг. 1.23: Съотношение между коефициентите на поведение q_2 за рамки с дисипативни и равноякостни съединения

1.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

За стоманени рамки с центрично включени диагонали е разработено иновативно решение с използване на INERD болтови стави. Основната цел на използването на тези съединения е, в случай на силно земетресение, да

се концентрират повредите в конструкцията в предварително дефинирани, лесни за поправка зони на пластификация. Допълнително, чрез тях се предпазват всички елементи на рамката от провлачване и загуба на устойчивост.

Проведените експериментални, теоретични и числови изследвания са подробно описани в съответните източници [12, 13, 25, 26, 30]. Основните предимства на системите, съдържащи INERD съединения, са представени накратко в тази брошура и са обобщени по-долу:

- INERD болтовите стави показват голяма коравина за хоризонтално натоварване, с малък интензитет и голяма дуктилност при по-голямо натоварване.
- INERD болтовите стави предпазват диагоналите на РЦВД от загуба на устойчивост при натиск и провлачване при опън. По този начин всички диагонали участват в поемането на въздействията и имат стабилно поведение.
- Пластификацията на конструкцията е ограничена в зоните на съединенията, и по-конкретно, в ставните болтове. Местоположението на съединенията позволява тяхната незабавна инспекция и, при необходимост, подмяна, при ниска разходи и в кратки срокове. Ако това се наложи, допълнително предимство се явява малкото тегло на елементите, които е необходимо да бъдат подменени.
- Те имат отлично циклично поведение, дори при големи деформации. Рискът от крехко разрушение вследствие на нискоциклична умора на материала е малък, поради липсата на заваръчни шевове и други несъвършенства в близост до зоните на пластификация.
- Проектирането на рамки с INERD съединения за сеизмични въздействия може да се проведе по методология, подобна на тази за конвенционални рамки. Като допълнение, този тип рамки имат висока дуктилност, която оправдава използването на високи стойности на коефициента на поведение, подобни на тези за рамки с корави възли и рамки с нецентрично включени диагонали. В същото време системата има достатъчна коравина както за извънредно силни земетресения, така и за такива с по-голяма вероятност да се случат, при които се ограничават повредите.
- Използването на INERD съединения може да доведе до намаляване на собственото тегло на стоманената рамка, което да елиминира по-високата цена на самите съединения. Това основно се дължи на редуцираните усилия от сеизмично въздействие, които са следствие на по-добрите

възможности за разсейване на енергия и по-ниските изисквания, наложени от капацитивното проектиране.

Предложените правила за проектиране за рамки с INERD съединения позволяват то да се проведе чрез използването на стандартен изчислителен софтуер. Методологията е по-сложна в сравнение с конвенционалните РЦВД, но не в такава степен, че да затруднява прекомерно проектанта. От друга страна, могат да се извлекат ползи от използването на системата - както от редуцирането на усилията от сеизмичното въздействие и намаляването на собственото тегло на рамките, така и от намалените разходи за ремонт в случай на силно земетресение.

1.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Иновативните INERD болтови стави могат да се прилагат в ниски, средни и високи сгради със стоманена носеща конструкция, т.к. имат достатъчна коравина и дуктилност. Тяхната концепция е да бъдат прилагани в РЦВД, но с известни модификации могат да бъдат включени в различни конструктивни системи. В допълнение, могат да се прилагат при усилване и възстановяване на съществуващи конструкции, които не е задължително да бъдат със стоманена носеща конструкция.

Всички предимства, описани в §7 трябва да се вземат предвид и, ако използването на INERD система изглежда обещаващо, могат да се използват правилата за проектиране, дадени в настоящата брошура за ефективно проектиране на рамката и съединенията ѝ.

1.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ ПО ТЕМАТА

В рамките на проекта INERD са публикувани в научни списания и на конференции статии, изясняващи различни части от изследователския проект.

Публикации в международни списания:

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

Презентации на международни конференции:

1. Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.

2. Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 4th European conference on steel and composite structures, 8-10 June 2005, Maastricht, The Netherlands, Hoffmeister B. and Hechler O. eds., volume C, p. 5.2-25 – 5.2-32, Druck and Verlaghaus Mainz, Germany, 2005.
3. Vayas I. and Thanopoulos P.: Seismic resistant braced frames with dissipative (INERD) connections, Proceedings of the 5th conference on Behaviour of steel structures in seismic areas (STESSA), Yokohama, Japan, 2006, Mazzolani and Wada eds., p. 801 – 806, Taylor & Francis Group, London.

1.10 ЛИТЕРАТУРА

В рамките на проекта INERD са използвани значителен брой литературни източници. Тук са представени основните от тях:

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

13. Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD – Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames in seismic areas – Final Report, Politecnico di Milano, 2004.
14. Chopra A. K.: Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering, Prentice-Hall Inc., 1995.
15. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1990, Eurocode - Basis of structural design, 2001.
16. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1991, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, 2001.
17. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2003.
18. European Committee for Standardisation (CEN): prEN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, 2003.
19. European Committee for Standardisation (CEN): EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2004.
20. European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads, ECCS Publ. No 45, Rotterdam, The Netherlands, 1986.
21. Gioncu V. and F. M. Mazzolani: Ductility of seismic resistant steel structures, Spon Press, London, UK, 2002.
22. Mazzolani F. M. and Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
23. Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 4, pp. 169-182, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
24. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation, edition 1.5, University of California, Berkeley, 2003.
25. Plumier A., Doneux C. and Stoychev L.: The INERD Project – Detailed report on experimental activity at University of Liege, Université de Liège, 2004.
26. Plumier A. (co-ordinator), Doneux C., Castiglioni C., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S., Lazzarotto L., Calado L., Ferreira J., Feligioni S., Bursi O. S., Ferrario F., Sommavilla M., Vayas I., Thanopoulos P. and Demarco T.: Two Innovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project – Final Report, Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel : Steel RTD, Technical Report No. 6, 2004.
27. Stahlbau Kalender 2004, 1A – Stahlbaunormen, A Kommentierte Stahlbauregelwerke, Dr.-Ing. Eggert. H., Ernst & Sohn, 2004.
28. Thanopoulos P.: Behaviour of seismic resistant steel frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
29. Vayas I.: Design of braced frames, Seismic Resistant Steel Structures, Mazzolani F. M. and Gioncu V. (eds), chapter 5, pp. 241-288, Springer-Verlag Wien New York, 2000.
30. Vayas I. and Thanopoulos P.: INERD Project, Final Report, NTUA, 2004.
31. Zienkiewicz O. C., Chan A. H. C., Pastor M., Schrefler B. A. and Shiomi T.: Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, John Wiley & Sons, 1999.

2 INERD U-СЪЕДИНЕНИЯ

2.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на Европейската изследователска програма 7210-PR-316 “Two INnovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project” („Две иновации за противоземетръсно проектиране – проект INERD“) са предложени две иновативни дисипативни системи за съединения: с цилиндричен елемент (болтова става) и с U-образна плоча. В тази глава се представя системата INERD с U-образна плоча (наричана накратко U-съединение), както и пример за нейното приложение.

2.2 ОПИСАНИЕ НА U-СЪЕДИНЕНИЕТО

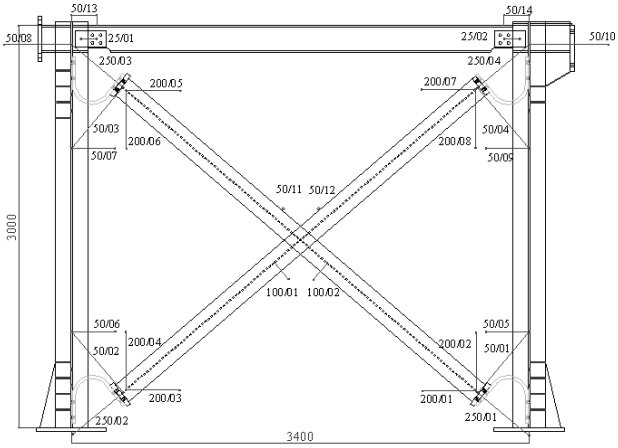
Стоманените конструкции, поемащи сеизмични въздействия, се проектират за коравина, носимоспособност и дуктилност. Изискванията за коравина са свързани с ограничаване на неконструктивните повреди при слаби до средни земетресения, както и ограничаване на ефектите от втори ред; изискванията за носимоспособност осигуряват възможността конструкцията да поема с достатъчна сигурност всички въздействия, а дуктилността осигурява възможността за дисипиране на част от входящата сеизмична енергия чрез нееластични деформации, като по този начин се намаляват сеизмичните сили. Обичайните рамкови и връзкови системи притежават някои недостатъци по отношение на горните критерии. В допълнение, рамките с диагонали, които се прилагат в Европа, след силни земетресения водят до следните проблеми: а) при рамки с центрично включени връзки усилването или подмяната на повредени и изкълчени диагонали със съответната значителна дължина е трудно осъществимо; б) при рамки с нецентрично включени връзки е доста проблемно усилването и възстановяването на сеизмичните свързващи елементи или на гредите, тъй като те са част от главната носеща система за вертикални товари. Следователно тези възстановителни работи изискват значителен опит и водят до високи разходи за материали и труд.

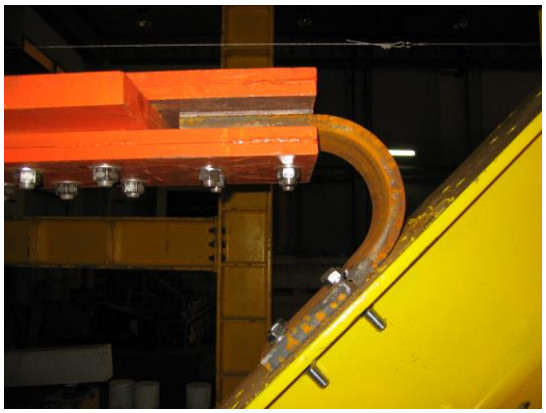
Алтернативният подход е да се позволи дисипацията на енергия да става в съединенията вместо в елементите. Прилагането на частично корави неравноякостни съединения при рамки, подложени на вертикални товари е добре известно. Но подобен подход при рамки с корави възли за сеизмични въздействия води до значителни проблеми. Рамките по принцип са гъвкави конструктивни системи, поради което в повечето практически случаи меродави се оказват критерии, свързани с ограничения на междуетажните премествания при експлоатационни гранични състояния. Прилагането на частично корави възли би увеличило деформативността на рамката и

следователно би задълбочило проблема, който се оказва, че не би могъл да бъде решен чрез увеличаване на сеченията на гредите и колоните.
Ето защо идеята за дисипативни съединения се оказва по-подходяща за рамки с диагонали. Такива рамки обикновено са достатъчно корави в хоризонтално направление, поради което въвеждането на деформируеми съединения не влошава съществено глобалното им поведение. Точно обратното, деформируемите съединения могат да предпазят диагоналите от изкълчване и по този начин да се постигне увеличаване на глобалната дуктилност. Освен това, възстановителните работи след силно земетресение ще се концентрират върху съединенията и ще са по-лесно осъществими.
В рамките на изследователския проект INERD са разработени дисипативни съединения, подходящи за рамки с диагонали. Предимствата на такива рамки с INERD-съединения спрямо обичайните рамки с диагонали могат да се обобщят както следва:

- По-добро съответствие на различните (често противоречиви, *бел. прев.*) критерии за проектиране за сеизмични въздействия;
- Предпазване на натиснатите диагонали срещу изкълчване.
- Активност на всички диагонали – и опънати, и натиснати, дори и при големи междуетажни премествания;
- Ограничаване на нееластичната работа в малки части, които се подменят лесно;
- Възможност за лесен и евтин ремонт след много силно земетресения, ако се налага;
- Намаляване на общата цена на конструкцията при едно и също ниво на сеизмична осигуреност.

U-съединенията се състоят от една или две огънати в U-образна форма дебели плочи, свързващи диагонала към прилежащите елементи (Фиг. 2.1). Дисипацията на енергия се реализира в огънатите плочи. Предимството на тези съединения е в това, че при правилно оразмеряване, пластичните деформации се ограничават в точно определени предварително зони, в случая U-плочите, докато прилежащите части и елементи остават еластични. Следователно диагоналите са предпазени от изкълчване и повредите се ограничават в U-плочите. Това са малки части, които лесно могат да бъдат заменени след силно земетресение.





Фиг. 2.1: INERD U-съединения.

2.3 МОДЕЛИ ЗА ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Проектирането на U-съединенията се свежда преди всичко до техния деформационен капацитет. Максималното преместване, което може да понесе с достатъчна сигурност конструкцията е 120 mm в рамките на валидираните U-конфигурации в рамките на проекта INERD. Чрез вариране на дебелината и радиуса на огъване на U-плочата (разбира се в рамките на практическите производствени ограничения) могат да се разработят и други конфигурации отговарящи на други зададени специфични изисквания. Такива „нестандартни“ геометрии обаче трябва задължително да се валидират чрез числени модели с равнинни крайни елементи или чрез изпитване. Ето защо се препоръчва първо да се провери възможността за използване на предварително валидираните конфигурации.

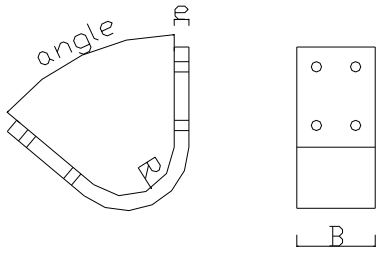
2.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА U-СЪЕДИНЕНИЯ

U-съединения в значителен диапазон на геометричните параметри са валидирани чрез експериментални изследвания в рамките на проекта INERD. Експериметите са проведени както на локално ниво на съединенията, така и на глобално ниво на рамка с диагонали.

Параметрите, които се разглеждат (Фиг. 2.2) с оглед оптимизиране на такова съединение са предимно геометрични:

- R : Радиус
- B : Широчина на плочата
- e : Дебелина
- Angle : Ъгъл на огъване
- Position : Направление на товара

Диапазонът на валидираните параметри е даден в Таблица 2.1.



Фиг. 2.2: Дефиниция на геометричните параметри на U-съединение.

Таблица 2.1: Диапазон на разглежданите параметри

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

Независимо, че всички тези конфигурации са валидирани, тук са представени някои допълнителни препоръки относно „идеалния“ избор на конфигурация:
Радиус на огъване 100 mm осигурява по-голяма дисипация на енергия отколкото радиус 125 mm при една и съща дебелина (както 25 mm, така и 30 mm) и конфигурация на устройството (U1 или U2 [1]). Най-добро поведение има U-съединение с по-дебела плоча (напр. 30 mm) и по-малък радиус на огъване (напр. 100 mm). Това е очевидно, тъй като увеличаването на дебелината и намаляването на радиуса на огъване води до по-голяма коравина на огъване на устройството. Така най-общата препоръка е, че по-добро поведение на U-устройство може да се постигне чрез увеличаване на дебелината и намаляване на радиуса на огъване.

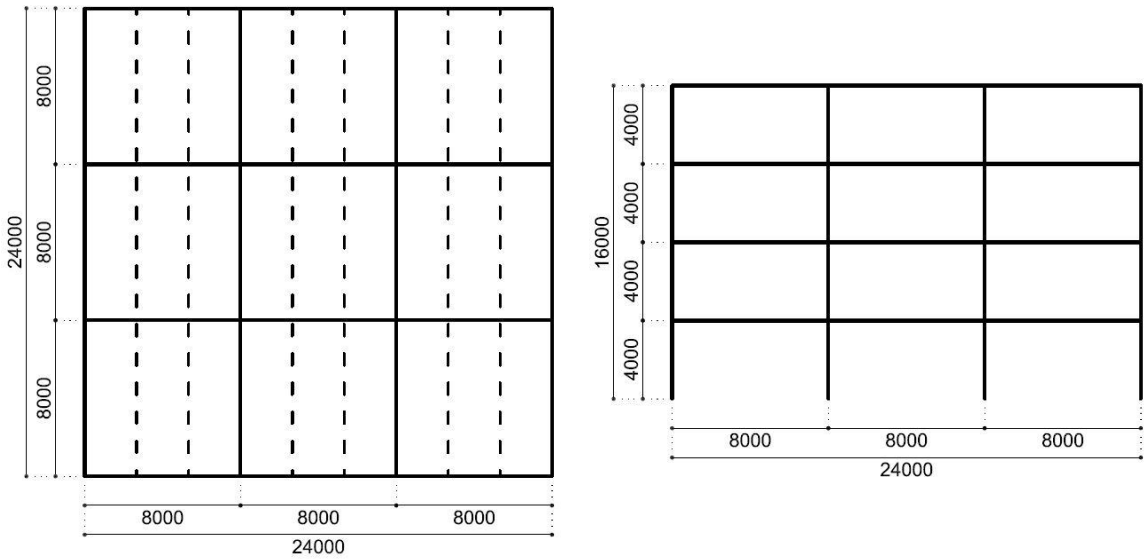
[1] Има се предвид конфигурация при която диагонала е успореден или перпендикулярен на едното „перо“ на „U” съединението. Яснота може да се добие ако се проследят стрелките в последната колона на таблица 2.1 (*бел. прев.*).

2.5 ПРОЕКТИРАНЕ НА РАМКА ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ

В този раздел се представя пример за проектиране на конструкцията на сграда за сеизмични въздействия. Използва се методът на еквивалентните хоризонтални сили съгласно EN1998-1. Тъй като за дисипативните U-съединения на този етап липсва теоретичен модел, изборът на подходяща конфигурация е на базата на експерименталните резултати от проект INERD.

2.5.1 Описание на сградата и конструктивната композиция

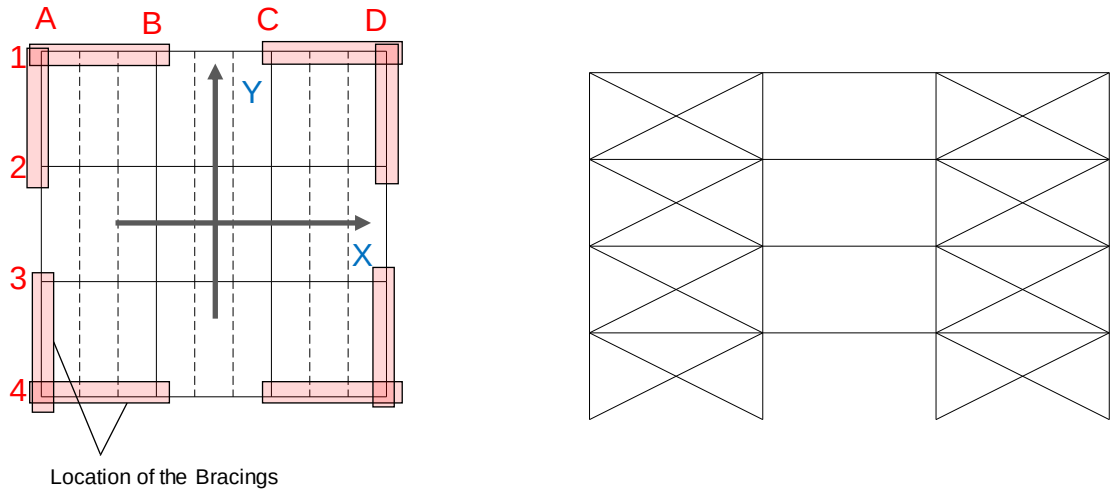
В примера се разглежда 4-етажна административна сграда, чиито основни геометрични размери са показани на Фиг. 2.3. Категорията в зависимост от експлоатацията е приета B: служебни (офисни) помещения.



a) План *b) Разрез*

Фиг. 2.3: Геометрични размери на сградата в разглеждания пример.

Конструктивните системи за поемане на сеизмичните въздействия са рамки с центрично включени диагонали с U-съединения. Тези съединения са единствените дисипативни компоненти в конструкцията. Във всяко направление са композирани по 4 такива рамки, както е илюстрирано на Фиг. 2.4. Първоначално е разгледано решение с по 2 рамки в направление, но поради големината на получените земетръсни сили и ограничената носимоспособност на U-съединенията, то се оказва неподходящо. Тук се представя само окончателното решение.



a) План b) Страничен изглед – рамка с диагонали

Фиг. 2.4: Конструктивна композиция на сградата.

Материалите, от които са различните конструктивни елементи са представени в Таблица 2.2. Комбинираната плоча работи еднопосочно в направление X (Фиг. 2.4).

Таблица 2.2: Материали на конструктивните елементи

Елемент	***Материал***
Колони	S355
Греди	
Диагонали	
Плоча	Комбинирана: Бетон C20/25 Профилирана ламарина с дебелина 1mm и височина на вълната 73mm. Обща дебелина на плочата 150mm
U-съединение	Съгласно проект INERD

2.5.2 Натоварване и сеизмично въздействие

Приетите натоварвания са обобщени в Таблица 2.3 и Таблица 2.4.

Таблица 2.3: Постоянни товари

Собствено тегло		Допълнителни постоянни товари		
Стоманени елементи	78,5 kN/m^3 + 10% за детайлиране	Настилки, тавани, инсталации за:	Междинни етажи	0,7 kN/m^2
			Последен етаж	1 kN/m^2
Комбинирана плоча	2,75 kN/m^2	Стени по периметъра на сградата		4 kN/m

Таблица 2.4: Експлоатациони натоварвания

Офиси (категория B)	3 kN/m^2
Преместваеми преградни стени	0,8 kN/m^2
Покрив, достъпен за използване	3 kN/m^2

Сеизмичното въздействие е обобщено в Таблица 2.5. В проекта INERD не е определена стойност на коефициента на поведение при използване на U-съединения, поради което дадената стойност е на базата на опита и на получените експериментални резултати. Тази стойност следва да се докаже по-нататък. Вертикалната компонента на сеизмичното въздействие е пренебрегната.

Таблица 2.5: Дефиниране на сеизмичното въздействие

Коефициент на значимост, γ_I	1,0			
Референтно максимално ускорение на земната основа, a_{gR}	0,24g			
Тип земна основа B	S	T_B	T_C	T_D
Спектър на реагиране вид 1	1,0	0,15s	0,50s	2,00s
Коефициент за долна граница, β	0,2			
Коефициент на поведение, q	3			

2.5.3 Предварително проектиране за гравитационни товари

Преди проектирането за сеизмични въздействия, конструктивните елементи са начално проектирани съгласно EN 1993-1-1. Резултатите от това предварително проектиране са представени в Таблица 2.6. Напречните сечения на колоните са приети със запас, с оглед очакваните нормални усилия от сеизмично въздействие. Най-общо е прието следното: 1) всички колони с еднакво и постоянно по височина сечение; 2) гредите с различни профили в двете направления.

Таблица 2.6: Напречни сечения на колоните и гредите

Колони	HEB 260
Греди по направление X	IPE 500
Греди по направление Y	IPE 360

2.5.4 Изчисления за сеизмично въздействие

Сеизмичните сили върху конструкцията са определени по метода на хоризонталните сили съгласно EN 1998-1. Процедурата може да бъде разделена на няколко стъпки. По нататък са представени резултатите от тези изчисления.

- Определяне на сеизмичната маса

Сеизмичната маса като резултат от гравитационните въздействия върху сградата се определя от следната комбинация:

$$\sum G_{k,j}\text{ "+" }\sum \Psi_{E,i}\, Q_{k,i} \tag{2.1}$$

В Таблица 2.7 са дадени получените сеизмични етажни маси.

Таблица 2.7: Сеизмични маси за 4-етажната сграда

Етаж	Сеизмична маса, *m* [t]
1	323,67
2	323,67
3	323,67
4	301,44
Общо	1272,45

- Определяне на напречната сила в основата

Напречната сила в основата се определя по метода на хоризонталните сили в съответствие със сеизмичното въздействие (Таблица 2.5). Уравнения (2.2) до (2.6) са използвани за определяне съответно на основния собствен период на конструкцията, ординатата от изчислителния спектър на реагиране и общата напречна сила в основата. Получените резултати са представени в Таблица 2.8.

$$T_1 = C_t H^{3/4}\ ^{2} \tag{2.2}$$

$$C_t = 0{,}05 \tag{2.3}$$

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \tag{2.4}$$

$$T_B \le T \le T_C\text{: } S_d(T) = a_g S \frac{2{,}5}{q} \tag{2.5}$$

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \tag{2.6}$$

Таблица 2.8: Резултати от изчисляването на напречната сила в основата

H [m]	C_t	T_1 [s]	a_g [m/s2]	S_d (T_1) [m/s^2]	λ	F_b [kN]
16,0	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

[2] В оригиналния текст формулата е записана със степенен показател ⅔ вместо ¾, вероятно поради техническа грешка, но резултатът за T_1 е верен (*бел. прев.*).

- Разпределяне на сеизмичното натоварване между отделните рамки

Всички рамки с диагонали имат еднаква коравина, следователно може да се приеме развномерно разпределение на общата напречна сила между тях. Тъй като конструкцията е напълно симетрична, разглежда се само случаен ексцентрицитет (0,05*L*) за отчитане на усукващите ефекти и съответния коефициент за увеличаване на хоризонталните сили. В Таблица 2.9 са дадени получените сили на една рамка. Тъй като сградата е квадратна в план и рамките с диагонали са симетрично разположени спрямо геометричния център, силите са еднакви в двете направления.

Таблица 2.9: Разпределение на сеизмичните сили между рамките

Рамка	F_b [kN]	X [m]	L [m]	δ	F_b' [kN]
1	1061,05	12	24	1,05 [3]	1114,1
4					
A					
D					

- Разпределяне на сеизмичните сили по етажи

Разпределянето по етажи е в зависимост от етажните маси и височините до основата, съгласно уравнение (2.7). Получените резултати са представени в Таблица 2.10.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \tag{2.7}$$

Таблица 2.10: Разпределение на сеизмичните сили по етажи

Етаж	z_i [m]	$m*z_i$ [ton.m]	F_i [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	$\Sigma m*z_i$	12591	

[3] Тази стойност следва да е по-голяма (*бел. прев.*).

2.5.5 Избор на U-съединение

Изборът на U-съединенията между диагоналите и колоните е извършен въз основа на експерименталните резултати от изследователския проект INERD. Усилията в отделните съединения са определени за получените сеизмични сили при предпоставката, че работят и натиснатите, и опънатите диагонали. Същите са представени в Таблица 2.11. Изборът на U-съединенията е извършен в зависимост от получените усилия в тях и експериментално определените носимоспособности, които също са включени в таблицата. Идентификационният код (ID) на съединението отговаря на наименованието и номера на експерименталния образец, изпитван в рамките на проекта INERD (Таблица 2.1).

Таблица 2.11: Избор на U-съединения за диагоналите

Етаж	$F_{Brace,con}$ [kN]	ID на съединението	$F_{Con,Test}$ [kN]
4	119	Mola 3	144
3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

2.5.6 Проектиране на конструкцията за сеизмично въздействие

Окончателното проектиране на конструктивните елементи (колони и диагонали) с отчитане на сеизмичното въздействие е извършено по принципите на капацитивното проектиране, т.е. разглеждат се не усилията, получени от сеизмичните сили, а тези, отговарящи на носимоспособностите на U-съединенията. Тъй като тези носимоспособности не са номинални изчислителни величини, а са получени експериментално, коефициентът на завишена носимоспособност γ_{ov} е приет равен на 1. Както бе споменато по-горе, проектирането на стоманените елементи е извършено съгласно EN 1993-1-1. Тъй като профилите на колоните се оказват непроменени спрямо предварителното проектиране представено в 2.5.3, в Таблица 2.12 са дадени само окончателните напречни сечения на диагоналите. Меродавна за тяхното оразмеряване е носимоспособността им на изкълчване, също представена в Таблица 2.12.

Таблица 2.12: Окончателно проектиране на диагоналите

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

В Таблица 2.13 и Таблица 2.14 са представени подробно проверките относно ефекти от II ред (*P-Δ* ефектите) съгласно EN 1998-1. Коефициентите на чувствителност за междуетажно преместване *θ*, изчислени по израз (2.8) се получават значително под границата (0,1) и следователно не е необходимо да се вземат под внимание ефектите от II.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0{,}10 \qquad (2.8)$$

Таблица 2.13: Чувствителност към ефекти от II ред за рамките по направление X

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

Таблица 2.14: Чувствителност към ефекти от II ред за рамките по направление Y

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

2.6 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Поради значителната си деформативност , прилагането на *INERD* U-съединенията е подходящо предимно за конструкции, които не са много чувствителни към ограничения на преместванията. Следователно това са сгради със средна етажност (максимум 4 до 6 етажа в зависимост от конфигурацията на U-съединението).

2.7 ЛИТЕРАТУРА

1. ACI American Concrete Institute (1995): Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95). Farmington Hills, MI.
2. AISC (1997), Seismic provision for structural steel buildings, Task Committee 113.
3. Aschheim M, Gulkan P., Sezen H. (2000): Chapter 11: Performance of Buildings, in Kocaeli, Turkey earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report. Earthquake Spectra. Supplement A to Volume 16, 237–279.

4. Benats Valérie, "Développement du concept d'assemblages dissipatifs dans des structures parasismiques en treillis", Université de Liège, thesis, a.a. 2000-2001.
5. Chou C.C., Uang C.M. (2002): Cyclic Performance Of A Type Of Steel Beam To Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research 58, 637-663.
6. ECCS (1986): Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads. ECCS Publication n° 45.
7. ECSC Project 7210-PR-316 (2001): Earthquake Resistant Design: the INERD Project.
8. Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS - User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
9. Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. Composite Construction in Steel and Concrete IV – Proc. of Engrg. Found. Conference, Banff, May 28 – June 2, Banff, Alberta, 947-958.
10. Krawinkler H. (1978): Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames. Engineering Journal AISC Vol. 3.
11. Mander J.B., Priestley M.J. N., Park R. (1988): Theoretical Stress-Strain Model For Confined Concrete. Journal of Struct. Engrg., ASCE, vol. 114, No 8, 1804-1826.
12. Ministry of Public Works and Settlement (1975): Specification for structures to be built in disaster areas. Government of Republic of Turkey.
13. Penelis G.G., Kappos A.J. (1997): Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN Spon, London.
14. prEN 1991-1-1:2001: Actions on structures, Part 1-1: general actions, densities, self-weight, imposed loads for buildings. Final Draft, July 2001.
15. prEN 1992-1:2001: Design of concrete. Part 1: general rules and rules for buildings. Draft n° 2, January 2001.
16. prEN 1993-1-1:2000: Design of steel structures. Part 1.1: general rules. Draft n° 2, August 2000.
17. prEN 1994-1-1:2001: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings. Draft n° 3, March 2001.
18. prEN 1998-1:2001: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Draft n°3, May 2001.
19. Scawthorn C.R. (2000): Turkey earthquake of August 17, 1999: Reconnaissance Report. Technical Report MCEER-00-0001. Buffalo, N.Y.: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, NY. Editor. the Marmara.
20. Sezen H., Elwood K.J., Whittaker A.S., Mosalam K.M., Wallace J.W., Stanton J.F. (2000): Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. PEER 2000/09. Technical Report. Berkeley, CA.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA. http://nisee.berkeley.edu/turkey.
21. Turkish Standards Institute (1985). TS-500 Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Ankara, Turkey.
22. Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft storey in reinforced concrete structures submitted to earthquake", in the Proceedings of the Colloquium on Recent Advances and New Trends in Structural Design; Timisoara 7-8 May 2004. ISBN 973-638-119-6.
23. Ferrario F., Bursi O.S. and Colombo A., "Analysis and design of RC beam-to-column joints with encased steel profiles subjected to seismic actions", in the Proceedings of the 4th

European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.

24. Doneux C., Plumier A., “Mitigation of seismic soft storey failures in reinforced concrete structures by composite steel-concrete columns”, in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
25. Vayas I., Thanopoulos P., “Behaviour of seismic resistant braced frames with innovative dissipative (INERD) connections”, in the Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures - Eurosteel 2005, Maastricht, The Netherlands, June 8-10, 2005.
26. Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., “Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles “, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
27. Vayas I., Calado L., Castiglioni C., Plumier A., Thanopoulos P., “Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames”, in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.
28. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., “Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings”, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
29. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, “Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections”, in the Proceedings of the 4th International Conference on Advances in Steel Structures(ICASS’05).Shanghai 13-15 June, 2005.
30. Calado Luis and Castiglioni Carlo A., “Design Of Steel Dissipative Connections Under Cyclic Loadings”, in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
31. Castiglioni Carlo A. and Calado Luis, “Seismic Behaviour Of Steel Braced Frames With Dissipative Connections”, in the Proceedings of the 1st International Conference on Advances In Experimental Structural Engineering (AESE 2005). Nagoya July 19-21, Japan, 2005.
32. Dell'anna Sergio, "Behaviour of dissipative connections for concentric bracings of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
33. Feligioni Sandro, "Characterization of dissipative connections for concentric bracing systems of steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.
34. Lazzarotto Luca, "Dissipative connections for concentric bracing systems in steel frames in seismic areas", Politecnico di Milano, thesis, a.a. 2003-2004.

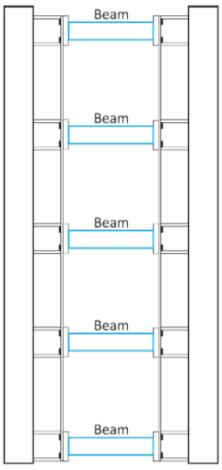
3 FUSEIS ГРЕДОВИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ

3.1 ВЪВЕДЕНИЕ

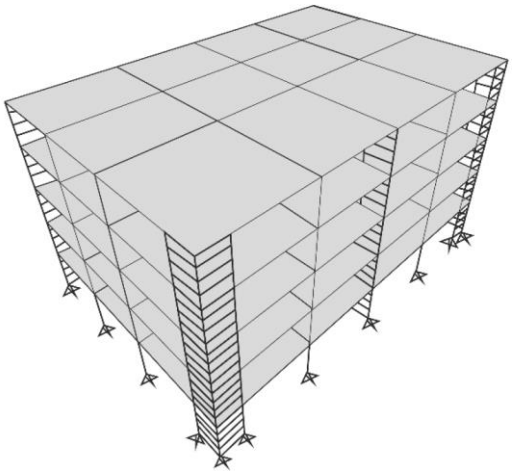
В рамките на Европейската изследователска програма RFSR-CT-2008-00032 “Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames” („Дисипативни устройства за стоманени рамки, поемащи сеизмични въздействия“) с акроним FUSEIS бяха предложени две иновативни системи, наречени FUSEIS 1 и FUSEIS 2, и съответно разработени ръководства за тяхното проектиране [1, 12]. Според формата на дисипативните елементи системата FUSEIS 1 от своя страна се подразедя на два вида: с гредови и с цилиндрични сеизмичи свързващи елементи. В настоящата глава се разглежда само случаят на гредови елементи, докато решението с цилиндрични такива е представено в следващата Глава 4.

3.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS С ГРЕДОВИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ

Системата FUSEIS с гредови сеизмични свързващи елементи е композирана от две близко разположени колони, свързани кораво помежду си с множество греди. Гредите са разположени само между двете колони и могат да са с различни видове напречни сечения: RHS, SHS, CHS или **I**-сечения. Общата композиция е показана схематично на Фиг. 3.1. Системата FUSEIS с гредови свързващи елементи поема хоризонталните товари като вертикална виренделова греда предимно чрез огъване и срязване в гредите и осови сили в колоните. Дисипативните елементи на системата са гредовите свързващи елементи между колоните. Те като правило не поемат вертикални товари, тъй като обикновено са разположени между подовите нива.



Фиг. 3.1: Системата FUSEIS с гредови свързващи елементи: общ вид

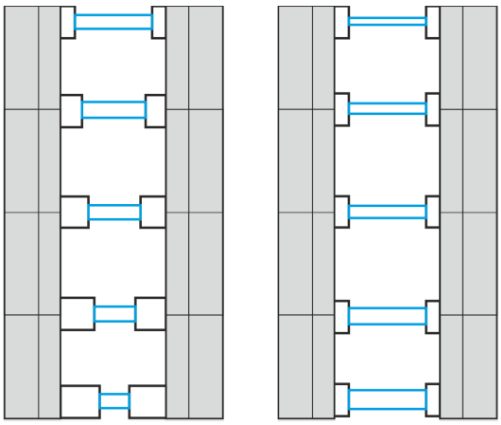


Фиг. 3.2: Примерно вграждане на системата в стоманена рамкова конструкция

Сеизмичното осигуряване на една сграда може да се реши чрез подходящо ситуиране на няколко такива системи в различни направления. На Фиг. 3.2 е показан пример с няколко гредови системи FUSEIS, вградени в стоманена рамкова конструкция. Ако възлите между гредите и колоните са номинално ставни, системата сама би осигурила носимоспособността на сградата за сеизмични въздействия. При прилагане на номинално корави или частично корави възли, системата ще работи съвместно с рамките. И в двата случая обаче, всички „външни“ греди трябва да се присъединят към FUSEIS-колоните ставно, тъй като системата FUSEIS не е предвидена да бъде част от конструкцията на сградата за вертикални товари.

За да се ограничат повредите при фундаментите, се препоръчва базите на колоните (при ниски сгради, *бел. прев.*) да са номинално ставни. При многоетажни сгради базите на колоните могат да бъдат както ставни, така и запънати, като аналитичните изследвания показват, че разликата в реагирането не е съществено. Възлите между FUSEIS гредовите свързващи елементи и колоните се конструират корави, за да се постигне виренделово действие, и се проектират с достатъчно завишена носимоспособност, за да се гарантира дисипация на енергия само в гредовите сеизмични свързващи елементи FUSEIS. Трябва да се използват фланцеви болтови съединения, които позволяват лесна замяна на гредовите елементи.

Гредите може да са със затворени (RHS) или отворени (I или H) сечения. При типична етажна височина от 3,40 m може да се предвидят четири или пет гредови елемента на етаж. Височината на сечението на гредите се определя от необходимата коравина, но и при запазване на минимално светло разстояние между тях. RHS-профилите са по-благоприятни от отворените сечения поради голямата им огъвна и усуквателна коравина и носимоспособност. Гредовите елементи може да са различни в различните етажи, следвайки увеличаването на срязващите сили към основата на сградата. Гредите могат да варират и в рамките на един етаж както по дължина, така и по напречно сечение (Фиг. 3.3). Колоните може да са с отворено или затворено сечение. Отворените сечения са по-благоприятни, тъй като позволяват по-лесно присъединяване на гредите. Когато се използват затворени сечения, към тях трябва да се заварят Т-сечения, които предлагат предимството на лесно захващане на гредите.



Фиг. 3.3: Адаптиране на гредовата система FUSEIS към различните етажни срязващи сили чрез вариране на дължините на гредите (отляво) или техните сечения (отдясно)

Най-големият недостатък на конвенционалните системи като MRF, CBF и EBF е в невъзможността те да бъдат възстановени след силно земетресение. При рамките с корави възли (MRF) е нужно да се подменят гредите и техните съединения, но тъй като те са част от системата за поемане на вертикални товари, това е трудно. При рамките с нецентрично включени диагонали (EBF) се налага подмяна на сеизмичните свързващи елементи, които са къси участъци от гредите. При рамките с центрично включени диагонали (CBF) повредите се очакват в диагоналите, чиято подмяна е също затруднена, тъй като са дълги и тежки.

Горните конвенционални системи могат да се заменят с иновативната система FUSEIS с гредови свързващи елементи, която има следните предимства:

- Нееластични деформации възникват само в дисипативните гредови свързващи елементи;
- Ако са претърпели пластични деформации, гредовите елементи могат лесно да се заменят, тъй като не са част от конструкцията за вертикални товари, а и са леки и с малки размери;
- Системата FUSEIS не влиза в конфликт с архитектурното решение, тъй като се разполага в малки участъци от сградата;
- В същото време, гредовите свързващи елементи могат визуално да се използват като видими части, като така се подчертава сеизмичната осигуреност на сградата;
- Чрез подходящ подбор на сеченията на гредите може да се постигне целева последователност на пластифицирането.

За да се гарантира, че дисипацията на енергия ще стане само в гредовите свързващи елементи, техните възли към колоните се проектират корави с достатъчно завишена носимоспособност. Освен това те се захващат към

колоните чрез фланцеви болтови съединения, позволяващи лесна подмяна след пластифициране при силно земетресение. За да се предпазят съединенията между гредите и колоните от пластифициране и разрушаване, гредовите свързващи елементи от системата FUSEIS трябва да се проектират така, че пластичните стави да се формират извън зоната на съединението. Затова се предвиждат отслабени сечения (RBS, reduced beam sections) в краищата на гредите (Фиг. 3.4). Възможни са константни, скосени или заоблени форми при отслабването. За да се намали концентрацията на напреженията, следва да се предпочитат формите със закръгления. Типичната дължина на пластична става в стоманена греда е от порядъка на половината ѝ височина, поради което отслабените сечения трябва да се разположат поне на такова разстояние от съединението. Като алтернатива може да се приложи усилване на участъка на съединението с допълнителни плочи или ребра.

Фиг. 3.4: Гредови свързващи елементи FUSEIS с отслабени сечения от различни профили: RHS или SHS, CHS, IPE или HEA.

3.3 МОДЕЛИ ЗА ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Системата FUSEIS с гредови свързващи елементи работи като вертикална виренделова греда. Теоретичната статическа схема и разрезните усилия са показани схематично на Фиг. 3.5. При приемане на стави в средите на гредите и на полетата на колоните, разрезните усилия за хоризонтално натоварване се получават от равновесните условия както следва:

В колоните:

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L} \tag{3.1}$$

$$V_C = \frac{V_{story}}{2} \tag{3.2}$$

$$M_C = V_C \cdot \frac{h}{2} = \frac{V_{story} \cdot h}{4} \tag{3.3}$$

В гредите:

$$M_b = 2 \cdot M_C = \frac{V_{story} \cdot h}{2} \tag{3.4}$$

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{story} \cdot \frac{h}{L} \tag{3.5}$$

Където:

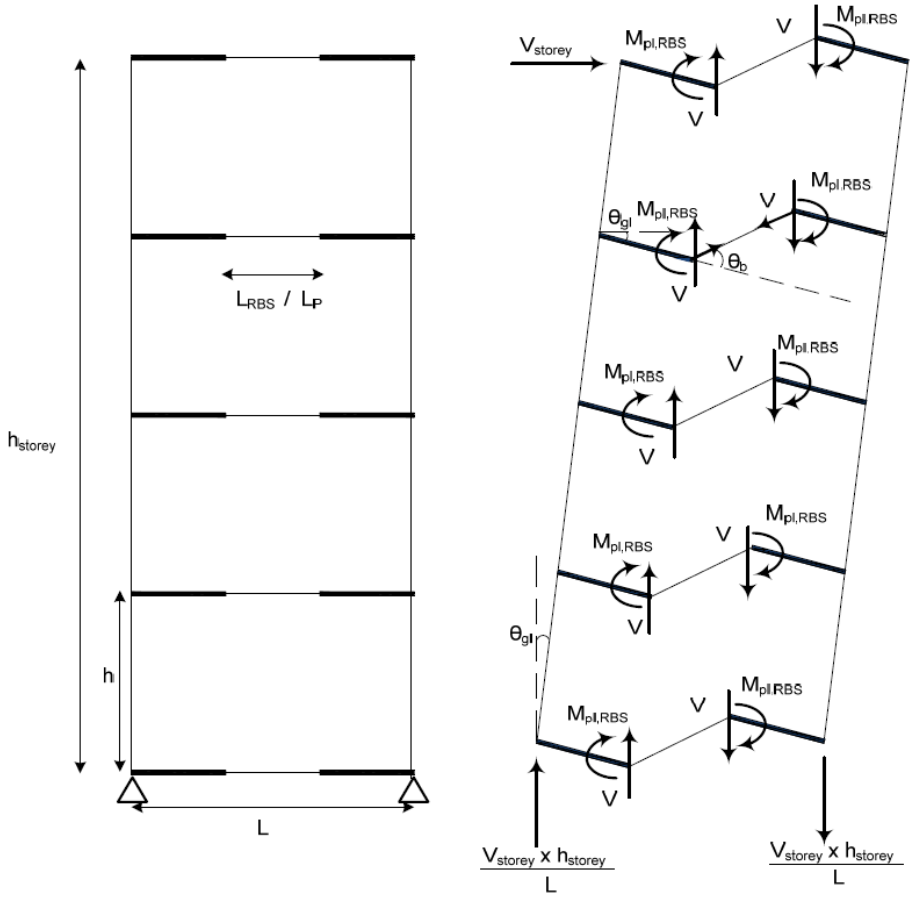
M_{ov} е общият обръщащ момент за рамката;

V_{story} е етажната срязваща сила;

L е осовото разстояние между колоните;

H е вертикалното разстояние между гредовите свързващи елементи.

Горните уравнения показват, че в рамките на един етаж срязващите усилия и огъващите моменти в колоните и гредите са константни, докато осовите сили в колоните се увеличават линейно от горе към базите.



Фиг. 3.5: Теоретични разрезни усилия в гредите и колоните при виренделово действие

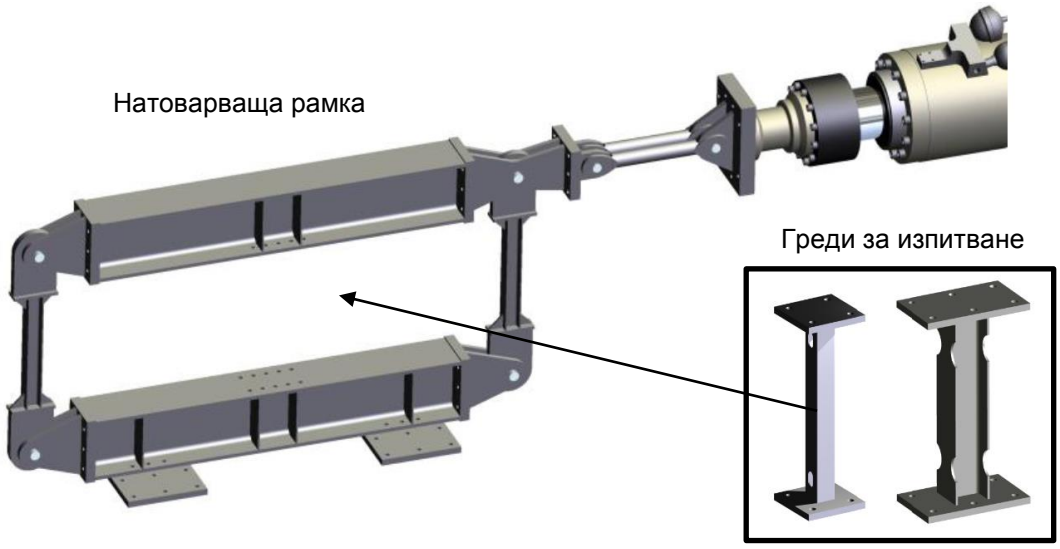
3.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ ВЪРХУ СИСТЕМАТА *FUSEIS* С ГРЕДОВИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ

3.4.1 Експериментални изследвания върху отделни гредови елементи

3.4.1.1 Опитна постановка и изпитвани образци

Изпитванията върху системата FUSEIS със свързващи греди са проведени в рамките на два европейски проекта: FUSEIS [12] и MATCH [26]. Тук са описани изпитванията върху отделни греди, а в § 3.4.2 са представени

експериментите върху цели рамки от системата. Проведени са общо 40 теста върху отделни греди: 23 по проект FUSEIS и 17 по проект MATCH.
Експерименталната програма включва вариране на вида на напречните сечения, материала, дължината на гредите и натоварването. Образците се монтират чрез болтови съединения между две греди на четириставна рамка. Към горната греда е прикачен хидравличен актуатор с капацитет на преместване ± 200 mm, който се движи хоризонтално, както е показано на Фиг. 3.6. Устойчивостта извън равнината е осигурена чрез укрепваща система с хлъзгателни повърхнини, както се вижда на Фиг. 3.7.

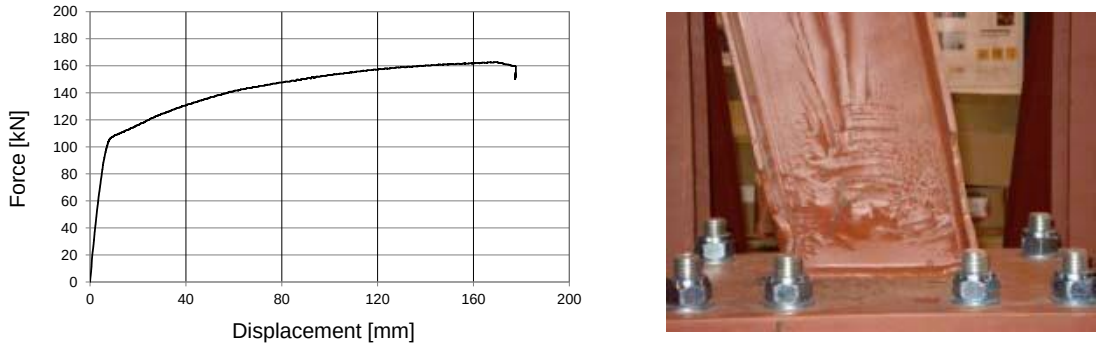


Фиг. 3.6: Модел на експерименталната постановка за изпитване на отделни греди

Фиг. 3.7: Снимка на експерименталната постановка с укрепващата система

3.4.1.2 Резултати от изпитвания при монотонно натоварване

Дългите образци с дължина на свързващите греди 900 mm показаха много дуктилно поведение с максимални достигнати премествания до разрушаване повече от 150 mm. За разлика от тях при по-късите образци с дължина 500 mm бе достигнато максимално преместване 80 mm, при което ефектът на уякчаване след изчерпване на еластичната работа се оказа по-съществен при I-сечения отколкото при CHS. Това най-вероятно се дължи на по-голямото влияние на срязването (при наличие на само едно стебло, *бел. прев.*). На Фиг. 3.8 е показана примерна зависимост от изпитване при монотонно натоварване и формата на разрушаване на свързваща греда с IPE сечение.



Фиг. 3.8: Примерно поведение [4] и форма на разрушаване при монотонно натоварване

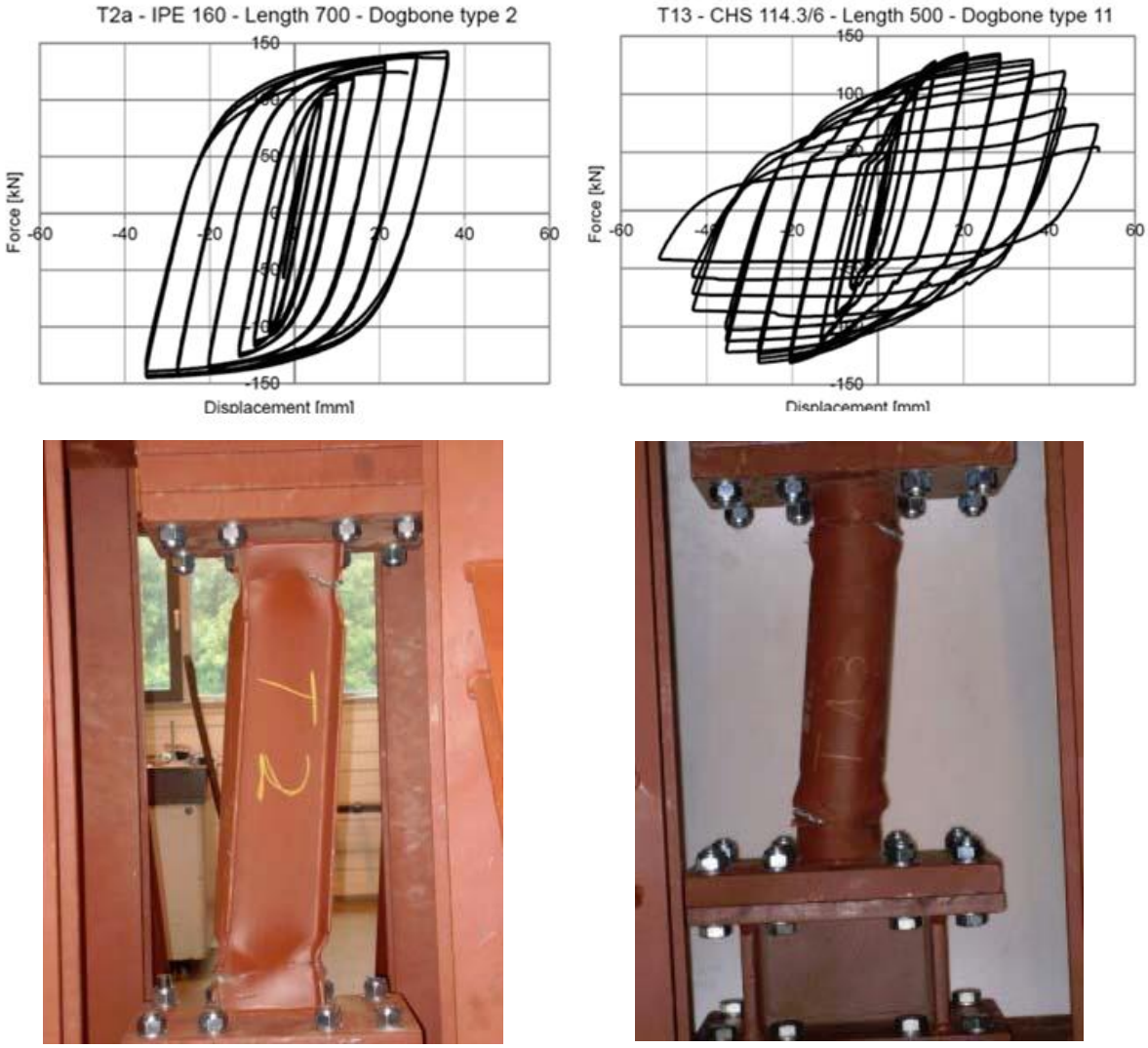
3.4.1.3 Резултати от изпитвания при циклично натоварване

Като референтна е приета процедурата на ECCS за изпитване на стоманени елементи при циклично натоварване [14]. Максимално преместване 60 mm, съответстващо на относително междуетажно преместване 4%, бе достигнато само при някои образци, докато останалите не можаха да достигнат тази максимална стъпка. Все пак повечето от гредите показаха добро дуктилно поведение при циклично натоварване. Въпреки че при някои експерименти пукнатини и ефекти на местна загуба на устойчивост се появиха твърде рано при премествания приблизително 20 до 30 mm, постигната бе висока дуктилност. В повечето случаи бе наблюдавано изявено дуктилно поведение с бавно развитие на пукнатините в основния метал. Оказва се, че местоположението и формата на изкорубване съществено зависят от напречното сечение, дължината на образеца и големината на товара. Съответно точките, където възникват първите пукнатини, са следствие и зависят именно от изкорубването. Само при няколко образци разрушаването започна не в основния метал, а в зона на термично влияние и съответно се

[4] В оригиналния текст е записано „хистерезисно поведение“ (*бел. прев.*).

наблюдаваше по-недуктилно поведение. Основните резултати от проведените експерименти могат да се обобщят както следва:

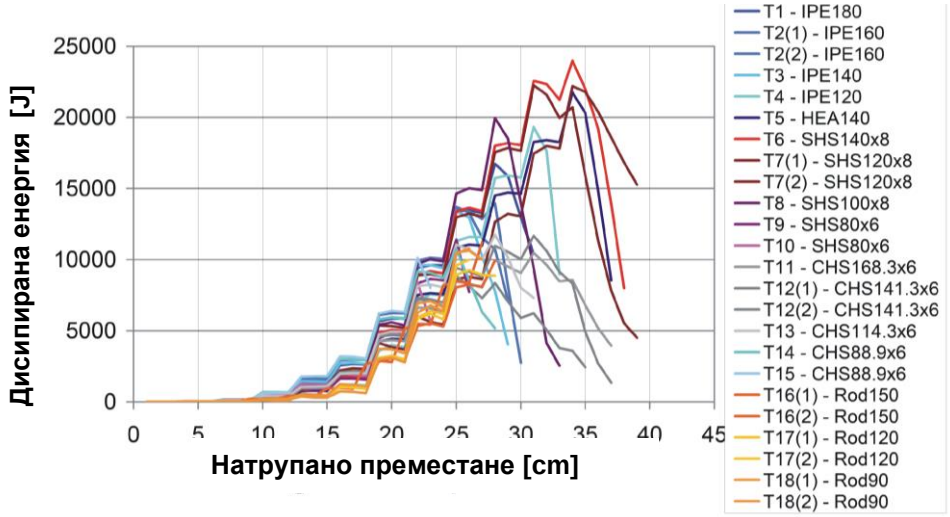
- Наблюдаваха се значителни разлики в кривите натоварване-преместване при образци от един и същ вид.
- При някои образци пукнатини се появиха много рано, но независимо от това образците показаха значителна остатъчна носимоспособност.
- Използваните първоначално ъглови заваръчни шевове при SHS профилите се оказаха с недостатъчна носимоспособност. Препоръчва се да се използват шевове с пълно проваряване.



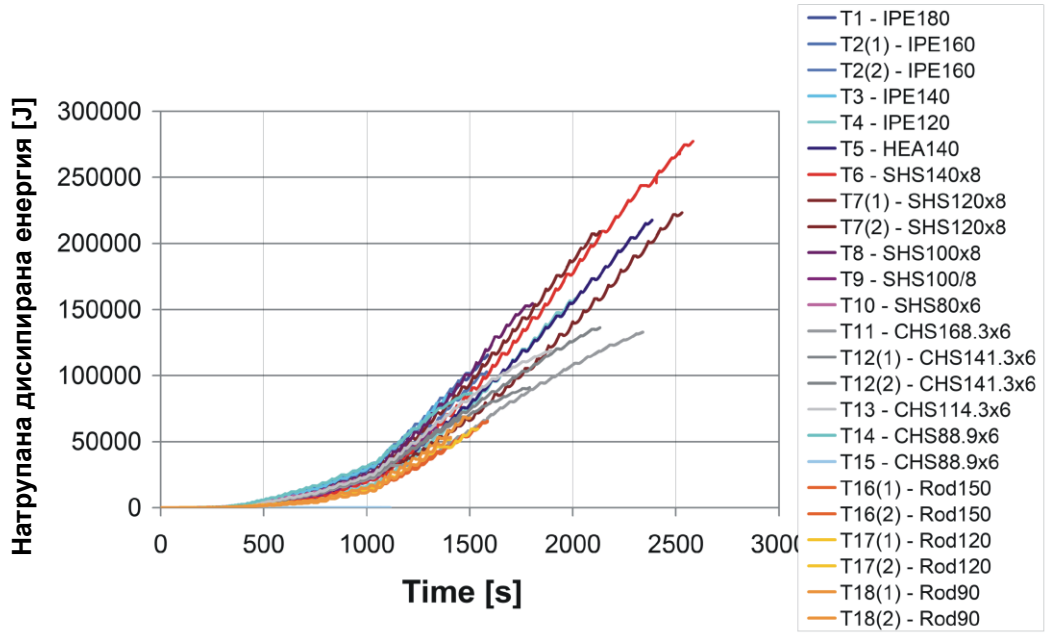
Фиг. 3.9: Примерно хистерезисно поведение и форма на разрушаване при греда с IPE сечение (отлявно) и с CHS сечение (отдясно)

Фиг. 3.9 представя като пример характерни хистерезисни зависимости и форми на разрушаване при свързващи греди с IPE и CHS сечения. В повечето случаи появата на пукнатини и ефекти на изкорубване води до

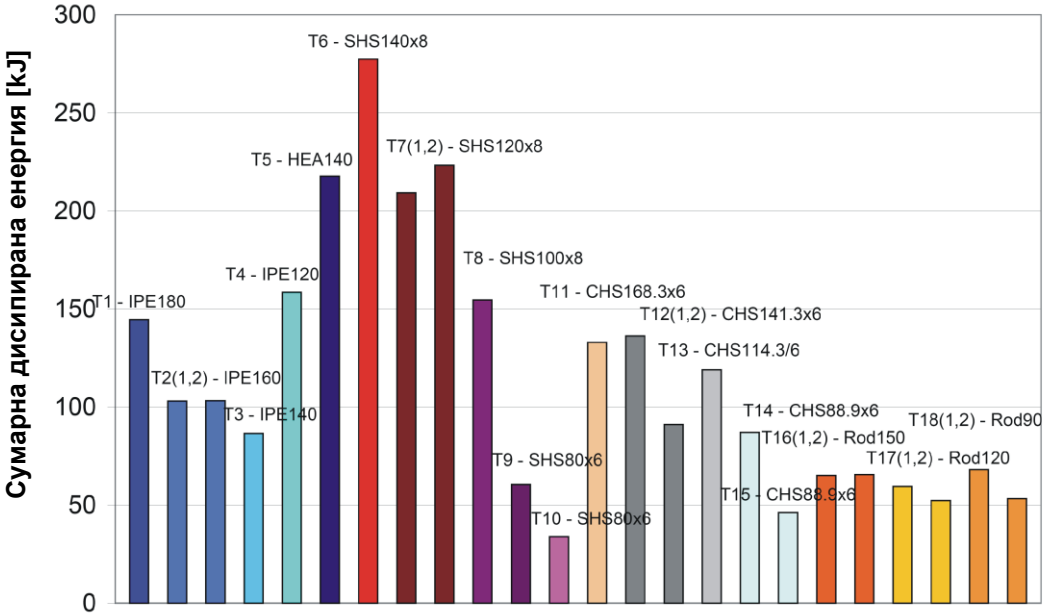
деградация на коравината и носимоспособността, и съответно до редуциране на енергията, която се дисипира за един цикъл, което е показано на Фиг. 3.10. Кумулативната (натрупана) дисипирана енергия е представена на Фиг. 3.11. Сравнение на сумарната дисипирана енергия, получена при изпитването на всички образци на гредови свързващи елементи от системата FUSEIS, е направено на Фиг. 3.12.



Фиг. 3.10: Резултати от изпитванията при циклично натоварване на свързващи греди FUSEIS: Дисипирана енергия за един цикъл



Фиг. 3.11: Резултати от изпитванията при циклично натоварване на свързващи греди FUSEIS: Натрупана (кумулативна) дисипирана енергия

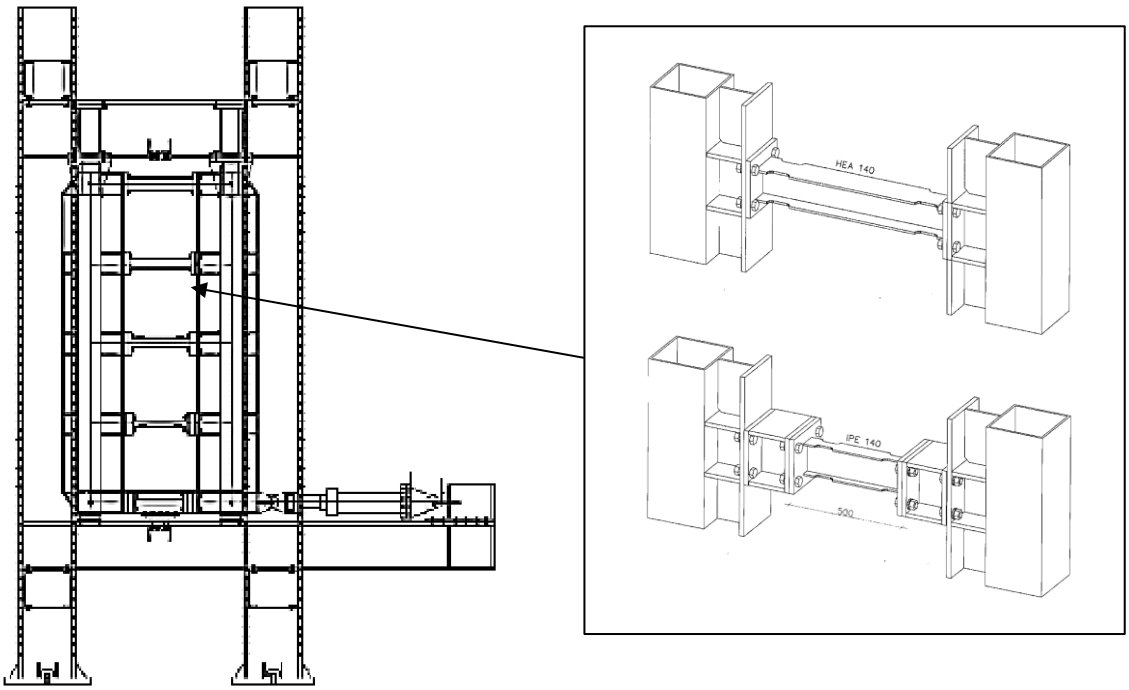


Фиг. 3.12: Резултати от изпитванията при циклично натоварване на свързващи греди FUSEIS: Сумарна дисипирана енергия по образци

3.4.2 Експериментални изследвания върху цели рамки от системата FUSEIS с гредови свързващи елементи

3.4.2.1 Опитна постановка и изпитвани рамки

В лабораторията по стоманени конструкции на NTUA (Националния технически университет, Атина) са изпитани две пълномащабни рамки от системата FUSEIS със свързващи греди. Изпитваните рамки се състоят от по две близко разположени колони, свързани кораво с по пет греди, както е илюстрирано на Фиг. 3.13. Размерите на тестовата рамка съответстват на реална строителна конструкция: височината е 3,40 m, а осовото разстояние между колоните е 1,50 m. Колоните са захванати към изпитвателния стенд чрез болтови стави. Цикличното натоварване се прилага чрез хидравличен актуатор, разположен хоризонтално и захванат към долната част на колоните и към опорна база чрез две стави.



Фиг. 3.13: Страничен изглед на изпитваната рамка с пет свързващи греди (отляво) и детайли на възлите между гредите и колоните (отдясно)

3.4.2.2 Експериментални резултати

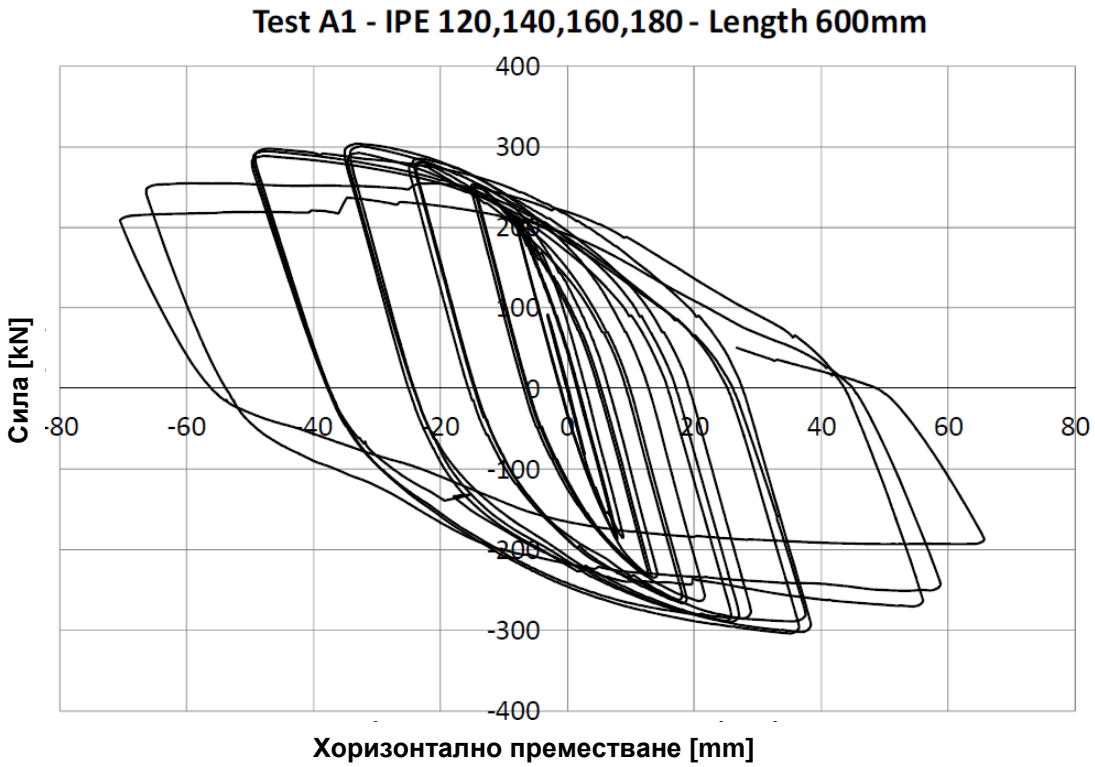
Всички образци показаха добър капацитет за пластични деформации. Характерна особеност бе, че носимоспособността на системата след последователното пластифициране се запазваше увеличена спрямо началната, най-вече заради уякчаването. Пластични деформации се развиха само в свързващите греди, докато колоните останаха еластични и без повреди след приключването на експеримента. Времето за подмяна на една свързваща греда се оказа около 60 минути.

Пластифицирането на гредите започна в отслабеното сечение (RBS). Разрушаването бе дуктилно, започващо в зоната на закръгленията, до достигане на окончателно разрушаване по цялата височина на сечението. След достигане на максималната носимоспособност се наблюдаваше плавна деградация на товара, придружено с дисторсия на отслабените сечения. Всички рамки достигнаха относително междуетажно преместване между 2% и 4%. Най-общо, при затворените RHS сечения деградацията на товара бе по-плавна в сравнение с IPE сеченията поради допълнителната носимоспособност на двете стебла. Поведението при греди с CHS сечения беше още по-добро, тъй като пластифицирането се оказва разпределено по целия периметър. Формирането на пластичните стави при експериментите бе ясно видимо на снимки с термокамера, където червените зони показват по-

високата температура в отслабените сечения. На Фиг. 3.14 са показани деформирани гредови свързващи елементи. Като пример на Фиг. 3.15 е представено хистерезисното поведение на цяла рамка.

(a) (b) (c)

Фиг. 3.14: Снимки на деформирани гредови елементи от системата FUSEIS: (a) IPE греди; (b) SHS греди; (c) CHS греди



Фиг. 3.15: Примерно хистерезисно поведение на FUSEIS рамка с IPE греди

3.4.2.3 Сравнение между експерименталните и теоретични срязващи сили

Експерименталните изследвания доказаха, че системата работи като вертикална виренделова греда. Тя поема хоризонталните товари предимно чрез огъващи моменти и срязващи усилия в гредите, и осови усилия в колоните. При приемане на стави в средите на гредите и полетата на колоните разрезните усилия при хоризонтално натоварване в еластичен стадий могат да се изведат от условията за равновесие. Срязващата сила, съответстваща на носимоспособността на сечението на огъване в пластичен стадий в краищата на гредите, се получава както следва:

$$V_{storey} = \frac{2 \cdot \sum M_{pl,RBS,Rd}}{h_{storey}} \cdot \frac{L}{l_{RBS}} \tag{3.6}$$

където $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$ е изчислителната носимоспособност на отслабеното сечение на на FUSEIS-гредата на огъване в пластичен стадий, l_{RBS} е осовото разстояние между двете отслабени сечения и L е осовото разстояние между FUSEIS-колоните. В Таблица 3.1 е дадено сравнение между експерименталните и теоретичните резултати. Оказва се, че виренделовият модел доста добре представя действителното поведение, като подценява получените срязващи сили с разлика по-малка от 25%.

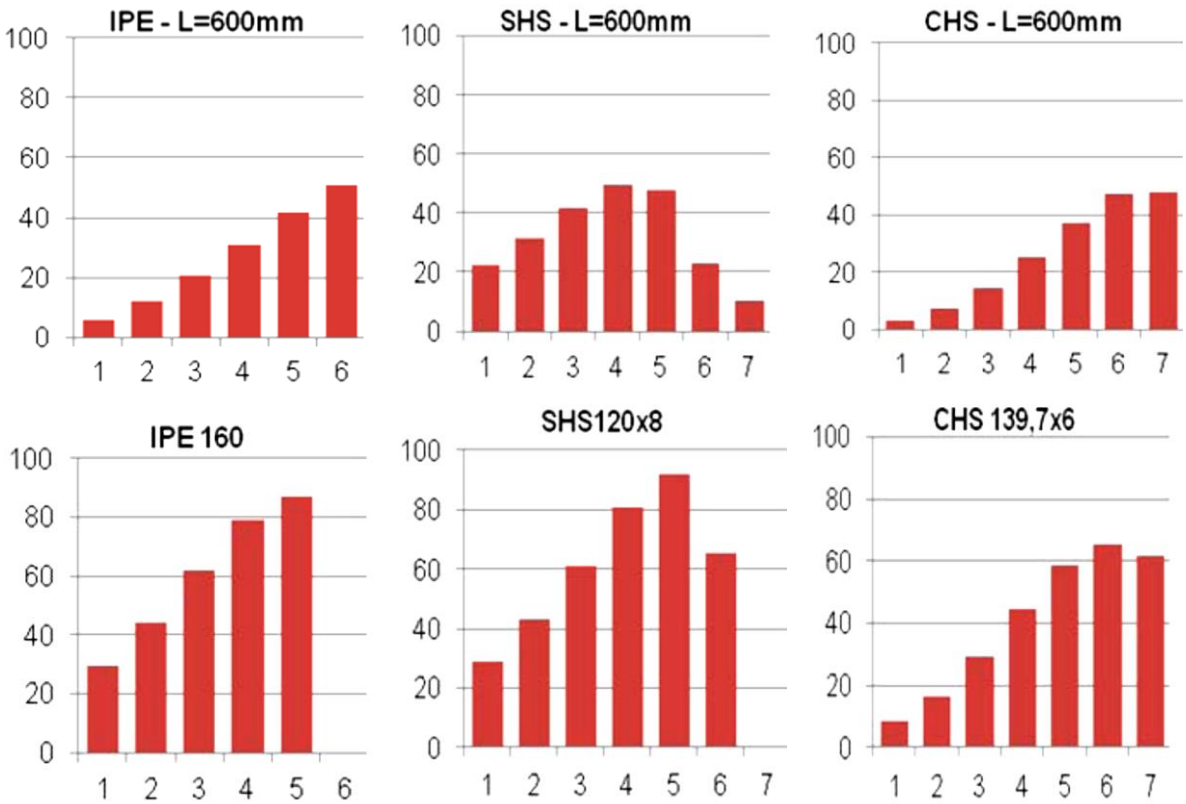
Таблица 3.1: Експерименални и теоретични срязващи сили

Test label	V_{exp}	V_{th}	V_{exp} / V_{th}
A1	303.6	255.6	1.19
A2	349.9	298.0	1.17
A3	232.4	190.6	1.22
M1	367.0	345.8	1.06
M2	466.3	407.7	1.14
M3	349.4	305.0	1.15

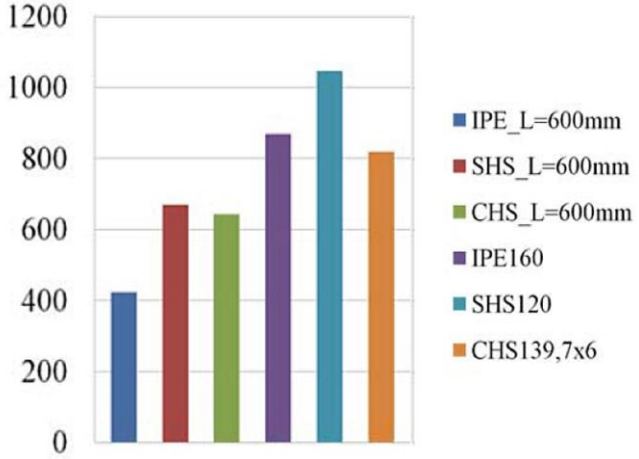
3.4.2.4 Дисипация на енергия. Критерий за разрушаване

За да се разбере по-добре влиянието на различните видове напречни сечения върху дисипацията на енергия от системата, необходимо е да се сравнят глобални резултати. Хистерезисните криви при всички образци са широки, което е белег за добра дисипация на енергия, тъй като площта, затворена от една хистерезисна бримка е мярка за енергията, дисипирана за един цикъл.

При циклите до достигане на провлачане, практически в еластичен стадий, дисипираната енергия е много малка, така че количестото дисипирана енергия за всеки експеримент е изчислено на база на циклите след достигане на силата на провлачане на рамката. Тази сила V_{story} за всяка рамка е изчислена с действителната граница на провлачане f_y съгласно препоръките на ECCS [14]. Диаграмите на Фиг. 3.16 представят дисипираната енергия при всяка тройка цикли с постоянна амплитуда. Очевидно е, че нарастването на амплитудата на циклите в пластичен стадий води до увеличаване на дисипираната енергия. На Фиг. 3.17 е направено сравнение на общата дисипирана енергия при всички експерименти.



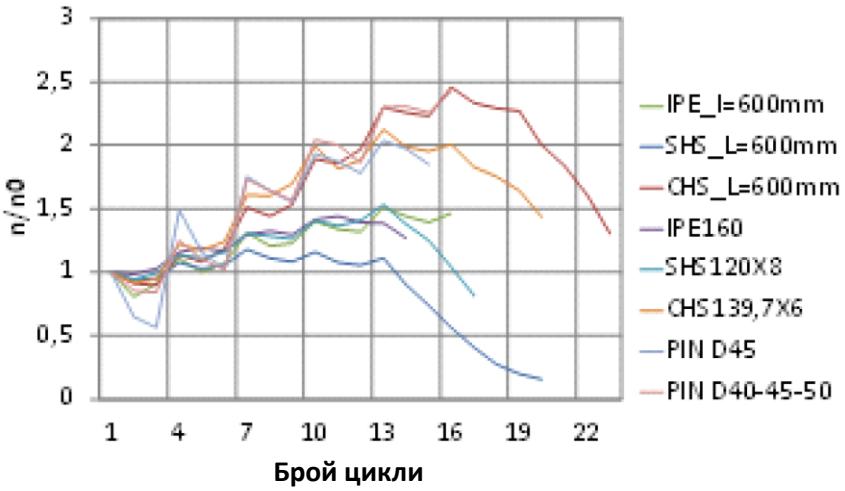
Фиг. 3.16: Дисипирана енергия в [kJ] при различните тестове



Фиг. 3.17: Обща дисипирана енергия в [kJ]

За да се оцени прогресивното натрупване на повреди при изпитванията, като критерий за разрушаване е приложен предложеният от Calado и Castiglioni, 1996 [27]. Съгласно този критерий бездименсионният параметър η/η_0 се ограничава до константната стойност 0,5, където η е т.нар. енергетично отношение на дисипираната енергия за даден цикъл, а η_0 е същото отношение за първия цикъл. Приема се, че разрушаване настъпва, когато това отношение стане под 0,5. Съответните резултати за всички цикли при

всички експерименти са представени на Фиг. 3.18. Вижда се, че при гредовите свързващи елементи границата от 0,5 не се достига. Този резултат е очакван и се обяснява със значителното влияние на уякчаването.



Фиг. 3.18: Критерии за разрушаване

3.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Направените въз основа на аналитичните и числените изследвания изводи са обобщени в ръководство за проектиране [1]. В него са дадени препоръки за оразмеряване на системата FUSEIS с гредови свързващи елементи. То е базирано основно на изискванията на Еврокод 3 и Еврокод 8, но някои клаузи на Еврокод 8 са подходящо адаптирани за да обхванат прилагането на системата FUSEIS.

3.5.1 Предварително проектиране

Както вече бе отбелязано, системата FUSEIS работи като вертикална виренделова греда. В крайно гранично състояние всички греди като дисипативни елементи достигат своята носимоспособност на огъване в пластичен стадий. Ако V_B е общата срязваща сила в основата на сградата, а V_{story} е максималната етажна срязваща сила за системата FUSEIS, съответстваща на носимоспособността на гредовите свързващи елементи, необходимият начален брой рамки FUSEIS се получава като:

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \tag{3.7}$$

Напречните сечения на колоните се избират предварително с оглед коравина и ограничаване на ефекти от II ред. При m на брой еднакви рамки FUSEIS, колоните трябва да поемат осова сила $N_{c,Ed}$:

$$N_{c,Ed} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \tag{3.8}$$

където M_{ov} е обръщащият момент за рамката, а L е осовото разстояние между колоните на рамковата система FUSEIS.

Напречните сечения на гредите и на колоните от системата не могат да се подберат въз основа само на критерии за носимоспособност. Необходимо е също да се контролира деформативността и да се ограничават ефектите от II ред. Съответните изисквания на стандарта налагат коефициентът на чувствителност за междуетажно преместване да се ограничава до $\theta \leq 0{,}1$, за да са пренебрежими ефектите от II ред. Във всички случаи стойността на θ не трябва да превишава 0,3.

3.5.2 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

(1) При обичайното проектиране с прилагане на системата FUSEIS са приложими Еврокод 3 и Еврокод 8. Следващите правила са в допълнение към тези от цитираните еврокодове.

(2) За отчитане на сеизмичното въздействие се използва спектралният метод чрез линеен еластичен модел на конструкцията и задаване на въздействието чрез изчислителен спектър на реагиране съгласно Еврокод 8. Максималният коефициент на поведение, който може да се приеме, е $q = 5$.

(3) Рамките на системата FUSEIS трябва да се проектират така, че гредовите свързващи елементи да са в състояние да дисипират енергия чрез формиране на пластичен механизъм. Следващите правила целят да осигурят пластифицирането да остане само в гредите преди да настъпят повреди и разрушения другаде. Гредовите свързващи елементи трябва да се проектират за усилията от най-неблагоприятаната сеизмична комбинация.

(4) При еластичен анализ преместванията от сеизмичното въздействие се определят на базата на еластичните деформации чрез израза:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{3.9}$$

където

d_s е преместването на конструктивната система, предизвикано от изчислителното сеизмично въздействие;

$q = q_\mu$ е коефициентът на поведение, който при $T_1 \geq T_C$ може да се приеме равен на коефициента на дуктилност по премествания μ_d;

d_e е преместването в същата точка на конструктивната система, определено чрез линеен анализ на базата на изчислителния спектър на реагиране.

Обикновено меродавни за проектирането на конструкция със системата FUSEIS са ограниченията на междуетажните премествания, докато коефициентите на запас на носимоспособност на дисипативните елементи Ω се оказват малки. Следователно пресмятането на изчислителните междуетажни премествания чрез d_s е консервативно. Затова може да се

добави редукционен коефициент q_Ω, равен на коефициента на използваемост на гредовите свързващи елементи:

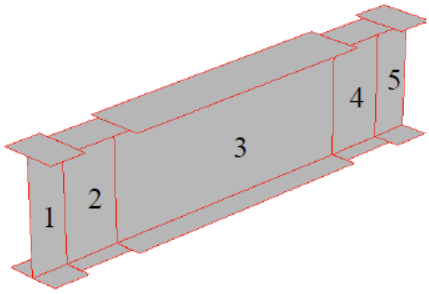
$$d_s = q_\mu \cdot q_\Omega \cdot d_e \tag{3.10}$$

При нелинеен анализ, статичен или динамичен, преместванията от сеизмичното въздействие са тези, получени от анализа.

(5) Недисипативните елементи (колоните) и възлите на гредите от системата към тях трябва да се проектират с отчитането на запаса на носимоспособност на гредите Ω и коефициента на завишена носимоспособност на материала γ_{ov}.

(6) Следва да се използва пространствен модел за тримерно моделиране на конструкцията. При моделирането трябва да се спазват следните препоръки:

a) Гредовите свързващи елементи FUSEIS се моделират чрез подходящи гредови/рамкови крайни елементи.
b) При възлите към колоните трябва да се използват безкрайно корави зони между оста на колоната и нейния ръб.
c) Чистата дължина на гредата трябва да се раздели на 5 участъка, както е показано на Фиг. 3.19. Тези участъци представят брутното сечение в двата края и в средния участък, и отслабените сечения (RBS). Така се отчита действителната коравина и носимоспособност на системата.
d) Останалите конструктивни елементи се моделират обичайно чрез подходящи крайни елементи.
e) Възлите се моделират като корави, частично корави или ставни в съответствие с тяхното конструиране и детайлиране.



Фиг. 3.19: Моделиране на свързваща греда от системата FUSEIS

3.5.2.1 Проверки на дисипативните елементи

(1) Дисипативните елементи на системата, т.е. свързващите греди, се проверяват за получените изчислителни разрезни усилия.

(2) Изчислителната носимоспособност на огъване се проверява както следва:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \leq 1.0 \tag{3.11}$$

където:

M_{Ed} е изчислителният огъващ момент;
$M_{pl,RBS,Rd}$ е изчислителната носимоспособност на огъване в пластичен стадий на отслабеното (RBS) сечение.

(3) Изчислителната носимоспособност на срязване се проверява както следва:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \tag{3.12}$$

където:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \tag{3.13}$$

$V_{CD,Ed}$ е срязващото усилие при капацитивно проектиране;
$V_{b,pl,Rd}$ е изчислителната носимоспособност на сечението на гредата

(4) Трябва да се отбележи, че при определянето на $M_{pl,RBS,Rd}$ трябва да се отчита и влиянието на срязването. Това се налага, когато:

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5 \tag{3.14}$$

Комбинирането на горните два израза води до извода, че влиянието на срязването трябва да се взема предвид когато:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_v / \sqrt{3}} \tag{3.15}$$

По принцип условие (3.14) рядко се удовлетворява поради факта, че A_v се отнася за брутното сечение, докато $W_{pl,RBS}$ е пластичният съпротивителен момент на отслабеното сечение. За да се избегне влиянието на срязването върху носимоспособността на огъване, поясите на отслабеното сечение могат да се изрежат така, че (по възможност, *бел. прев.*) да се удовлетвори условие (3.15).

(5) Изчислителната носимоспособност на огъване в краищата на гредите трябва да се провери както следва:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \leq 1.0 \tag{3.16}$$

където:
$M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$ е огъващият момент при капацитивно проектиране;
$M_{b,pl,Rd}$ е изчислителната носимоспособност на сечението на гредата.

(6) Обикновено проверка на измятане на FUSEIS свързващите греди не е нужна поради малката им системна дължина.

3.5.2.2 Проверки на съединенията

(1) Носимоспособността на огъване трябва да се докаже за следния огъващ момент:

$$M_{CD,con,Ed} = max\{M_1, M_2\} \tag{3.17}$$

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \tag{3.18}$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b} \tag{3.19}$$

където

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \tag{3.20}$$

$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$ ако действителната граница на провлачане на стоманата е известна, в противен случай $\gamma_{ov} = 1.25$;

l_b е светлата дължина на гредата;

l_{RBS} е осовото разстояние между двете отслабени сечения;

$f_{y,act}$ е действителната граница на провлачане на стоманата на гредата;

f_u е якостта на опън на стоманата на гредата;

$W_{pl,b}$ е пластичният съпротивителен момент на сечението на гредата в края ѝ.

(2) Срязващото усилие, за което да се проектират съединенията, е:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}} \tag{3.21}$$

(3) Ако не се прилагат отслабени сечения, участъкът на съединенията трябва да се усили с допълнителни плочи, така че усиленият участък и съединението да имат носимоспособност поне равна на:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b} \tag{3.22}$$

където:

l_b е светлата дължина на гредата;

l_{net} е нетната неусилена дължина от гредата;

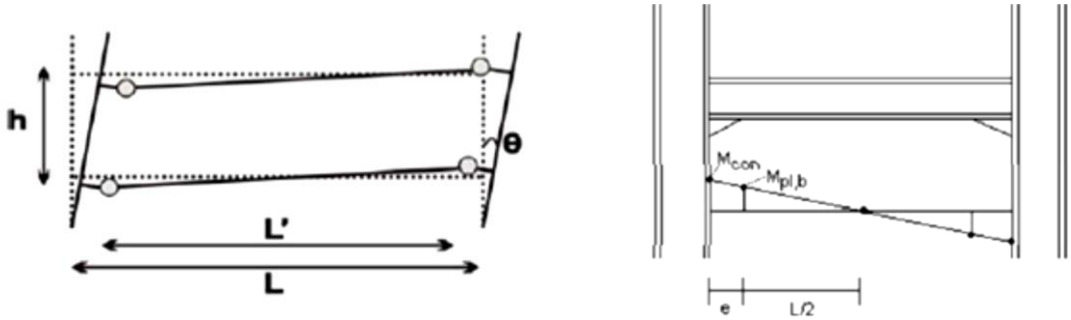
$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$

Съответно изчислителното срязващо усилие за съединението се пресмята като:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b} \tag{3.23}$$

(4) Трябва да се отбележи, че и двете алтернативи – отслабване на сечението и усилване на съединенията (виж Фиг. 3.20) – са доказани

експериментално като ефективни, осигуряващи формиране на пластичните стави извън съединението.



Фиг. 3.20: Пластични стави при отслабвени сечения и при усилване в краищата на гредите

3.5.2.3 Проверки на недисипативните елементи

(1) Колоните при системата FUSEIS трябва да се проектират за следните изчислителни разрезни усилия:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (3.24)$$

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (3.25)$$

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (3.26)$$

където:

$N_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ са изчислителните разрезни усилия в колоните от несеизмичните въздействия, участващи в сеизмичната комбинация;

$N_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ са разрезните усилия в колоните, получени от сеизмичното въздействие;

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

е минималната стойност на съответните отношения за всички свързващи греди от системата FUSEIS в сградата.

3.5.3 Проектиране чрез статичен нелинеен анализ (pushover)

(1) Изчислителният модел, използван за линеен анализ, трябва да се разшири и допълни, за да включи реагирането на конструктивните елементи отвъд еластичния стадий и да позволи отчитането на очакваните пластични механизми и разпространението на пластичните деформации.

(2) Тъй като дисипативните елементи са свързващите греди, потенциалните пластични стави трябва да се моделират в краищата на участъците с отслабени сечения. Характеристиките, описващи нелинейното поведение на пластичните стави при IPE, SHS и CHS сечения на база експериментални и аналитични изследвания са представени в Таблица 3.2.

(3) Допълнителни потенциални пластични стави може да се предвидят и в краищата на гредите, FUSEIS-колоните и колоните на конструкцията, за да се

провери дали също и те няма да проявяват нееластично поведение при сеизмично въздействие. Характеристиките на тези пластични стави трябва да се определят съгласно изискванията на съответните нормативни документи (например FEMA-356).

Таблица 3.2: Параметри на нелинейни пластични стави при IPE, SHS и CHS сечения

ПАРАМЕТРИ НА СТАВАТА – ТОЧКИ ОТ СКЕЛЕТНАТА КРИВА (α_{pl}= фактор за напр. сечение [5])						
	IPE		SHS		CHS	
Точка	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0.6	-45	-0.4	-30	-0.2	-30
D-	-0.6	-40	-0.4	-25	-0.2	-25
C-	$-\alpha_{pl}$	-40	$-\alpha_{pl}$	-25	$-\alpha_{pl}$	-25
B-	1	0	-0.6	0	-1	0
A	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0.6	0	1	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25
D	0.6	40	0.4	25	0.2	25
E	0.6	45	0.4	30	0.2	30
КРИТЕРИИ ЗА ДЕФИНИРАНЕ НА СЪОТВЕТНИТЕ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ						
	IPE		SHS		CHS	
IO [6]	15		5		6	
LS	25		12		10	
CP	35		18		16	

3.5.4 Проектиране чрез динамичен нелинеен анализ

(1) За да се оцени детайлното реагиране във времето на конструкцията в условията на реално сеизмично въздействие, трябва да се извърши нелинеен динамичен анализ.

(2) При пластичните стави в краищата на дисипативните елементи трябва да се използват характеристиките от Таблица 3.2.

(3) Характеристиките на пластичните стави в недисипативните елементи трябва да се определят съгласно изискванията на съответните нормативни документи (например FEMA-356).

(4) Динамичният нелинеен анализ представя информация и съответната възможност за ограничаване на повредите след силно земетресение чрез оценка и съответно елиминиране на остатъчните междуетажни премествания на конструкцията. Ако гредоватата система FUSEIS е подходящо

[5] Този параметър е изяснен в обобщаващите докладите от проведените изследвания, (*бел. прев.).*

[6] IO – Immediate Occupancy (незабавно ползване), LS – Life Safety (запазване на живота на обитателите) и CP – Collapse Prevention (недопускане на разрушаване), (*бел. прев.).*

проектирана, тя би могла да работи и като самоцентрираща се система с практически нулеви остатъчни премествания. Това може да се постигне, когато тя е комбинирана с рамки с корави възли, при което пластичните деформации се концентрират в свързващите греди от системата FUSEIS, а останалата конструкция остава еластична и нейното действие би спомогнало за връщане на конструкцията в началното ѝ положение. Този центриращ ефект обаче не би бил наличен, ако останала конструкция е проектирана с номинално ставни възли.

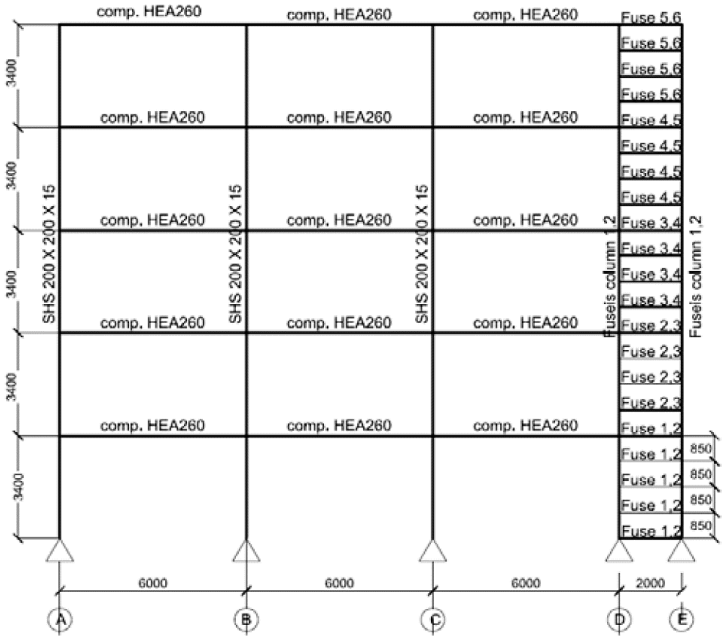
3.6 АНАЛИЗ И ПРОЕКТИРАНЕ ПРИ РАВНИННИ РАМКИ

Този раздел илюстрира успешното прилагане на стоманена рамка, комбинирана с гредова система FUSEIS, при проектиране на типична равнинна конструкция за сеизмични въздействия. Накратко са обобщени параметрите на сеизмичното въздействие. Основно внимание се обръща на процеса на проектиране за сеизмично въздействие с помощта на МКЕ и с прилагане на статичен нелинеен анализ. За да се оцени чувствителността на конструкцията към сеизмични въздействия с по-голяма интензивност, както и адекватността на използването на коефициент на поведение q = 5, извършен е и по-детайлен анализ при различни нива на сеизмичното въздействие.

3.6.1 Описание на изследваните конструкции

3.6.1.1 Геометрия, материали и натоварване

За всички примери се използва типична равнинна рамка от 5-етажна сграда с комбинирани стомано-стоманобетонни подови конструкции. Общият вид на рамката е показан на Фиг. 3.21. Конструктивната композиция на сградата включва такива рамки през 8,0 m, толкова следователно е и широчината на товарната ивица както за вертикалните товари, така и за сеизмичните маси. Гредите са комбинирани със стоманобетонна плоча с дебелина 15 cm. Системата FUSEIS включва две колони с кутиено SHS сечение с осово разстояние между тях 2,0 m, обединени с хоризонтални свързващи греди, аранжирани подобно на експерименталните рамки (пет свързващи греди на етаж). Отворите на главната рамка са 6,0 m. Ефективната широчина на стоманобетонната плоча като пояс на комбинираните греди е определена съгласно Еврокод 4 и е равна на 1,50 m (2×L/8, *бел. прев.*). Приетите материали и натоварвания са обобщени в Таблица 3.3.



Фиг. 3.21: Общ вид на равнинната рамка

Таблица 3.3: Приети конструктивни материали и натоварване

Конструктивни материали	
Бетон	C25/30, g = 25 kN/m^3, E = 31 000 Mpa
Армировка	B500C
Конструкционна стомана	S235 за дисипативните елементи (свързващите *FUSEIS*-греди) S355 за недисипативните елементи (колоните и останалите греди)
Вертикални товари	
Постоянни товари (без соб. тегло), G	2,0 kN/m^2
Експлоатационно натоварване, Q	2,0 kN/m^2
Сеизмично въздействие	
Еластичен спектър на реагиране	Вид 1
Максимално ускорение на земната основа	a_{gR} = 0,16g / 0,24g / 0,36g
Клас на значимост II (обикновени сгради)	γ_I = 1.0
Тип земна основа	B (T_B = 0,15 s, T_C = 0,50 s)
Коефициент на поведение, q	5
Коефициент на затихване	5%
Коефициенти за комбиниране на временните въздействия	φ=1,0 (покрив), φ=0,8 (етажи с взаимнозависимо обитаване)
Коефициент за комбиниране в сезмичната комбинация (за квазипостоянна стойност на временния товар)	ψ_2 = 0,3

Първоначално рамката е проектирана съгласно изискванията на Еврокод 3 за КГС и ЕГС с отчитане на ограниченията относно ефекти от II ред. След това са отчетени изискванията при проектиране за сеизмични въздействия на Еврокод 8. Междуетажните премествания са ограничени до 0,0075 (сгради с дуктилни неконструктивни елементи). Оразмеряването на меродавните за

преместванията конструктивни елементи е извършено итерационно. Изследването за сеизмични въздействия е извършено чрез линеен еластичен модел и спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене. Оказва се, че използването на първа форма на свободни трептения е достатъчно да активира поне 90% от общата маса. Напречните сечения на свързващите FUSEIS-греди при различни видове напречни сечения, получени при оразмеряването им за различни максимални ускорения на земната основа (a_{gR}/g = 0,16 / 0,24 / 0,36), са дадени в Таблица 3.4. За първите два случая (условно наречени ниска и средна сеизмичност) са приети еднакви напречни сечения.

Таблица 3.4: Напречни сечения на FUSEIS свързващите греди

Етаж	a_{gR}/g = 0,16 и 0,24			a_{gR}/g = 0,36		
	IPE	SHS	CHS	IPE	SHS	CHS
1	220	180 x 8	193.7 x 8	240	200 x 8	219.9 x 8
2	240	200 x 8	219.9 x 8	270	220 x 8	244.5 x 8
3	270	220 x 8	244.5 x 8	300	240 x 8	273.0 x 8
4	300	240 x 8	273.0 x 8	330	260 x 8	323.9 x 8
5	330	260 x 8	323.9 x 8	360	280 x 8	355.6 x 8

Хистерезисното поведение на дисипативните елементи не засяга глобалната устойчивост на конструкцията. Доказано е, че при пластични стави в гредите носимоспособността им на огъване в пластичен стадий и ротационният им капацитет не се намаляват вследствие нормалните и срязващите усилия. Ето защо при разглежданата рамка свързващите FUSEIS-греди се оразмеряват за получените от линейния анализ разрезни усилия и се приема че имат и достатъчна дуктилност.

3.6.1.2 Числено моделиране

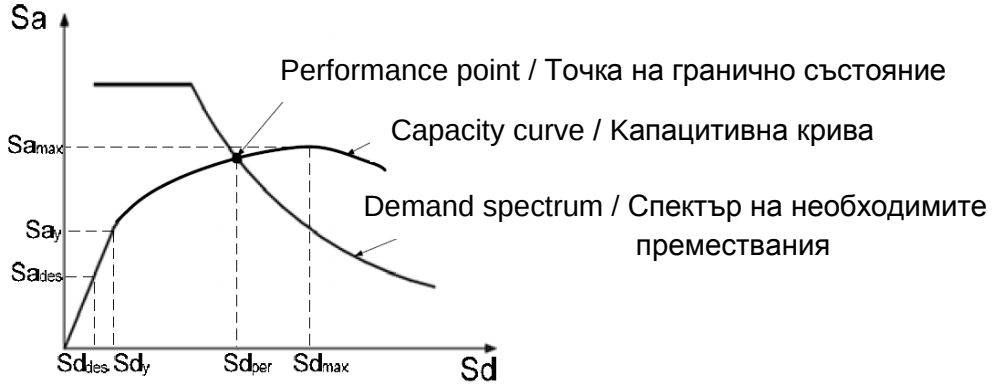
Концепцията за моделиране на рамката с използване на системата FUSEIS е както следва: еластични гредови /рамкови крайни елементи за главната рамка, безкрайно корави зони от осите на колоните до техните ръбове, разделяне на нетната дължина на свързващите FUSEIS-греди на 5 участъка. Възлите в рамките на системата FUSEIS са конструирани като корави, за да позволят реализиране на виренделово действие и са проектирани с достатъчен запас на носимоспособност, за да се ограничат пластичните деформации само в свързващите греди. Базите на колоните са приети ставни, за да се ограничат евентуални повреди в колоните и фундаментите. Частичната коравина на възлите между комбинираните греди и колоните е отчетена чрез ротационни пружини в краищата на гредите. Пружинните

константи са изчислени аналитично за всяка рамка съгласно EN 1993-1-8, § 6.3 и EN 1994-1-1, Приложение A, с отчитане на влиянието на надлъжната армировка в стоманобетонния пояс. Коефициентите на коравина се оказват значително по-малки при гредите, свързани с колоните в крайните оси A и D в сравнение с тези при средните оси B и C (виж Фиг. 3.21).
Натоварването е прието еднакво за всички етажи, а масите са концентрирани във възлите. Класът на стоманата е приет S355 за недисипативните елементи и S235 за дисипативните (свързващите FUSEIS-греди), за да се елиминира рискът от възможна повишена якост на дисипативните елементи.

3.6.2 Статичен нелинеен анализ (pushover)

3.6.2.1 Оценка на нелинейното поведение на рамката

Изчислителните модели, използвни за линеен анализ са допълнени, за да се отчете реагирането на конструктивните елементи отвъд еластичния стадий. Главната цел на това изследване е да се оцени и потвърди приетата стойност на коефициента на поведение *q*.
В основата на анализа е целевото преместване приложено на върха на рамката (при покрива) със стойност 0,68 m (относително междуетажно преместване 4%: 5 етажа × 0,04×3,40 = 0,68 m). Изследването е проведено при константни вертикални товари, съответстващи на комбинацията 1,0 *G* + 0,3 *Q* и монотонно нарастващи хоризонтални товари. За последните са приложени две схеми: схема на равномерно разпределение на хоризонталните сили и модално разпределение, основано на резултатите от линейния анализ. По-нататък са представени резултатите, съответстващи на първа форма на свободни трептения. Приема се, че собствената форма остава непроменена и след поява на пластифициране. Отчитат се и ефектите от II ред (*P-Δ*). При нелинейния анализ поведението на конструкцията се оценява чрез получената капацитивна крива, представяща зависимостта между срязващата сила в основата и контролираното преместването на върха, и спектъра на необходимите премествания, наложени от проектното сеизмично въздействие съгласно ATC-40 [28]. Точката, характеризираща съответното гранично състояние се получава като пресечна точка на двете криви (Фиг. 3.22).

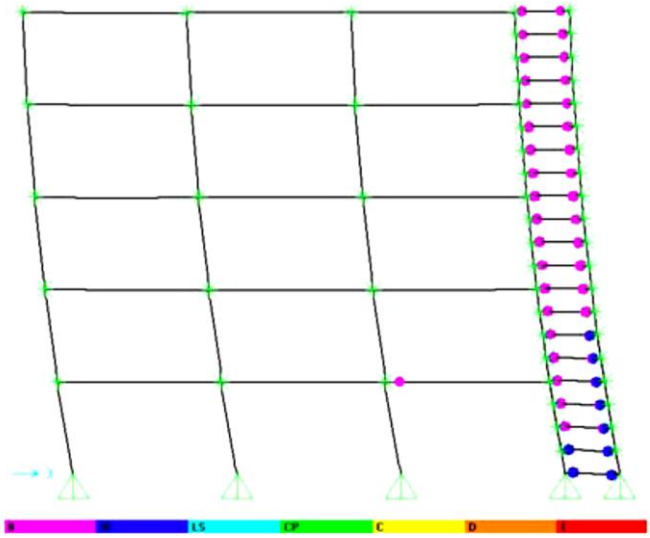


Фиг. 3.22: Дефиниция на точка, характеризираща гранично състояние

При статичен нелинеен анализ изключително важно е моделирането на пластичните стави. Моделирането изисква отчитането на нелинейните характеристики на всички части на конструкцията, определени като носимоспособност и деформационен капацитет. Най-често, както и тук, нелинейното поведение се отчита „концентрирано“ в пластичните стави. При системата FUSEIS пластичните стави се очакват в краищата на участъците с отслабено сечение. Тяхното поведение се характеризира с предложените точки от скелетната крива от Таблица 3.2, получени чрез калибрирани на основата на експерименталните резултати модели.

При първото нелинейно изследване пластични стави бяха също предвидени и в краищата на комбинираните греди, колоните на рамката и колоните от системата FUSEIS, за да се провери дали и там няма да възникват пластични деформации. Поради липса на експериментални данни за тези елементи, характеристиките на съответните пластични стави бяха определени съгласно FEMA-356. При комбинираните греди носимоспособността в състояние „пластична става“ бе определена на базата на пластичния съпротивителен момент на стоманеното сечение, с пренебрегнато участие на армировката. Тази предпоставка няма съществено влияние върху резултатите, но при едно по-детайлно проектиране би следвало да се отчете и влиянието на надлъжната армировка. Бе прието, че в гредите осовите усилия са нулеви, а в колоните – константни и равни на постоянните товари плюс 30% от временните товари върху колоните. Фиг. 3.23 представя деформираната рамка със свързващи греди от SHS профили в гранично състояние. Вижда се, че пластични стави са се формирали само в свързващите FUSEIS-греди и никъде другаде в конструкцията.[7] По тази причина при следващите изследвания са предвидени пластични стави само в свързващите греди.

[7] Всъщност в края на една от гредите в първия етаж също се вижда, че се е формирала пластична става (*бел. прев.*), но изглежда това е станало доста по-късно.



Фиг. 3.23: Деформирана схема на рамката с SHS свързващи греди в гранично състояние

Резултатите от статичния нелинеен анализ включително разпределението на пластичните стави в разглежданата рамка и определянето на точките на гранично състояние са представени на Фиг. 3.26. Очаквано, концепцията „силни колони – слаби греди“ се потвърждава за всички изследвани рамки, както и последователността на формиране на пластични стави в краищата на FUSEIS-гредите от долу нагоре. Срязващата сила в основата V, контролното преместване D, спектралното ускорение S_a и спектралното преместване S_d при 9 различни рамки в гранично състояние са обобщени в Таблица 3.5.

Таблица 3.5: Параметри, представящи реагирането на рамки със свързващи FUSEIS- греди с различно напречно сечение

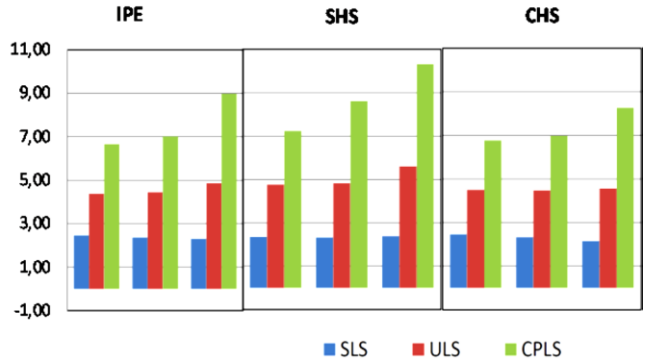
FUSEIS beam link type	0,16g				0,24g				0,36g			
	V	D	S_a	S_d	V	D	S_a	S_d	V	D	S_a	S_d
	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)	(kN)	(cm)	(g)	(cm)
IPE	480	8.7	0.13	7.3	536	13.3	0.14	11.1	692	18.9	0.17	15.6
SHS	966	9.0	0.09	7.9	442	14.0	0.11	12.0	852	20.4	0.20	17.4
CHS	467	10.7	0.13	7.5	537	15.5	0.14	11.3	552	9.2	0.15	6.3

Освен оценката на конструктивното поведение на строителни конструкции, статичният нелинеен анализ позволява също оценка на техния коефициент на поведение. Ключов параметър при определянето на q е точката на гранично състояние. Първо, коефициентът на дуктилност се дефинира като отношението на преместването, отговарящо на получената точка на гранично състояние d_{per} и целевото преместване d_{des}:

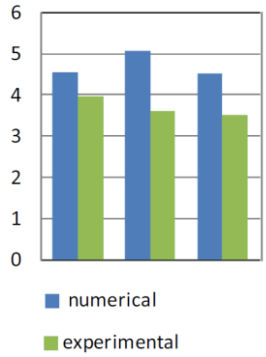
$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}} \tag{3.27}$$

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

където, $S_{a,des}$ е спектралното ускорение съответстващо на изчислителния спектър на реагиране за фундаменталната собствена форма (т.е. съответстващо на T_1, *бел. прев.*), $S_{a,y}$ е спектралното ускорение и d_y е контролираното преместване, съответстващи на момента на формиране на първа пластична става. За да се оцени сеизмичното поведение и да се определи коефициентът на дуктилност μ за различни нива на проектно сеизмично въздействие (0,16g[8], 0,24g и 0,36g), се разглеждат три гранични състояния: експлоатационно ГС (SLS, $\lambda = 0{,}5$), крайно ГС (ULS, $\lambda = 1{,}0$) и гранично състояние „недопускане на разрушаване“ (collapse prevention limit state, CPLS, $\lambda = 1{,}5$). Изчислените коефициенти q[9] са показани на диаграмите на Фиг. 3.24.



Фиг. 3.24: Диаграми на изчислените коефициенти μ

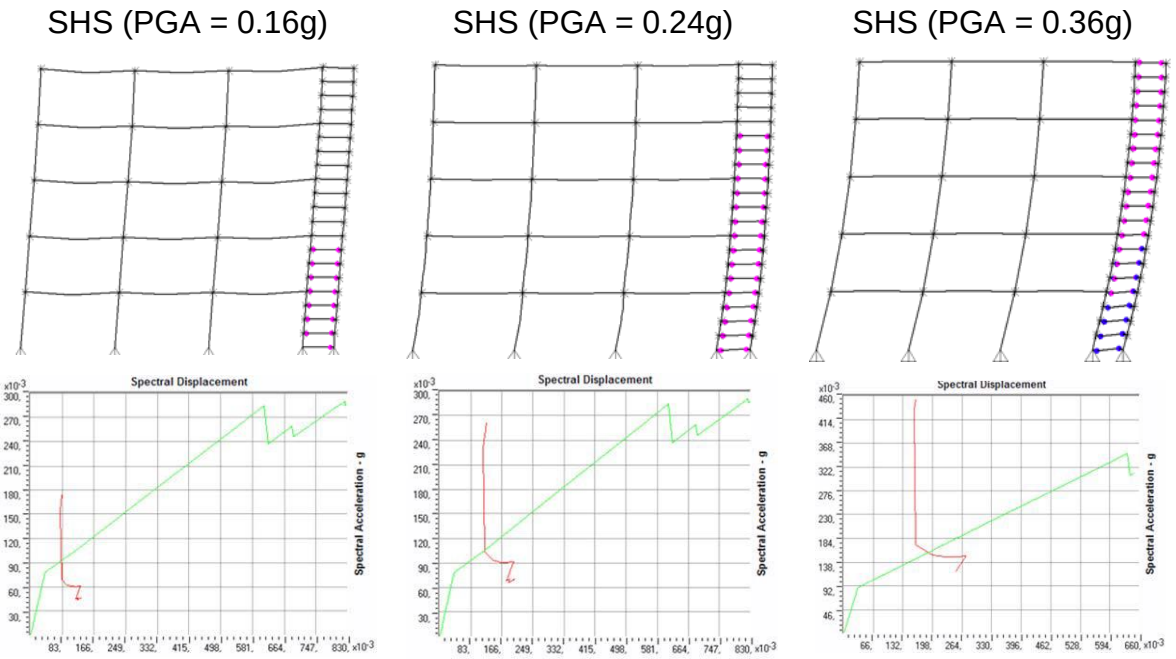


Фиг. 3.25: Сравнение на μ

Вижда се, че коефициентите на поведение нарастват при прехода от SLS към CPLS, което се дължи на увеличената дисипирана енергия при „по-крайните“ гранични състояния. Трябва да се отбележи, че при CPLS пластичните стави, формирали се в свързващите FUSEIS-греди са същите като в състоянието *Life Safety* (запазване на живота на обитателите), а пластични стави в останали части от конструкцията (комбинирани греди – колони) възникват преди състоянието *Immediate Occupancy* (незабавно ползване), което означава, че конструкцията би имала леки до средни общи повреди и ремонтни работи биха се наложили само за свързващите FUSEIS-греди.

[8] За SLS при $\lambda = 0{,}5$ би трябвало да е 0,12g (*бел. прев.*).
[9] Вероятно се има предвид коефициент на дуктилност μ, (*бел. прев.*).

На диаграмата на Фиг. 3.25 експерименталните стойности на коефициента на поведение са сравнени с определените аналитично. Експерименталните стойности се оказват по-малки от теоретичните.



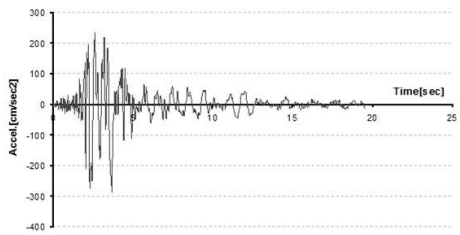
Фиг. 3.26: Резултати от статичен нелинеен анализ на рамки с FUSEIS-греди с SHS сечения

3.6.3 Динамичен нелинеен анализ (time-history)

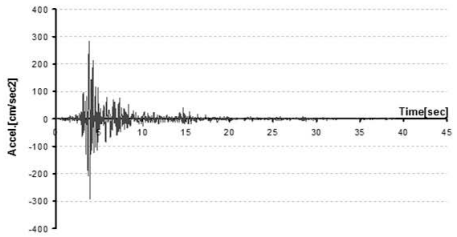
За да се изследва реагирането във времето при реално земетресение на проектираната съгласно европейските стандарти конструкция, извършен е динамичен нелинеен анализ на примерната равнинна рамка. Такъв анализ може да отрази поведението при широк набор от сеизмични въздействия. Тук са избрани скорошните заметресения в Гърция, довели до сериозни щети и жертви, както и земетресението в El Centro, широко използвано в света като референтно. Използвани са и изкуствено генерирани акселерограми. Съответната информация е представена в Таблица 3.6 и на Фиг. 3.27. Характеристиките на тези акселерограми могат да се приемат представителни за разглежданата рамка, поради което и съответните резултати се приемат задоволителни по отношение на деформационните изисквания. Записите са мащабирани към $a_g = 0{,}36g$. На Фиг. 3.28 са представени съответстващите на приетите акселерограми еластични спектри на реагиране, както и изчислителният еластичен спектър на реагиране на EN 1998-1. С прекъсната линия е показан и първият (фундаментален) период на свободни трептения на рамката T_1.

Таблица 3.6: Използвани в изследването акселерограми

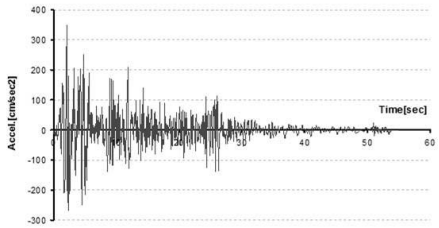
Тип	Местоположение	PGA, a_g/g
Близко до епицентъра, европейско (Гърция)	Каламата (1985)	0,294
	Атина (1999)	0,298
Близко до епицентъра, световно (Калифорния)	El Centro	0,355
5 изкуствени акселерограми	—	0,300



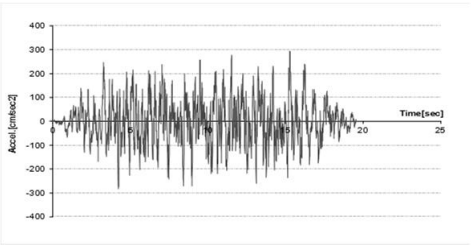
Каламата, 1985



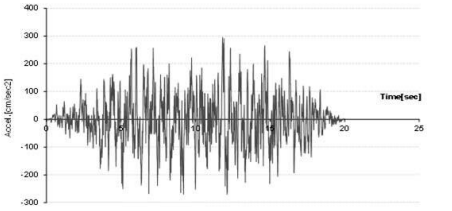
Аθήνα, 1999



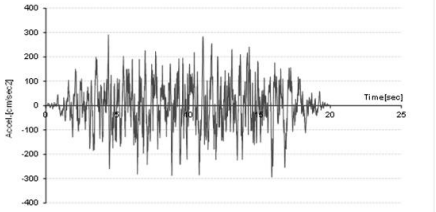
El Centro



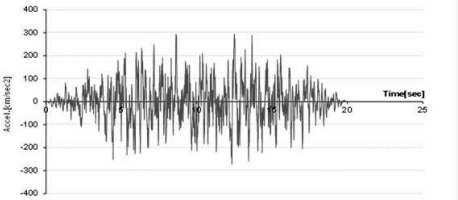
Изкуствена 1



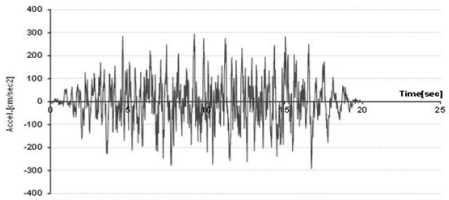
Изкуствена 2



Изкуствена 3

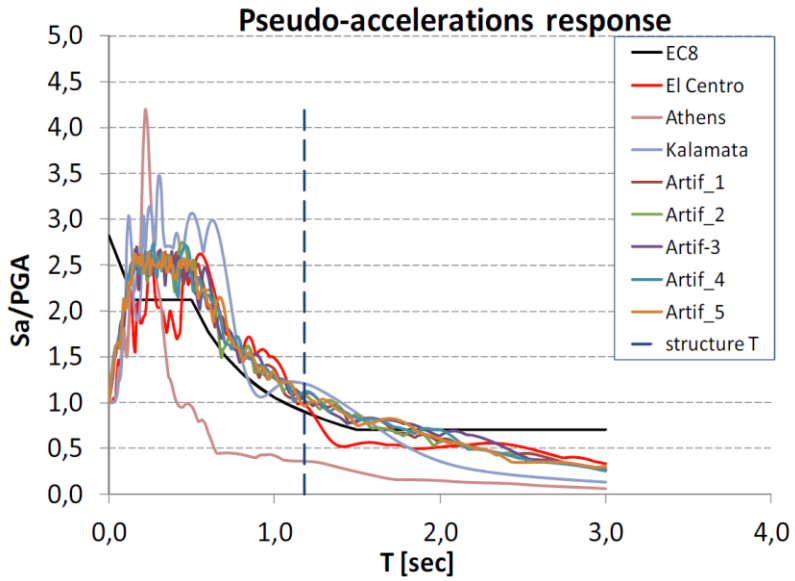


Изкуствена 4



Изкуствена 5

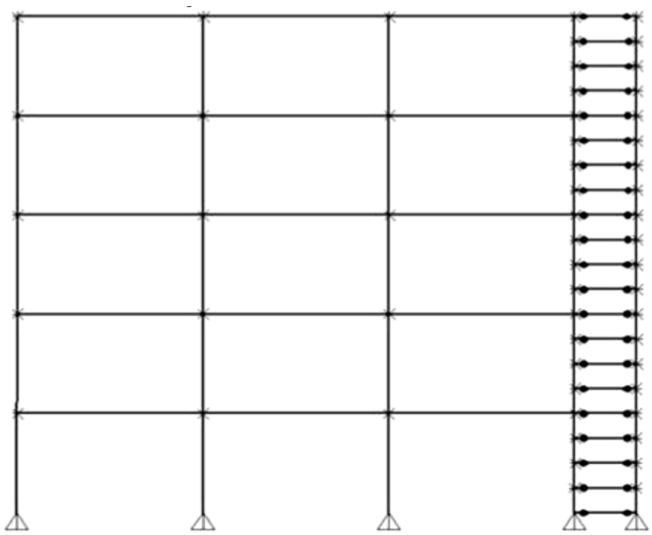
Фиг. 3.27: Графично представяне на използваните истории във времето (акселерограми)



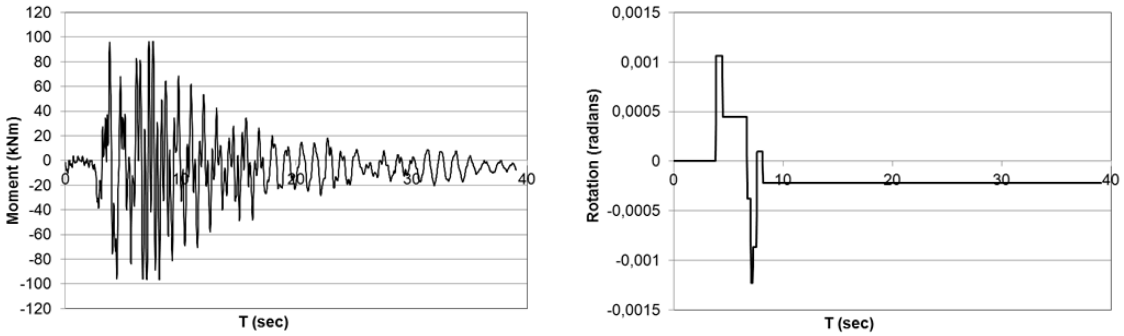
Фиг. 3.28: Спектри на реагиране за използваните акселерограми и изчислителният еластичен спектър на реагиране на Еврокод 8

Предпоставките при изчислителния модел по отношение на натоварването в начално състояние (G+0,3Q) и нелинейните характеристики на пластичните стави в колоните, колоните от системата FUSEIS и свързващите греди са същите както при статичния нелинеен анализ. За възлите между комбинираните греди и колоните са разгледани два варианта. При първия са разгледани частично корави възли с ротационни пружини, където са поставени и съответните пластични стави, а при втория вариант възлите са приети ставни. Тук са представени като пример резултатите от изследваните рамки с FUSEIS-греди с SHS напречни сечения. При всички разглеждани случаи поведението на конструкцията се оказва подобно, в потвърждение на резултатите от статичния нелинеен анализ. Последователността на формиране на пластични стави започва с краищата на свързващите греди от долните етажи нагоре, осигурявайки дисипацията на енергия в системата. От друга страна, комбинираните греди и всички колони отново остават еластични. Фиг. 3.29 илюстрира местата на възникналите пластични стави единствено в рамките на системата FUSEIS.

Изследванията дават резултати за историите във времето на разрезните усилия и преместванията в рамката. На Фиг. 3.30 са илюстрирани представителни резултати за огъващите моменти и ротации в пластичните стави, формирани вследствие на записа на сеизмичното въздействие от Атина (1999). Вижда се, че броят на знакопроменливите цикли на огъващите моменти е по-голям от този на пластичните ротации. Това се дължи на факта, че пластични ротации се реализират само във фазата на най-силни сеизмични движения.

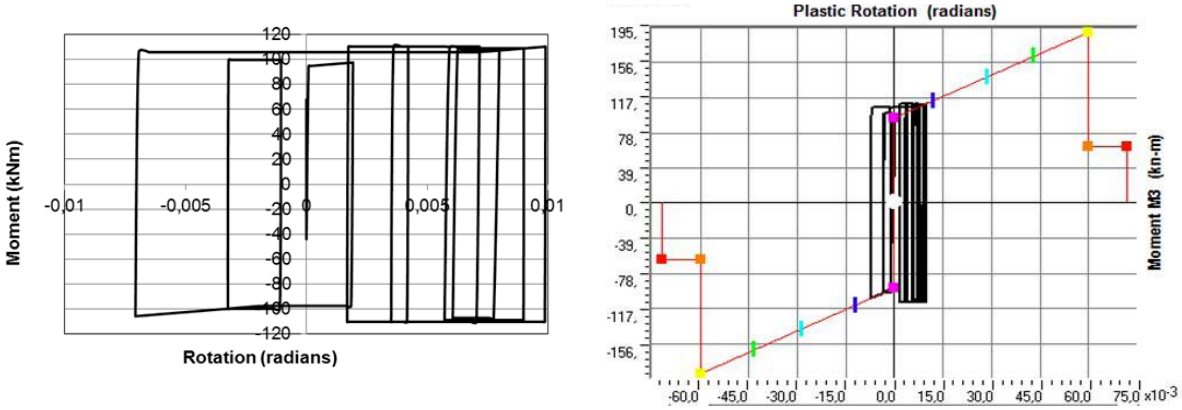


Фиг. 3.29: Места на пластичните стави, получени при динамичен нелинеен анализ



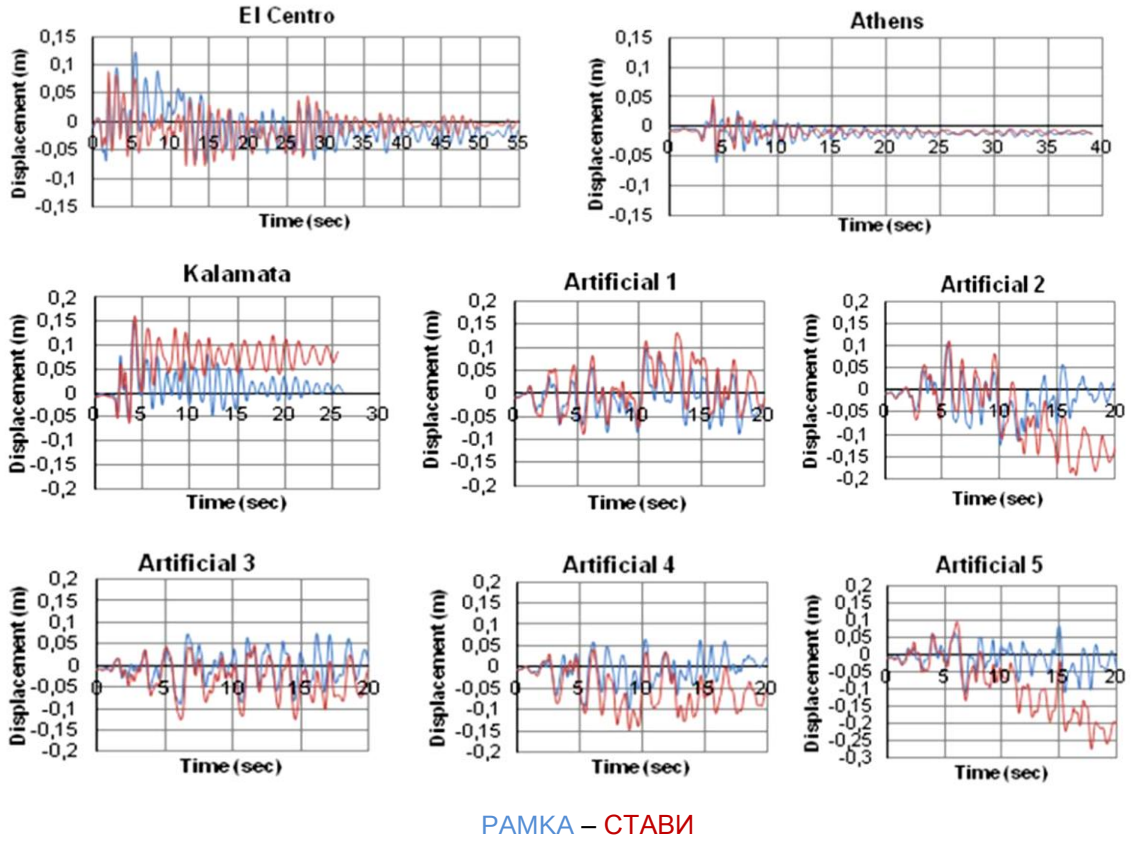
Фиг. 3.30: Истории на огъващите моменти и ротациите в пластична става (Атина, 1999)

На Фиг. 3.31 са показани зависимостите огъващ момент – ротация, получени в най-деформираната свързваща греда в първи етаж вследствие изкуствена акселерограма 2. На лявата фигура се вижда детайлно хистерезисната бримка, а отдясно е показано нейното позициониране спрямо скелетната крива на пластичната става. Бримката е под точката на гранично състояние IO, което означава минимални локални ефекти на пластифициране.



Фиг. 3.31: Хистерезисна бримка „момент–ротация“, получена от изкуствена акселерограма 2

Динамичното реагиране на конструкцията при сеизмично въздействие е изследвано и чрез история във времето на преместванията. На Фиг. 3.32 са представени преместванията на върха на рамката във времето при всички разглеждани случаи в двата варианта на частично корави и ставни възли на комбинираните греди към колоните. Графиките показват, че конструкцията трепти съобразно сеизмичното движение. Вижда се, че когато системата FUSEIS е комбинирана с рамковата конструкция с частично корави възли, в края за симулацията кривата се връща по-близо до неутралното положение. Това се дължи на факта, че пластичните деформации са локализирани в свързващите FUSEIS-греди, докато останалата рамкова конструкция остава еластична и осъществява рецентриращо действие. Обратно, при варианта със ставни възли конструкцията не е в състояние да се върне в нулево положение и това обяснява големите остатъчни премествания след края на земетресението.



Фиг. 3.32: Истории на преместванията за всички приложени акселерограми

Представеното поведение демонстрира самоцентриращото поведение на системата FUSEIS в първия случай (частично корави възли). Така системата контролира дисипацията на енергия и е в състояние да елиминира остатъчните премествания. Ако след земетресение не са установени съществени повреди, единствено остатъчните относителни междуетажни

премествания могат да са основен критерий за оценка на конструкцията. В Таблица 3.7 са обобщени получените такива от всички разглеждани акселерограми за двата коментирани по-горе варианта. Вижда се, че при първия случай (рамка с частично корави възли) те са доста под границата от 1%, определена от FEMA-356 за състоянието IO (незабавно ползване). Още повече, получената средна стойност едва ~0.002% и максимална стойност 0.218% доказва, че системата FUSEIS е самоцентрираща се.[10] Като следствие от това, при никой от разглежданите случаи не се наблюдават съществени конструктивни повреди и следователно няма да се налагат ремонтни работи.

Таблица 3.7: Остатъчни относителни междуетажни премествания [%], получени при нелинеен динамичен анализ

Акселерограма	Рамка с частично корави възли	Конструкция със ставни възли	Отношение
El Centro	0.002	0.083	41.5
Атина	0.075	0.075	1.0
Каламата	0.019	0.445	23.4
Изкуствена 1	0.181	0.054	0.3
Изкуствена 2	0.084	0.774	9.2
Изкуствена 3	0.079	0.045	0.6
Изкуствена 4	0.111	0.329	3.0
Изкуствена 5	0.218	1.184	5.4

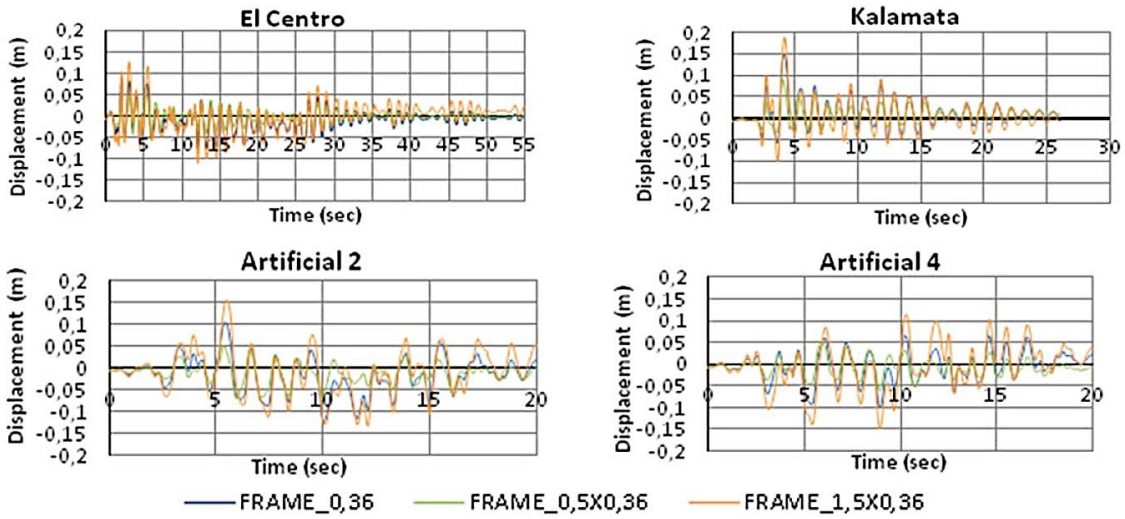
Направена е и оценка на поведението на рамката със системата FUSEIS за трите гранични състояния, SLS, ULS и CPLS за акселерограмите от El Centro, Каламата и изкуствено генерираните 2 и 4 (Фиг. 3.33). Както се очаква, остатъчните междуетажни премествания, съответстващи на CPLS се оказват най-големи, но при всички разглеждани случаи те са под границата от 1%, което потвърждава предимствата на самоцентриращия ефект на системата.

Тъй като разглежданата конструкция има основен собствен период T_1 = 1,178 s > T_C = 0,5 s (за земна основа вид B), съгласно EN 1998-1 коефициентът на поведение q може да се приема равен на коефициента на дуктилност по премествания μ. На основата на тази дефиниция се получава:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}} \tag{3.29}$$

[10] Самоцентриращият ефект се дължи на останалата конструкция, а не на самата система FUSEIS. Разбира се, нейният принос е очевиден в това да локализира пластичните деформации в себе си и така да запази останалата конструкция еластична (*бел. прев.*).

където d_{max} е максималното преместване в пластичен стадий (или граничното преместване), което системата е понесла под действието на разглежданото сеизмично въздействие, а d_{el} е максималното преместване, получено при линейния анализ със спектър на реагиране.[11] Съответно получените коефициенти на дуктилност за различните гранични състояния са представени в следващата Таблица 3.8.



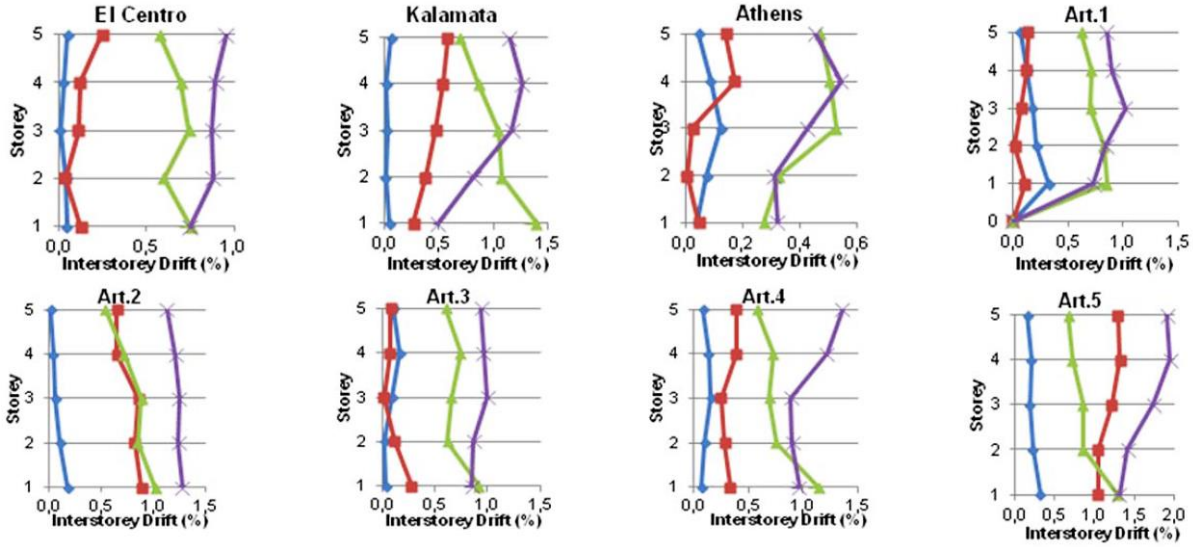
Фиг. 3.33: Истории на преместванията и гранични състояния SLS, ULS и CPLS

Таблица 3.8: Коефициенти на дуктилност, съответстващи на трите гранични състояния

Акселерограма		SLS	ULS	CPLS
El Centro	d_{max} [m]	0.049	0.087	0.126
	μ	1.14	2.02	2.94
Атина	d_{max} [m]	-	0.039	-
	μ	-	0.91	-
Каламата	d_{max} [m]	0.092	0.150	0.188
	μ	2.14	3.49	4.37
Изкуствена 1	d_{max} [m]	-	0.100	-
	μ	-	2.33	-
Изкуствена 2	d_{max} [m]	0.051	0.104	0.152
	μ	1.19	2.42	3.54
Изкуствена 3	d_{max} [m]	-	0.076	-
	μ	-	1.77	-
Изкуствена 4	d_{max} [m]	0.051	0.065	0.115
	μ	1.20	1.51	2.68
Изкуствена 5	d_{max} [m]	-	0.086	-
	μ	-	2.00	-

[11] Тови формулировка за дефиниция за μ е на авторите на разработката (*бел. прев.*).

При сравнението на максималните получени междуетажни премествания за рамката в двата варианта (частично корави и ставни възли на комбинираните греди) се установява, че разликите не са големи и преместванията в първия вариант са малко по-малки. Сравнение между максималните и остатъчните относителни междуетажни премествания за двата варианта при всички разглеждани записи са дадени на Фиг. 3.34 и в Таблица 3.9. Разликата е в това, че при рамките с частично корави възли максималните междуетажни премествания са очаквано в първия етаж, докато при варианта със ставни възли не се наблюдава такава зависимост поради влиянието на различни фактори, например самото въздействие. Отново се вижда самоцентриращото действие при първия вариант, при който остатъчните премествания са близки до нула.



Остатъчни-Рамка Остатъчни-Стави | Максимални-Рамка Максимални-Стави

Фиг. 3.34: Максимални и остатъчни относителни междуетажни премествания

Таблица 3.9: Сравнение на максималните относителни междуетажни премествания [%]

Акселерограма	Рамка с частично корави възли	Конструкция със ставни възли	Отношение
El Centro	0.75	0.95	1.27
Атина	0.52	0.54	1.04
Каламата	1.39	1.26	0.91
Изкуствена 1	0.85	1.02	1.20
Изкуствена 2	1.02	1.27	1.25
Изкуствена 3	0.92	0.99	1.08
Изкуствена 4	1.13	1.36	1.20
Изкуствена 5	1.29	1.95	1.50

3.6.4 Изводи от числените изследвания

Представеното изследване демонстрира успешното прилагане на рамка със системата FUSEIS със свързващи греди. Накратко са обобщени параметрите на сеизмичното въздействие. Основно влияние се обръща на процеса на проектиране за сеизмични въздействия и използването на нелинеен статичен анализ. За да се оцени чувствителността на конструкцията към по-силни сеизмични въздействия, както и адекватността на приетия коефициент на поведение $q = 5$, извършени са и по-задълбочени изследвания за различни нива на сеизмично въздействие.[12]

От анализа на разгледаната характерна равнинна рамка могат да се направят следните изводи:

- Капацитетът на системата FUSEIS да дисипира енергия и самоцентриращата ѝ функция влияят на поведението на конструкцията при сеизмични въздействия позитивно най-вече чрез концентрирането на пластичните деформации в заменяеми елементи.
- По отношение на глобалното поведение, отчетени са някои от важните характеристики и особености: материали, елементи, съединения, обща и местна устойчивост и влияние на ефектите от II ред. Изследването разкрива някои от най-важните качества на системата FUSEIS със свързващи греди, характеризиращи нейното глобално поведение.
- Системата FUSEIS работи като перфектна конструкция за хоризонтални сили в сеизмични райони, която е в състояние да гарантира и ефективен контрол върху преместванията и деформациите.

3.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Проведени са серия експериментални и числени изследвания за развитието и прилагането на системата FUSEIS с гредови сеизмични свързващи елементи. Определени са критичните параметри за проектирането на тази нова система за сеизмично осигуряване на сгради. Като резултат могат да се обобщят следните общи бележки и заключителни изводи:

- Осигуряването на сграда за сеизмично въздействия може да стане чрез подходящ брой системи FUSEIS в съответните направления.
- Както самата гредова система FUSEIS, така и рамките, комбинирани с нея показват много добро поведение: голяма носимоспособност, коравина и дисипативност.

[12] Валоризацията на коефициент на поведение $q = 5$ е част от резултатите в проекта Иносеиз. Тези резултати са изнесени в отделен доклад *(бел. прев.).*

- Нееластичните деформации се оказват строго ограничени в дисипативните елементи (свързващите греди) и така предотвратяват поява на повреди в другите конструктивни елементи (плочи, греди, колони).
- Дисипативните елементи се заменят лесно, ако са повредени след силно земетресение, тъй като са с малки размери и не участват в системата за поемане на вертикални товари. Сглобяването и разглобяването след експериментите се оказва на практика лесно – времето за подмяна на една FUSEIS-греда е около 60 минути (според опита от експериментите в NTUA, Атина).
- Основният използван метод за анализ на конструкцията беше мулти-модалният спектрален метод съгласно EN 1998-1, като предложеният коефициент на поведение за системата FUSEIS е q = 5.
- Формулирани са съответни съвместими с действащите стандарти правила за проектиране за сеизмични въздействия на конструкции, включващи системата FUSEIS.
- Дадени са и практически препоръки за избор на подходящи свързващи греди в зависимост от най-съществените конкретни параметри, както и процедурите за проектиране на елементите, конструктивните детайли и други конструктивни мерки. Препоръките са представени по-подробно в придружаващо „Ръководство за проектиране“.

По-конкретно може да се добави и следното:

- Системата поема хоризонтални сили като вертикална виренделова греда.
- В зависимост от вида на напречното сечение на свързващите греди и разстоянията между тях, системата може да се проектира като по-корава или като по-деформативна. Това силно зависи от броя на етажите на сградата и от натоварването.
- Системата е по-гъвкава и адаптивна от архитектурна гледна точка в сравнение с рамките с диагонали, тъй като се разполага в по-малки участъци и не засяга архитектурното планиране. Рамките от системата могат визуално да се използват и като видими архитектурни акценти, подчертаващи по този начин сеизмичната осигуреност на сградата.
- Чрез подходящ подбор на сеченията на свързващите греди може да се постигне целева последователност на пластифицирането.
- За минимизиране на повредите във фундаментите се препоръчва да се използват номинално ставни бази на колоните. При многоетажни сгради базите на колоните могат да бъдат както ставни, така и запънати, като изследванията показват минимална разлика в реагирането на конструкцията в двата случая.

- Системата FUSEIS е в състояние да гарантира и ефективен контрол върху преместванията и деформациите и проявява самоцентриращо поведение.

Следователно може да се заключи, че в духа на съвременните тенденции в сеизмичното инженерство, настоящото изследване въвежда една „интелигентна“ система, която е в състояние ефективно да дисипира входящата сеизмична енергия и позволява лесен ремонт и подмяна на пластифицираните елементи. Прилагането на системата FUSEIS с гредови сеизмични свързващи елементи увеличава значително добре известните предимства на стоманените конструкции в сеизмични райони и предлага по-добри решения от гледна точка на икономичност и надеждност.

3.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Иновативната система FUSEIS със свързващи греди може да се прилага при многоетажни сгради със стоманени конструкции и да замени широко използваните конвенционални системи (рамки с диагонали, рамки с корави възли и т.н.), съчетавайки дуктилност, архитектурна „прозрачност“ и коравина. По този начин прилагането на FUSEIS може да осигури по-добро и по-евтино проектно решение.

3.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ

Публикации за системата FUSEIS със свързващи греди в международни списания:

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

3.10 ЛИТЕРАТУРА

1. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
2. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
3. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
4. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
5. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
6. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I.,

Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
7. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996 ; 484:111- 120.
9. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
10. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
11. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
12. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
17. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
18. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
19. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
20. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
21. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
22. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
23. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
24. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
25. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
26. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016
27. Calado, L. and Castiglioni, C. A. (1996). "Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research". In: Proceedings of XI WCEE.
28. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1, Applied Technology Council, California, USA, November 199

4 FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ

4.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на еврпейския научно-изследователски проект RFSR-CT-2008-00032 “Дисипативни устройства за сеизмично осигурени стоманени рамки” (Акроним: FUSEIS) две иновативни дисипативни системи, наречени FUSEIS1 и FUSEIS2 са изследвани и разработени със съответните препоръки за проектиране [11], [12]. В зависимост от геометрията на сеизмичния свързващ елемент[13] (ССЕ), системата FUSEIS1 по-нататък се разделя на две подсистеми: FUSEIS гредови ССЕ и FUSEIS цилиндрични ССЕ. Настоящият документ представя резултати от изследване на сеизмичното поведение на FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи, въвежда процедури за проектиране на стоманени и комбинирани конструкции, при които системата се използва за поемане на сеизмичния товар и представя няколко разработени примера.

4.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ

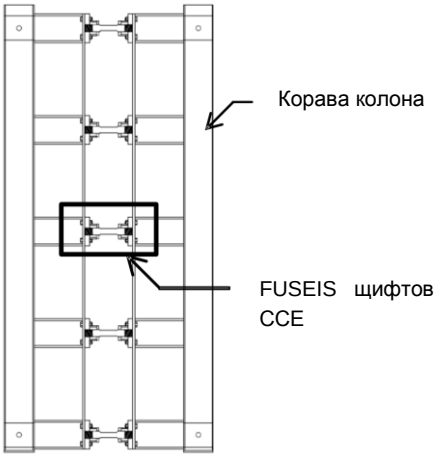
Иновативната противо-земетръсна система FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи (ЦССЕ) се състои от две корави колони, съединени помежду си чрез множество от ССЕ (Фиг. 4.1). Всеки ССЕ има две приемни греди свързани една за друга посредством щифт, както е показано на Фиг. 4.1. Системата се съпротивлява на хоризонтален товар като виренделова колона, а основните разрезни усилия са огъването и срязването в щифтовете, и осови сили, и огъване в колоните. В случай на силно земетресение нееластичните деформации се ограничават в рамките на щифтовете, които ще разсеят голямото количество сеизмична енергия и така останалата конструкция остава еластична и неповредена. Ремонтните работи са лесни, тъй като се ограничават до щифтовете, които от своя страна не носят вертикален товар.

Щифтовете могат да бъдат цилиндрични или призматични. Приемните греди са от кутиеобразно сечение, но могат да са и от I- или H-сечение. С цел да се развият пластичните деформации в място, отдалечено от контактното сечение между приемната греда и щифта, щифтовете са отслабени в средната си част. За да няма контакт между крайната плоча и да се избегне

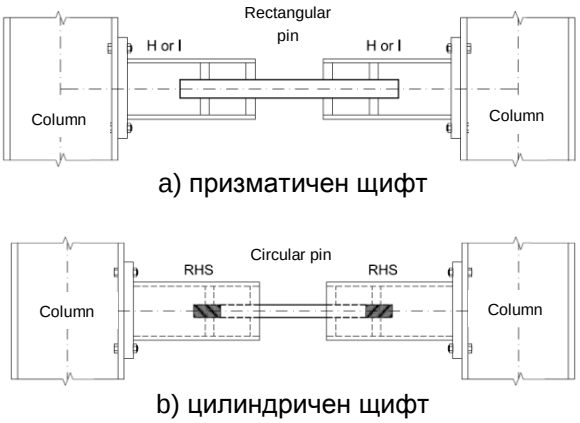
[13] Сеизмичен свързващ елемент (ССЕ) е термин дефиниран в БДС EN 1998-1, точка 6. Той съответства на термина на латиница „link”. В настоящия текст е използвана и думата „линк“, която следва да се тълкува като синоним на ССЕ (*бел. прев.*).

тримерно напрегнато състояние, диаметърът на цилиндричния щифт започва да намалява по-навътре от плочата, а ръбовете в отвора на плочата са заоблени. Допълнително крайщата на щифтовете са произведени с противоположни резби, за да може да се напасне щифта по дължина и при нужда да се извади лесно. Целите сеизмични свързващи елементи (линкове) могат лесно да бъдат монтирани, вадени и заменяни, когато се използват болтови фланцеви съединения между приемните греди и колоните. Тези съединения се конструират като корави, за да се осигури виренделовото действие.

Приемните греди, колоните и техните съединения се проектират със запас, така че да се осигури развитие на пластични деформации в щифтовете. Колоните на системата могат да бъдат от отворени или затворени сечения. Отворените сечения улесняват конструирането на съединенията с гредите. Ползването на кутиеобразни сечения е по-подходящо в ъглите на сградите със сиетма FUSEIS в двете направления (Фиг. 4.3), тогава къси конзоли могат да бъдат заварени към колоните и така да се улесни детайлирането.



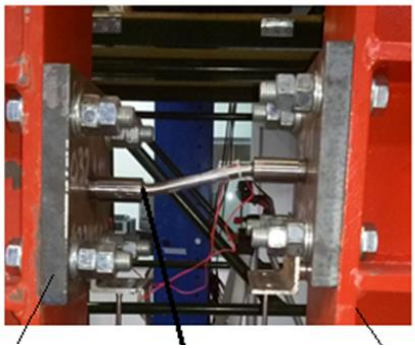
Фиг. 4.1: Система FUSEIS цилиндрични ССЕ



Фиг. 4.2: Щифтове и приемни греди

Броят на свързващите елементи за етаж, избора на напречно сечение на щифтовете, осовото разстояние и напречното сечение на колоните са водещите параметри за коравината и носещата способност на системата. Броят на приемните греди и щифтовете за типова етажна височина от 3.4 метра може да е четири или пет. Този брой зависи от габаритите на приемните греди, които трябва да осигурят работна височина за монтажа на щифтовете и от възможни архитектурни ограничения. В допълнение, един сеизмичен свързващ елемент се конструира в близост до базата на колоната, за да минимизира момента в колоната и по точи начин базата може да бъде проектирана като номинално ставна.За да се избегне разнообразието от приемни греди, които изискват повече машинна обработка, щифтове с

различно оформени крайща са изследвани и тествани в обхвата на научно изследователския проект MATCH, който също е финансиран от RFCS [28].
В представената разработка щифтовете завършват с права и обратна резби в двата си края и директно се завинтват за резбовани отвори във фланцевите плочи. Последните се съединяват с колоните (Фиг. 4.3). За да се предпази съединението на щифта от повреди, напречното му сечение е намалено в средната част и действа като конструктивен бушон. Такова детайлиране на щифтовете не е трудно за производство и монтаж, и води до сходни резултати, сравнено с по-усложнени решения.



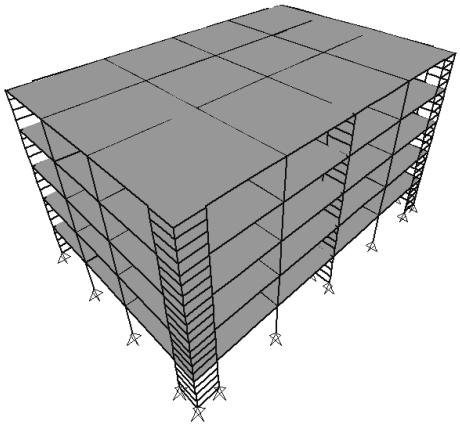
Фиг. 4.3: FUSEIS щифтов ССЕ, без приемна греда

Системата е гъвкава по отношение на избора на сеченията на щифтовете и позволява на проектанта да контролира последователността на пластифицирането им. Това може да се постигне, като се променят напречните сечения или дължината на щифтовете между етажите. В стремеж да се избягва преоразмеряване, стоманата за дисипативните щифтове би следвало да има контролирани якостни показатели. Съгласно EN 1998-1-1 [13] границата и на провлачане не трябва да надвишава:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_y \tag{4.1}$$

Където γ_{ov} = 1.25 коефициент на завишена якост и fy е номиналната стойност на границата на прочлачане.
Номиналната стойност на границата на прочлачане на стоманата за щифтовете би следвало да е ниска и за предпочитане да не надхвърля 235MPa. Ако якостните характеристики на стоманата за щифтовете са контролирани и нейната максимална стойност е достатъчно под ограниченията, дефинирани от израз (4.1), коефициентът на завишена якост може да бъде намален и така да се постигне по-икономично проектиране.

Броят на FUSEIS системите, необходими в една сграда, се диктува от типологията на сградата (Фиг. 4.4) и сеизмичността на района на строителство. По начало системата може да бъде комбинирана с рамка с корави възли (MRF), като в такъв случай хоризонталните сили ще се поделят от рамката и системата FUSEIS с цилиндрични ССЕ. Алтернативно, ако се предпочетат ставни съединения между подовите греди и колоните, системата FUSEIS цилиндрични ССЕ ще поема сама сеизмичното натоварване. И в двата случая подовите греди се свързват с колоните на системата посредством ставни съединения, като така се избягва тяхното преоразмеряване, произтичащо от капацитивната корекция. Препоръчва се системата да бъде проектирана като се изходи от принципа слаби щифтове – силни колони.



Фиг. 4.4: : Композиционно репение на сградна конструкция чрез системата FUSEIS цилиндрични ССЕ

4.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ

Експерименталните изследвания показват, че образците с цилиндрични линкове работят като виренделова колона. Тя поема хоризонтален товар основно чрез огъване на гредите и осови усилия в колоните (Фиг. 4.5). Ако се приемат стави в средните точки на щифтовете и колоните (участъците разделени от щифтовете), разрезните усилия от хоризонтален товар в еластична фаза могат да бъдат определени по правилата на статиката. Следователно, срязващата сила в щифта V_{pin} , дължаща се на огъващ момент $M_{pl,pin}$ в крайщата му и равен на пластичната носимоспособност на огъване на щифта е:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin}}{l_{pin}} \tag{4.2}$$

Където l_{pin} е дължината на отслабената част от щифта, $M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$, $W_{pl,pin}$ е пластичната носимоспособност на огъване на отслабената част на щифта и f_y е границата на провлачане на стоманата на щифта.
Осовата сила в колоните N_{column} се определя по:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{L} = \frac{V_{story} \cdot h_{story}}{L} = \sum V_{pin} \tag{4.3}$$

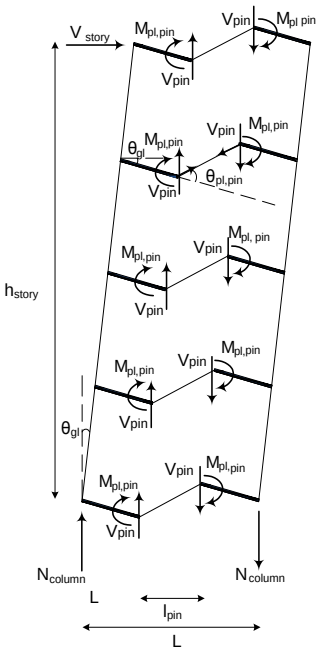
Където M_{ov} е преобръщащият момент в системата, V_{story} е етажната срязваща сила, h_{story} е етажната височина и L е осовото разстояние между колоните от системата. Следователно, от изрази (4.2) и (4.3) етажната срязваща сила може да бъде представена както следва (израз (4.4)):

$$V_{story} = \frac{\sum V_{pin}}{h_{story}} \cdot L = 2 \cdot \sum \frac{M_{pl,pin}}{l_{pin}} \cdot \frac{L}{h_{story}} \tag{4.4}$$

Ако се предпостави, че приемните греди са корави, ротацията на щифта определена чрез завъртането на хордата $\theta_{pl,pin}$ се определя по израз (4.5):

$$\theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \tag{4.5}$$

Където θ_{gl} е относителното междуетажно преместване на системата вследствие от сеизмичният товар.



Фиг. 4.5: Статическа схема и разрезни усилия (модел на виренделова колона)

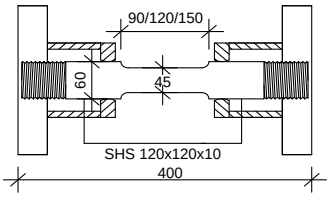
4.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА FUSEIS ЦИЛИНДРИЧНИ ССЕ

4.4.1 Експериментални изследвания на самостоятелни ССЕ

4.4.1.1 Експериментална постановка и изследвани цилиндрични ССЕ

Общо осем теста на цилиндрични ССЕ са проведени, два при монотонно и шест при циклично натоварване. Критерият за подбора на образците цилиндрични линкове е тяхната способност да дисипират енергия посредством огъване.

Максималното натоварване е определяно изхождайки от пластичната носимоспособност на огъване на щифта Wpl,pin и на тази база опитната постановка е планирана. Тестваният образец е с дължина 400мм, включващ отслабената средна част и двете приемни кутиеибразни греди SHS120x10. Самият щифт е разделен на три части. Диаметрите на крайните части са Ф60 мм, а средната част е с намален диаметър Ф45 мм. Дължината на отслабения участък се подбира, така че да се развие механизъм на пластифициране от огъване. На Фиг. 4.6 е илюстриран тестваният образец.



a) Размери на образеца

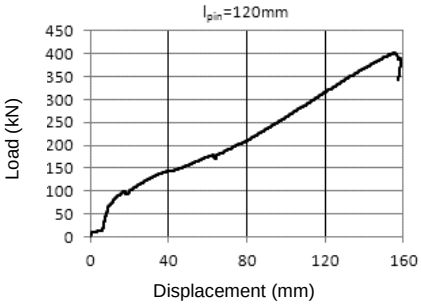
b) Общ изглед

c) Детайл на отслабването

Фиг. 4.6: Експериментален образец на цилиндричен ССЕ, преди тест

4.4.1.2 Резултати от монотонния тест

Цилиндричните линкове показват дуктилно поведение, съпроводено със значително уякчаване след еластична фаза. Този ефект не се дължи на уякчаването на материала, а на промяна в механизма за трансфер на силите. За малки премествания товарът се предава чрез огъване и срязване на щифтовете, докато при големи премествания се заражда опънна сила в щифта, което е основният източник на общото уякчаване.

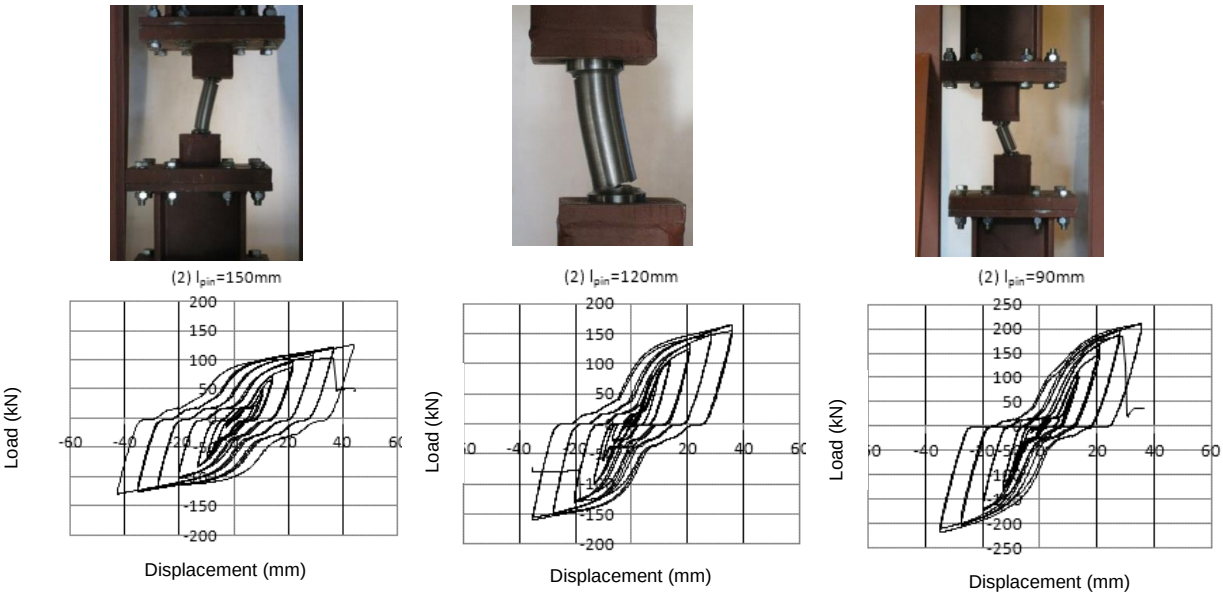


Deformed pin

Фиг. 4.7: Зависимост сила-преместване и деформирана схема на образеца, при монотонен тест

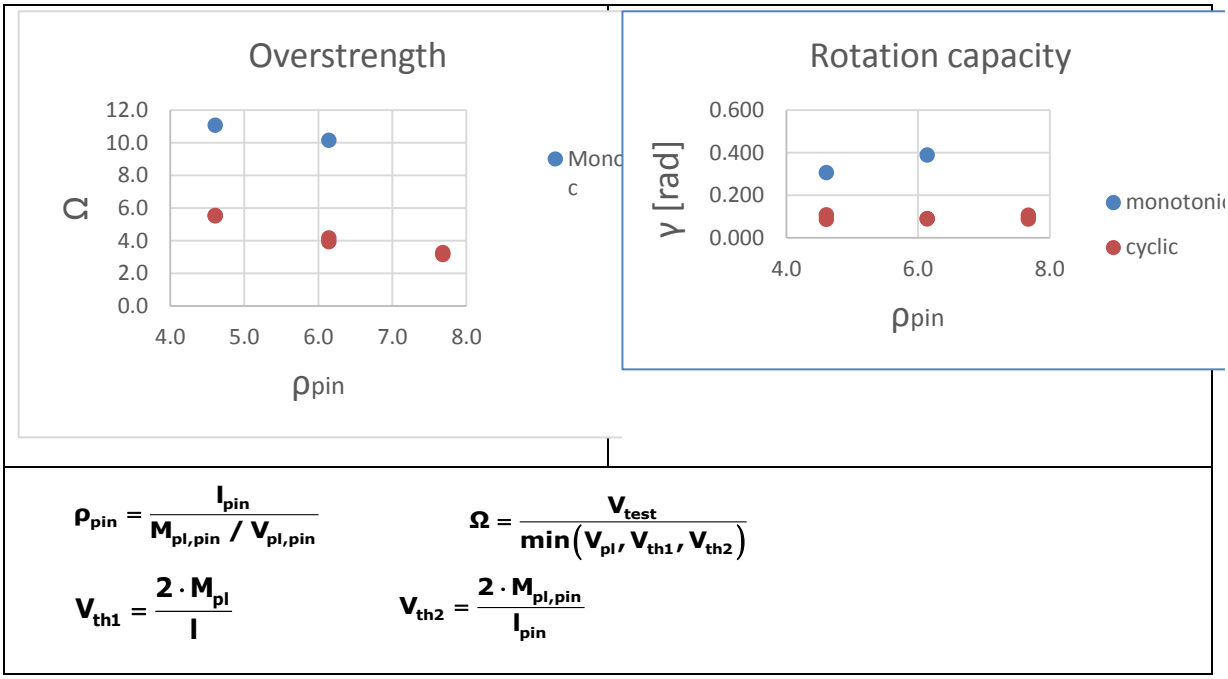
4.4.1.3 Резултати от цикличните тестове

Като ръководящ документ за оценка на поведението на стоменени елементи при циклично натоварване е ползвана препоръката на ECCS [14]. Максималното преместване, което е достигнато по време на тестовете е по-малко от очакваното преместване от 60 мм (4% относителни межуетажно преместване).



Фиг. 4.8: Зависимост сила-преместване и деформирана схема на образците, при цикличен тест

Фиг. 4.8, a и b, показват уякчаването и завъртането на тестваните образци, като функция на нормализираната дължина на щифта *ρ*. И двете величини, но особено уякчаването, са много по-големи при монотонния тест сравнено с цикличния. Това показва, че когато щифтът е натоварен циклично, той се разрушава от ниско-циклична умора и развива в много по-малка степен осова сила, в сравнение с щифт натоварен монотонно.



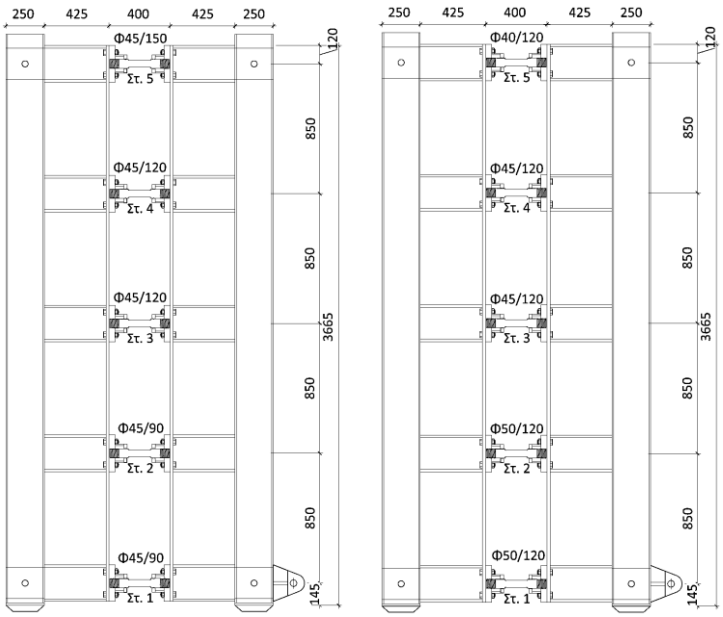
Фиг. 4.9: Параметър на уякчаването *Ω* и завъртане *γ* на образи от цилиндрични ССЕ

4.4.1 Експериментално изследване на етажна рамка с FUSEIS цилиндрични ССЕ

4.4.1.1 Експериментална постановка и тествани образци

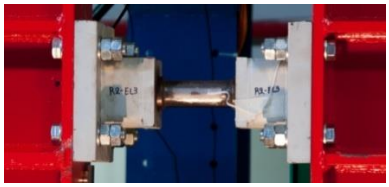
Два теста на образци в реален размер на етажни рамки с FUSEIS цилиндрични ССЕ са проведени в Института по стоманени конструкции на Атинският Технически Университет. Експерименталната постановка е реализирана чрез пространствен опорен стенд, натоварващ актуатор с компютърно управление и тестови образци. Образците се състоят от две помощни колони, кораво свързани посредством пет конструктивни бушона (линкове), както е показано на Фиг. 4.9. Размерите на конструктивните елементи съответстват на елементи от реална сградна конструкция и са проектирани според изискванията на EN1993-1-1 [17] и EN1998–1-1 [13]. Височината на образеца е 3.40 метра, а осовото разстояние между колоните *L* е 1.50 м. Колоните са ставно свързани в основата и на върха, и допълнително закоравени, чрез добавяне на Т-сечение от тяхната вътрешна страна, така че да имат еластично поведение. По подобие на тестовете на индивидуалните цилиндрични, линковете са с дължина 400 мм , което включва щифтовете и двете приемни кутиеобразни греди, виж Фиг. 4.10. Геометрията на отслабената част на щифтовете е подбрана така, че да осигурява развитие на огъване. Образец М4 включва щифтове с един и същ диаметър (Ф45) и три различни дължини на отслабената част, съответно l_{pin}=90, 120, 150 мм > 39 мм, а образец М5 включва щифтове с различни

диаметри Φ40, 45, 50 с една и съща дължина на отслабената част l_{pin}=120 мм > 43,4 мм. Класът на стоманата за щифтовете е S235, а за останалите елементи от образеца S355. За да се улесни монтажът и демонтажът на конструктивните бушони, щифтовете са произведени в противоположни резби, така че да могат лесно да бъдат монтирани в приемните греди

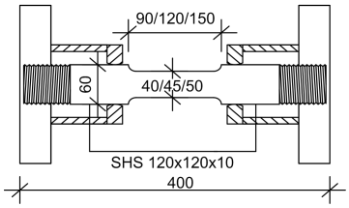


a) M4 b) M5

Фиг. 4.10: Експериментални образци



a) Цилиндричен ССЕ от експериментална рамка



b) Геометрия

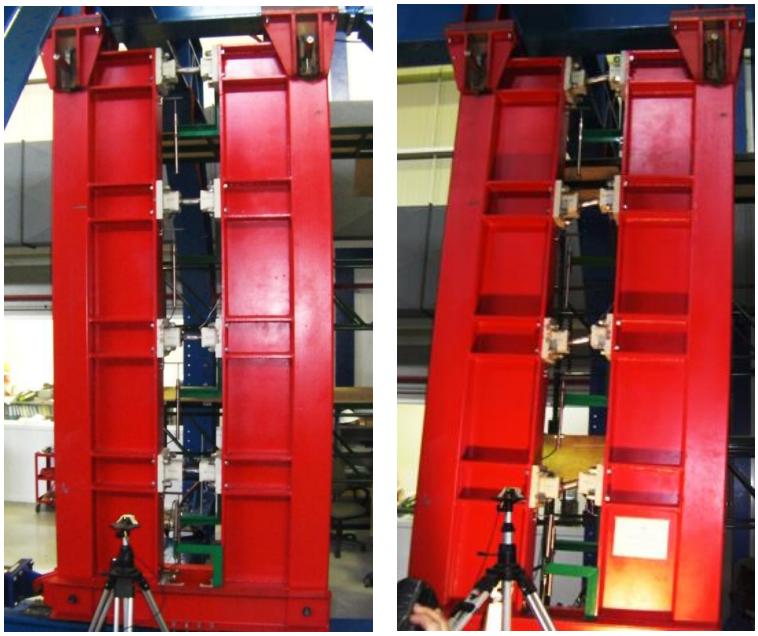
Фиг. 4.11: : Цилиндричен линк

4.4.1.2 Експериментални резултати

Протоколът за натоварване в експериметалните изследвания е определен според процедурата на ECCS. Започнато е с преместване 2,55 мм, приложено в базите на колоните и натоварването е увеличавано до 170мм, което кореспондира на относително междуетажно преместване от 5%. Протоколът за нарастващо циклично натоварване е продължен с цикли с постоянна амплитуда, отговарящи на 5% етажна ротация до достигане на разрушаване. Измерваната сила постоянно се увеличава от началото на теста до момента на регистриране на първа пукнатина, формирана в края на отслабената част на щифта (Фиг. 4.10 b). Последва разкъсване на щифта (Фиг. 4.10c) и като резултат хоризнталната сила в системата спадна. Това означава, че има локална концентрация на напреженията в края на отслабената част на щифта, което е потвърдено от снимката направена с инфрачервена камера (Фиг. 4.10d).

Това поведение на щифтовете е потвърдено от механизма на поведение, който се развива. Първоначално щифтовете работят като къси огънати греди,

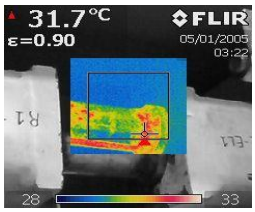
след което с увеличаване на преместванията, вътрешният механизъм се променя, като се заражда опънно поле и пластифициране на щифтовете. Поради малката им дължина, щифтовете се пластифицират значително и в тях се поражда осова сила, а в крайщата им има сложно напрегнато състояние водещо до крехко разрушаване. По време на тест М4 е наблюдавано, че по-късите щифтове *lpin*=90mm се разрушават първи, при малки междуетажни премествания, като издържат само малък брой цикли на натоварване (Фиг. 4.12). Те развиват значителни завъртания и тяхната носеща способност спада бързо поради ефектите от ниско-циклична умора. При тест М5, където щифтовете имат същата дължина и различни диаметри, щифтът който се разруши пръв е Ф40/120 на ниво 5 (Фиг. 4.13).



a) Образец М4 в първоначално състояние и в края на теста

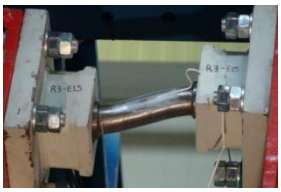
a) Първа пукнатина

b) Разкъсване

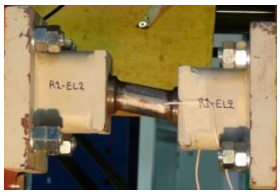


c) Инфрачервена камера

Фиг. 4.12: : Снимки по време на тест М4

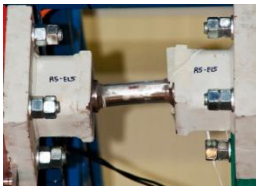


a) Щифт L=150

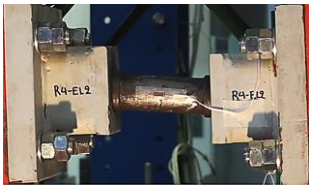


b) Щифт L=90

Фиг. 4.13: Образец М4 – снимки на деформирали щифтове



a) Щифт Ф40

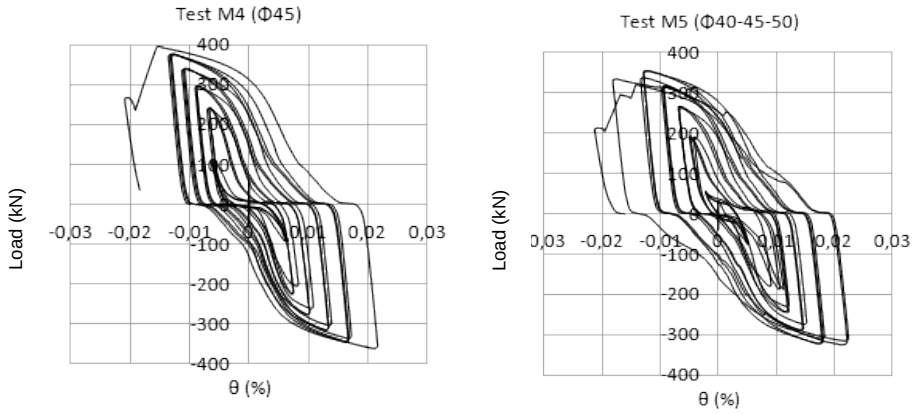


b) Щифт Ф50

Фиг. 4.14: Образец М5 – снимки на деформирали щифтове

Хистерезисните примки от всеки образец са представени на Фиг. 4.15. Забелязва се, че носещата способност на системата продължава да се

увеличава след първите пластифицирания в щифтовете, поради зараждащия се фермов механизъм (опънно поле) и уякчаването на материала. Системата притежава добре разтегната хистерезисна примка и показва добра дисипативност. Първото пластифициране в експерименталната крива се появява при относителни междуетажни премествания от 0.66% и дефинира гранично състояние SLS. При засилена пластификация в щифтовете и достигане на максималния хоризонтален товар се дефинира гранично състояние ULS, което се случва при относителни междуетажни премествания от 1.38%. Следва увеличаване на деформациите в щифтовете до появата на разкъсване, което дефинира гранично състояние CPLS при относителни междуетажни премествания от 2.25%. Хистерезисната примка има прищипване, поради междината, която се формира между щифта и плочата в резултат на значителните пластични деформации и проявата на ефекта на Поасон по обиколката на щифта. Прищипването на примката е съпроводено със значителен спад на циклична коравина, дължащ се на зародения фермов механизъм, водещ до удължаване на щифтовете от предходните цикли на натоварване. Може да се забележи, че по-късите щифтове се разрушават при по-малки междуетажни премествания в сравнение с по-дългите, и че диаграмите не са симетрични, вероятно поради различните толеранси на болтовите съединения.



Фиг. 4.15: Зависимост хоризонтална сила – относително междуетажно преместване

4.4.1.3 Сравнение между експериментално и теоретично получените срязващи сили

Валидността на виренделовия модел е проверена посредством експерименталните резултати. Първоначално, теоретичната срязваща сила V_{th1} е определена по израз (4.4) с използване на реалната граница на провлачане, получена от стандартния тест на опън. Тази стойност е сравнена с максималната сила, измерена при експериментите V_{exp}. Таблица 4.1

показва, че експерименталните резултати са значително по-големи от теоретичните, като отношението V_{exp}/V_{th1} е приблизително 3. Тези разлики са обяснени с реалното поведението на щифтовете по време на експермента. В първите цикли щифтовете реагират като греди натоварени на огъване и срязване, но след няколко цикъла механизмът за предаване на силите се променя от гредови на фермов. Появява се пластифициране от осови сили. Това е причината, поради която изразите от виренделовия аналитичен модел не съвпадат със силите, измерени при експериментите. Завъртането, измерено по хорда $\theta_{pl,pin}$, може да бъде изчислено от израз (4.5) при положение, че завъртането на приемните греди е минимално, и че те остават корави по време на теста. Завъртанията на щифтовете θ_{pin} са много по-големи от междуетажните премествания θ_{gl} поради малката дължина на щифтовете. Големите междуетажни премествания пораждат големи осови деформации в щифтовете и съответно пораждат фермовия механизъм, за който е установено, че има положителен принос към цялостното реагиране на системата.

При големи завъртания огъването в щифтовете се трансформира основно в осова сила и щифтът достига до своята пластична носимоспособност на опън N_{pl}. В този случай етажната срязваща сила V_{th2} е получена от изрази (4.6) и (4.7), като се отчита вертикалната компонента V_{pin} , произтичаща от пластичната осова сила. При този подобрен модел теоретичните стойности са близки до експерименталните (Таблица 4.1).

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

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

Споменатото до тук илюстрира, че теорията от 3-ти ред дава по-добра оценка на срязващата сила в системата в сравнение с модела на виренделовата колона. От друга страна, моделът по теория от 3-ти ред е по-сложен и не би се ползвал от проектантите. Чрез калибрирането на тестовете и анализа на равнинни рамки е доказано, че вместо теорията от 3-ти ред, може да се прилага виренделовия модел.

Таблица 4.1: Експериментални спрямо теоретични срязващи сили

Тест	V_{exp}	V_{th1}	V_{exp}/V_{th1}	V_{th2}	V_{exp}/V_{th2}
M4	393.3	129.9	3.03	329.2	1.19
M5	354.1	129.4	2.74	314.4	1.13

4.4.1.4 Ниско циклична умора

Проведените анализи и експерименти върху разработените конструктивни бушони показват, че разрушаването в щифтовете настъпва след определен брой цикли на натоварване, в зависимост от тяхната издръжливост на ниско циклична умора. S-N кривите са получени от тестовете на цели рамки (тестове проведени в Атинския Технически Университет) и на цилиндрични линкове (тестове проведени в университета в Аахен, Германия). S-N кривите, като функция на завъртанията, могат да бъдат изразени както следва:

$$logN = -mlog\Delta\varphi \tag{4.8}$$

където $\Delta\varphi$ е диапазонът на завъртанията в щифтовете, N е броят на циклите с диапазон, които имат значения, а m е наклонът на кривата за якост на умора

Индексът на повредите може да бъде определен чрез сума по правилото на Palgrem–Miner. След определен брой цикли на натоварване с различни амплитуди, разрушаването настъпва когато:

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + ... \frac{n_i}{N_{fi}} \geq 1 \tag{4.9}$$

където n_i е броят цикли, проведени при една и съща амплитуда на завъртания, N_{fi} е броят цикли, при които настъпва разрушение при същата константна амплитуда , а i е броят серии цикли с константна амплитуда.

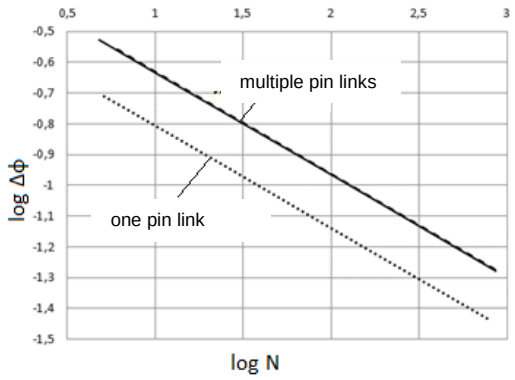
Поради недостатъчен брой експериментални резултати от тестове с постоянна амплитуда, е направена хипотеза, отнасяща се до наклона на кривата за якост на умора m. Допуснато е, че m може да е 3 или 2, така като е предложено в EN1993-1-9 [19]. Сравнението с наличните резултати от тестовете показа, че m = –3 е по-доброто приемане.

Фиг. 4.15 показва S-N линията, получена от тестовете на индивидуалните ССЕ и целите рамки. Съответните зависимости са представени чрез израз (4.10) за индивидуален щифтов ССЕ и (4.11) за множество ССЕи в една рамка. Може да се види, че тестовете на самостоятелните линкове водят до по-консервативни резултати, докато общата рамка с множество линкове дава по-реалистична представа. Следователно изразът, получен от тестовете на

целите рамки, е преценен като по-представителен при определяне на индекса на повредите на системата.

$$logN = -1.41 - 3 \cdot log\Delta\varphi \tag{4.10}$$

$$logN = -0.90 - 3 \cdot log\Delta\varphi \tag{4.11}$$



Фиг. 4.16: Зависимост за ниско циклична умора logΔφ - logN

4.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Заключенията от аналитичните и числените изследвания са обобщени в ръководство за проектиране и практическо приложение. Описаната проектна методология е в съответствие с изискванията на EN 1993-1-1 [17] и EN 1998-1-1 [13]. Някои клаузи от EN 1998-1-1 са преработени по подходящ начин, за да се обхванат използването на щифтовите ССЕ от утвърдените текстове на стандарта. Указанията за проектиране включват и конструктивни детайли и правила.

4.5.1 Предварителен подбор

Както бе споменато (точка 4.2), системата FUSEIS1 работи като виренделова колона. Ако се приеме, че «FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи» следва да поеме сама хоризонталните товари, предварителна оценка за необходимия брой системи в сграда за всяко главно направление и напречните сечения могат да бъдат определени от аналитичния модел (точка 4.3) според израз (4.12). Тези изчисления се базират на хипотезата, че в крайно гранично състояние всички шифтове достигат до своята пластична носимоспособност на огъване.

$$m = \frac{V_B}{V_{story}} \tag{4.12}$$

където V_B е общата етажна срязваща сила за сградата и V_{story} е срязващата етажна сила за една система FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи, определена по теорията на виренделовата колона (израз (4.4)). Колоните на системата се избират преди всичко от съображения за коравина, за да се ограничат ефектите от втори ред. Въпреки това, за *m*-броя еднакви системи FUSEIS, колоните трябва да могат да носят поне осова сила, определена както следва:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L} \tag{4.13}$$

където M_{ov} е огъващият момент в рамките на етажа, а L е осовото разстояние между колоните на системата.

Горните критерии дават само главните насоки за проектирането. Следва да се има предвид, че напречните сечения за ССЕ и колоните, и броят на системите не могат да бъдат определени окончателно само от критерия за носимоспособност. Коравината на системата следва също да се контролира от критериите за ограничаване на ефектите от втори ред и контрол на междуетажните премествания, съгласно изискванията на EN1998-1-1 [13].

4.5.2 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

Правилата за проектиране следва да осигурят появата на пластични деформации първо в щифтовете и избягване крехки форми на разрушаване в останалите елементи. Процедурата за проектиране на сгради със системата FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи се основава на приемането, че щифтовете ще дисипират енергия чрез образуване на пластичен механизъм от огъване. Следната проектна методология се прилага:

1) Моделиране

При днешното развитие на познанието, сграда с FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи може да бъде моделирана с линейно-еластичен гредови модел. Гредовите елементи, симулиращи FUSEIS щифтовете, се разделят на три части с различни напречни сечения: приемната греда в крайщата и отслабения щифт в средата. За да се активира виренделовото действие, възлите между приемните греди и колоните на системата се моделират като корави. За да се сумулира коректно реалната огъваема дължина на линка, следва да се въведат недеформирани зони от оста на колоната до нейния външен ръб. По този начин се моделира реалната огъваемост и носимоспособност на системата.

Възлите между етажните греди и колоните от системата се проектират и моделират като номинално ставни, за да се избегне усложненото капацитивно проектиране, и за да се гарантира реализирането на концепцията „слаби щифтове – силни колони“. Възлите между подовите греди и колоните от гравитачната рамка могат да се моделират като корави, частично корави или ставни, в зависимост от тяхното детайлиране. При първия и втори случай хоризонталните сили се поемат от системата FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи и от рамката на сградата, докато в последния случай системата FUSEIS ще поема сама сеизмичния товар. Базите на всички колони следва да са ставни. Проведените анализи на сградни конструкции показват, че когато възлите между подовите греди и колоните са корави, трябва да се ползват принципите на капацитивното проектиране за постигане на силни подови греди. В този смисъл въвеждането на сградния скелет като допълнителна система за хоризонтален товар води до по-скъпа конструкция и би следвало да се избягва. От друга страна, ставните възли са най-лесни за реализация, но изискват системата FUSEIS да бъде много корава и тежка, с големи сечения, които са трудни за монтаж и ремонт. Най-ефективно и икономично решение се получава ако се ползват частично корави възли межди подовите греди и колоните от сградния скелет, тъй като така се съчетават преимуществата на предните две решения. Допълнително, те най-лесно се реализират на практика, като наред с това ограничават повредите в щифтовете. При този вид възли, максималната пластична ротация θ_p следва да надвишава 40mrad, за да се гарантира, че щифтовете ще пластифицират първи. Тази стойност е получена след провеждане на серия от нелинейни анализи за системата FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи и е малко по-висока от съответната стойност, посочена в EN1998-1-1 [13] за рамки с корави възли.

2) Анализ

Провежда се линеен статически анализ при наличие на постоянен и експлоатационен товар, а елементите от гравитачният скелет се оразмеряват според изискванията на EN1993-1-1 [17] за експлоатационно и крайно гранични състояния. Общоприето е за изчисляване на разрезните усилия от сеизмично въздействие да се работи по спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене. Следа да се осигури ползване на толкова собствени форми, че задействаната ефективната модална маса да е поне 90% от общата сеизмична маса на конструкцията. Изчислителният спектър на реагиране се дефинира с коефициент на поведение q, не по-голям от 3. Последното е потвърдено от проведени статични нелинейни

анализи.

3) Ограничаване на междуетажните премествания

Ограничението на междуетажното преместване предпазва неконструктивните елементи при сеизмично въздействие и е основен критерий за проектирането на „FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи". Чрез него се оценяват повредите при различните гранични състояния и се дефинира коравината в конструкцията и евентуално вида и размера на напречните сечения в системата. Преместванията от сеизмично въздействие d_s, получени чрез елестичен анализ, се изчисляват на база на еластичните премествания в конструкцията d_e посредством израза:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{4.14}$$

В случай на късопериодни конструкции, изчислението на междуетажното преместване d_s не е консервативно. Тогава коефициентът (q_Ω), отразяващ запаса на носимоспособност на щифтовете, може да бъде използван както следва:[14]

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \tag{4.15}$$

Изчислителното междуетажно преместване d_r се определя като разлика от средните хоризонтални премествания d_s на горния и долния край на разглеждания етаж. Разликата се редуцира съобразно коефициента на значимост на сградата . В зависимост от типа на неконструктивните елементи (от крехки материали, дуктилни или независими от преместванията на скелета), изчислителното междуетажно преместване d_r се сравнява с гранична стойност, дефинирана в стандарта.

4) Ефекти от 2ри ред

Възможно влияние на ефектите от 2ри ред се контролира чрез органичаване на коефициента на чувствителност за междуетажни премествания θ под предвидените в стандарта стойности. Коефициента θ се изчислява от израз (4.16) за всеки етаж по направление x и y за сградата.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \tag{4.16}$$

[14] Оригиналният текст е по-различен, но преводача си е позволил смислова редакция, основаваща се на неговото разбиране по проблема *(бел. прев.)*.

където P_{tot} е общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж в сеизмична изчислителна ситуация и V_{tot} е общата сеизмична срязваща сила на етажа. Алтернативно, коефициентът θ може да бъде изчислен по-прецизно чрез решение на уравнението на устойчивостта в еластична постановка и определяне на коефицинта α_{cr}. Този коефициент показва колко пъти изислителният товар трябва да бъде увеличен, за да се достигне до глобална загуба на устойчивост. Ползват се постоянните гравитационни товари в сеизмично товарно състояние ($1{,}0 \cdot G + 0{,}3 \cdot \varphi \cdot Q$) и се определят глобалните форми на загуба на устойчивост и съответните стойности на α_{cr}, както следва:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \tag{4.17}$$

където F_{cr} е критичен товар, водещ до глобална загуба на устойчивост при еластична постановка, и F_{Ed} е гравитационният товар в сеизмичната комбинация. За да се отчетат нелинейните премествания в конструкцията, α_{cr} трябва да бъде разделено на коефициента на поведение q. Стойностите на θ в този случай се дават от израз (4.18).

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \tag{4.18}$$

Съгласно съвременните стандарти, за сгради където коефициента на чувствителност за междуетажни премествания е ограничен до $\theta \leq 0.1$, ефектите от $2^{-ри}$ ред на не се отчитат. Ако $0.1 < \theta < 0.2$, ефектите от $2^{-ри}$ ред могат приблизително да бъдат отчетени като се завиши съответното разрезно усилие, породено от сеизмичното въздействие, с коефициент равен на $1/(1 - \theta)$. Ако $0.2 < \theta < 0.3$ следва ефектите от $2^{-ри}$ ред да се оценят с по-точен анализ, като при всички положения критерият $\theta < 0.3$ да не се надвишава.

5) Правила за проектиране на дисипативните елементи

Щифтовете трябва да бъдат проверени за носеща способност при най-неблагоприятно съчетание на разрезните усилия в сеизмична изчислителна ситуация като се спазват следните условия:

а) Осова сила

Трябва да се докаже, че пластичната носимоспособност на огъване и срязване на щифта не е намалена от наличието на натискови сили чрез неравенство (4.19):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15 \tag{4.19}$$

b) Носимоспособност на срязване

Носимоспособността на срязване трябва да се провери, изхождайки от принципите на капацитивното проектиране, като се предпостави, че пластични стави са се развили едновременно в двата края на отслабеното сечение на щифта.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 1 \tag{4.20}$$

където $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}}$ е капцитивната срязваща сила, получена при реализиране на пластични моменти $M_{pl,pin,Rd}$ с различни знаци в двата края, и $V_{pl,pin,Rd}$ е изчислителната носимоспособност на срязване на отслабеното сечение от щифта.

c) Носимоспособност на огъване

При проведените тестове е наблюдавано, че се достига до пълната носимоспособност на огъване на щифтовете, въпреки наличието на голяма срязваща сила. Следователно, това е критичната проверка за щифтовете, когато те са с дължина, осигуряваща развитие на пластичен механизъм на огъване. Носимоспособността на огъване следва да се провери както следва:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \tag{4.21}$$

където M_{Ed} е изчислителният огъващ момент, $M_{pl,pin,Rd}$ е пластичната носимоспособност на огъване на отслабеното сечение на щифта и Ω е запасът на носимоспособност на отслабеното сечение на щифта.

За да се обезпечи, че $M_{pl,pin,Rd}$ няма да бъде намалено от наличието на срязваща сила, дължината и размерът на отслабеното сечение трябва да бъдат такива, че отношението между изчислителната сразваща сила и носимоспособността на срязване по израз (4.20) да е по-малка или равна на 0.5. В такъв случай дължината на отслабената част от щифта трябва да бъде достатъчно над дължината определена от израз (4.22).

$$l_{pin} \geq \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_v / \sqrt{3}} \tag{4.22}$$

d) Глобално дисипативно поведение

За да се постигне глобално дисипативно поведение на конструкцията, трябва да се направи проверка дали максималната стойност на коефициента Ω по цялата височина на конструкцията не се отличава от минималната стойност на Ω с повече от 25%.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25 \tag{4.23}$$

e) Завъртане в щифтовете

Тъй като дължината на отслабената част на щифтовете l_{pin} е много по-малка от осовото разстояние между колоните L, значителни завъртания в щифтовете се реализират по време на сеизмично въздействие. Все пак, тестовете доказват, че такива завъртания могат да бъдат реализирани от щифтовете. За да се докаже, че завъртанията са под тези, достигнати в тестовете, допълнителната проверка по израз (4.24) трябва да бъде изпълнена. Граничната стойност за $\theta_{pl,pin}$ следва да бъде изчислена, като се има предвид, че относителното междуетажно премемесване θ_{gl} е равно на 1.38%. Това е стойност, при която образците FUSEIS щифтови линкове достигат максималния хоризонтален товар по време на тестовете, и която е дефинирана като критерии за достигане на гранично състояние ULS (точка 4.2.2). Като се приеме, че приемните греди са корави, както е в тестовете, завъртането по хорда се определя от:

$$\theta_{pin} \leq \theta_{pl,pin} = \frac{L}{l_{pin}} \theta_{gl} \tag{4.24}$$

6) Правила за проектиране на недисипативните елементи

Колоните от системата, приемните греди и техните съединения са недисипативните елементи и те се оразмеряват с разрезни усилия, които са капацитивно завишени в сравнение с усилията, получени от еластичния сеизмичен анализ. Така се гарантира, че пластифицирането и развитието на пластичните деформации стартира от щифтовете.

d) Колоните на системата FUSEIS и приемните греди трябва да бъдат оразмерени за следните капацитивни разрезни усилия:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \tag{4.25}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \tag{4.26}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \tag{4.27}$$

където $N_{Ed,G}$ $(M_{Ed,G}, V_{Ed,G})$ са осовите сили (съответно срязващи сили и огъващи моменти) от несеизмичните товари в сеизмична изчислителна ситуация, $N_{Ed,E}$ $(M_{Ed,E}, V_{Ed,E})$ са осовите сили (съответно срязващи сили и огъващи моменти), дължащи се на сеизмичното въздействие, $\Omega = min\Omega_i = min\left\{\frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}}\right\}$ е минималната стойност на коефициента за запас на носимоспособност за всички щифтове в конструкцията, γ_{ov} =1.25 е коефициент за завишена реална якост на материала, α=1.5 е допълнителен коефициент на вътрешен запас на носимоспособност за системата, получен от нелинейните анализи. Той се ползва с цел да се гарантира, че пластифицирането ще започне от щифтовете. Общата стойност на амплификация на разрезните усилия не трябва да е по-голяма от коефициента на поведение q, използван в анализа. Изборът на сеченията на щифтовете трябва да е такъв, че стойността на Ω да е близко до 1.0 и реалната граница на провлачане на стоманата да се доближава до номиналната. Така би се получило най-икономично проектиране.

e) Пластичната носимоспособност на огъване на неотслабеното сечение на щифта трябва да бъде проверена за сечението, в което щифта контактува с челната плоча от приемната греда, съгласно израза:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \tag{4.28}$$

където $M_{CD,Ed} = \frac{l}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$ е огъващият момент след капацитивна корекция, (l е разстоянието между челните плочи от приемната греда) и $M_{pl,Rd}$ е пластичната носимоспособност на огъване на неотслабеното сечение.

f) Болтови възли от категория *B* и *C,* с високоякостни болтове клас 8.8 или 10.9, трябва да бъдат използвани между приемната греда и колоната на системата. Тези съединения трябва да имат значителен резерв, за да се подсигури, че развитие на пластични деформации в тях ще настъпят само

след пластифицирането на щифтовете. Оразмерителният огъващ момент за съединението се получава от следния израз:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{l_{pin}} M_{pl,pin,Rd} \tag{4.29}$$

където L_{net} е общата дължина на линка между поясите на колоната. Оразмерителната срязваща сила в съединението след капацитивна корекция е:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{l_{pin}} \tag{4.30}$$

4.5.3 Проектиране чрез нелинеен статичен анализ

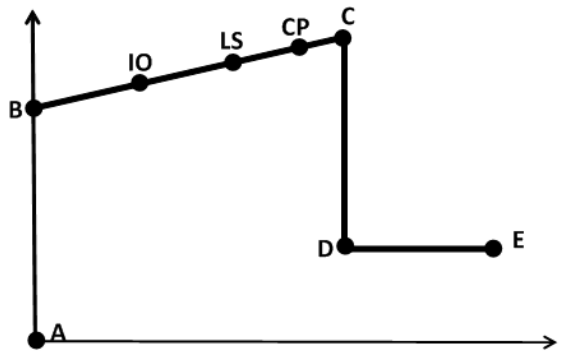
1) Изчисителният модел, ползван за еластичен анализ, трябва да бъде надстроен, за да се отчете реагирането на елементите в нееластичната област и да определи очаквания пластичен механизъм и развитието на разпространението на пластични деформации.

2) Тъй като дуктилните елементи са щифтовете, феноменологичните модели на пластични стави (за краткост пластични стави) трябва да бъдат моделирани в края на отслабената им част. Тези пластични стави са от типа M3, отчитащи само огъващ момент, и техните характеристики са определени от калибрирани по експерименталните резултати модели.

3) Фиг. 4.17 обобщава предложените нееластични характеристики. Следва да се отбележи, че характерните точки от скелетната крива, дефиниращи пластифицирането (B) и началото на деградация (C), са консервативно определени в сравнение с резултатите от тестовете, където системата показа значително уякчаване, породено от зараждащият се фермов механизъм (опънно поле) и уякчаването на материала. Въпреки това, за целите на проектирането на сгради със системата FUSEIS е възприет един по-консервативен подход, при който пластифицирането на щифтовете се поразжа от огъването (виренделов модел). Фиг. 4.17 също включва критериите за настъпване на трите гранични състояния: *Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) и Collapse Prevention (CP)*.

4) Характеристиките на пластичните стави за недисипативните елементи могат да бъдат определени от препоръките на релевантни нормативни документи като например FEMA-356 [18]. Пластичната става за приемната греда следва да е от типа пластична става, отчитаща огъващ момент (M3), докато в колоните взаимодействието между разрезните усилия следва да се отчете с пластична става, отчитаща осова сила и огъващ момент (P-M3).

Точка	$M/M_{pl,pin}$	$\theta/\theta_{pl,pin}$
A	0	0
B	1	0
C	2	100
D	0.5	100
E	0.5	150
Критерии за настъпване ($\theta/\theta_{pl,pin}$)		
IO	30	
LS	45	
CP	60	

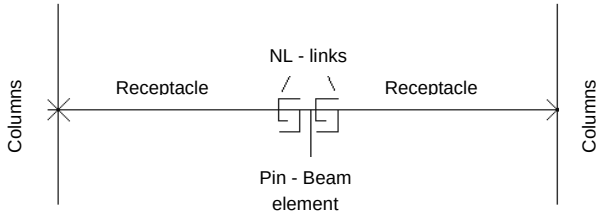


Фиг. 4.17: Нееластични характеристики на пластичните стави в щифтовете

4.5.4 Проектиране посредством динамичен нелинеен анализ

1) Той следва да се прилага, за да се определи реагирането във времето на стоманената конструкция, подложена на сеизмично въздействие. Този вид анализ дава оценка на способността на конструкцията да ограничава повредите след земетресението, като се определят остатъчните премествания. Ако системата FUSEIS цилиндрични ССЕ е адекватно проектирана, тя може да работи като самоцентрираща се система с практическа липса на остатъчни междуетажни премествания.

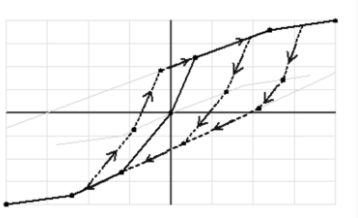
2) С цел да се пресъздаде нелинейното реагиране на щифта, той е моделиран както следва: две мулти-линейни пластични пружини с дължина, приблизително равна на 25% от дължината на щифта, се присвояват в крайщата, а останалата средна част се моделира като греда с напречното сечение на щифта (Фиг. 4.18a). Поведение на мулти-линейна пластична пружина се ползва само за ротацията около главната инерционна ос, докато останалте степени на свобода са оставени линейно-еластични. Характеристиките на нееластичното поведение включват положителен и отрицателен пластичен момент, съответстващ на пластичната носимоспособност и начална коравина на щифтовете (Фиг. 4.18b). Следва да се ползва кинематичен тип хистерезис (Фиг. 4.18 c).



a) Моделиране на щифтовете

Точка	Завъртане	Момент
1	$-100\theta_{pl,pin}$	$-2M_{pl,pin}$
2	$-20\theta_{pl,pin}$	$-1M_{pl,pin}$
3	0	0
4	$20\theta_{pl,pin}$	$1M_{pl,pin}$
5	$100\theta_{pl,pin}$	$2M_{pl,pin}$

b) Дефиниране на мулти-линейните зависимости сила-преместване



c) Мулти-линеен пластичен кинематичен модел

Фиг. 4.18: Характеристики на мулти-линейната пластична пружина за динамичен нелинен анализ

3) Пластичните ротации са значителни поради малката дължина на щифта. Нелинейният Динамичен Анализ се ползва за определяне на индекса на повредите от цикли с различни амплитуди чрез използване на правилото на Palmgren – Miner за линейно натрупване на повредите (израз (4.9)). Броят цикли, които системата може да понесе, се диктува от издържливостта ѝ на ниско циклична умора. Тя, от своя страна, зависи от историята на развитието на относителни пластичните деформации и не дотам от историята на напреженията (високо циклична умора). Диапазонът на завъртанията ($\Delta\varphi$) за цикъл може да бъде съпоставен с експерименталните криви за якост на умора (дефинирани в точка 4.4.1.4, израз (4.11)), за да се определи броят на съответстващите цикли до разрушение N. Изчислението се осланя на предпоставката, че приемните греди остават корави. Това е консервативно, защото води до по-големи завъртания, отколкото в действителност, и следователно, използването на частен коефицент на сигурност при определяне на индекса на повредите в щифтовете не е необходимо.

4.6 ПРОЕКТИРАНЕ И АНАЛИЗ НА РАВНИННА FUSEIS РАМКА

Изразите, характеристиките на елементите, препоръките за проектиране, оразмерителните проверки и предложеният коефициент на поведение q в тази брошура са проверени чрез числен анализ на равнинна конструкция от сграда с FUSEIS цилиндрични ССЕ и с помощта на програмата SAP2000 [20]. Първначално рамката е проектирана посредством линейно-еластичен

анализ за гранични състояния ULS и SLS. Нелинейни статични и динамични анализи са приложени, за да се изследва нееластичното поведение на конструкцията и да се потвърди възприетият коефициент на поведение q=3.

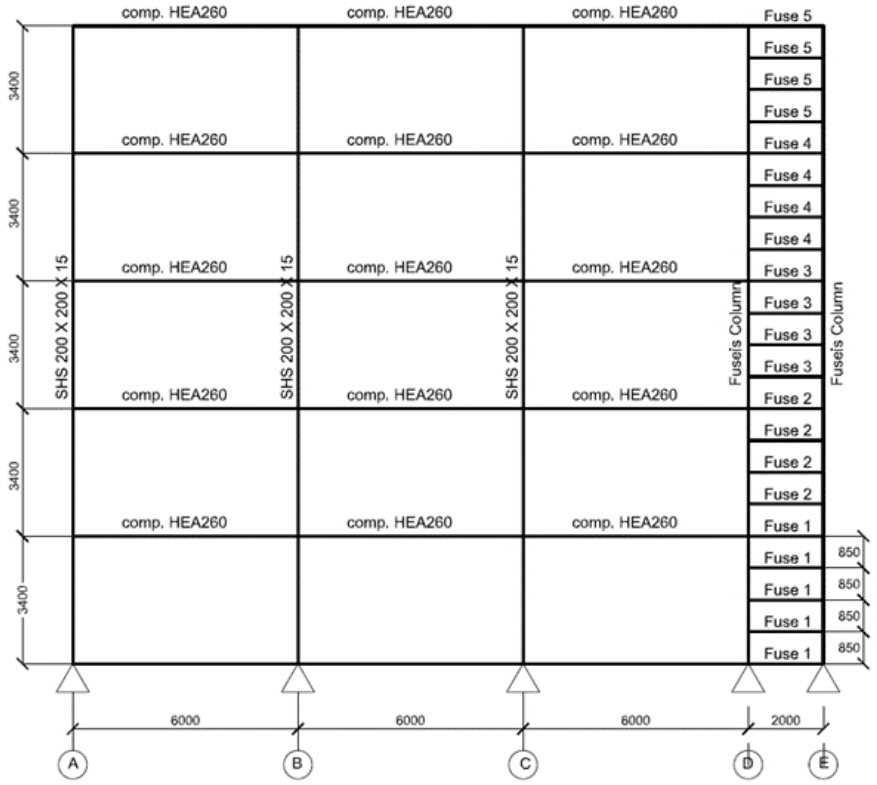
4.6.1 Описание на разгледаната рамка от сграда

4.6.1.1 Геометрия и приемания

Разгледаният и разработен по-долу пример се основава на „екстракт“ на равнинна рамка от 5 етажна комбинирана конструкция на сграда, Фиг. 4.19. Рамката е с частично корави възли (PF) и има три композиционни междуосия по 6 метра, както и една система FUSEIS ЦССЕ, осигуряваща поемането на сеизмичните сили. Колоните са с правоъгълно кутиеобразно сечение (RHS), а етажните греди са комбинирани и се състоят от широкопоясни 2T-сечения (тип HEA). Гредите са свързани със стоманобетоновата плоча (C25/30, B500c) и осигуряват комбинирано действие, освен в крайщата им, където умишлено няма такова. Системата FUSEIS се състои от двойка колони, разположени на осово разстояние 2 метра и пет ССЕ за етаж. Щифтовете са цилиндрични, със светла дължина 200 мм. Един линк е предвиден в близост до фундамента, а приемните греди имат правоъгълно и квадратно напречни сечения (RHS, SHS) и са свързани кораво за колоните на системата. Предварително определените напречни сечения за гредите HEA260 и за колоните SHS200x15 на гравитачната рамка са показани на Фиг. 4.19. Таблица 4.2 обобщава диаметрите на щифтовете в отслабената зона, напречните сечения на колоните и приемните греди от системата. Дисипативните щифтове са от стомана (S235), докато останалите конструктивни елементи са от стомана (S355). Щифтовете не са произведени под специални условия, така че изискванията към материала на щифтовете е той да отговаря на израз (4.1) с γ_{ov} =1.25.

Таблица 4.2: Напречни сечения на щифтовете, колоните и приемните греди

Етаж	Щифт Ф(mm)	Колона от системата	Приемна греда
1	95	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
2	90	RHS 400x300x35	RHS 260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20



Фиг. 4.19: Равнинна рамка от сграда

Таблица 4.3 представя възприетите гравитачни и сеизмични товари. Постоянните и експлоатационните товари са приети равни на 2.00kN/m^2. Като се отчете, че равнинните рамки са разположени на композиционно междуосие от 8 метра, съответстващия линеен товар върхи гредите от рамката е 16.00kN/m.

Таблица 4.3: Възприети товари и въздействия

Вертикални товари	
Постоянен товар освен собствено тегло на скелета – *G*	2.00kN/m^2
Експлоатационни товари – *Q*	2.00kN/m^2
Сеизмично въздействие	
Изчислителен спектър за линеен анализ	Тип 1
Изчислително ускорение на земна основа тип А	a_g=0.36*g*
Клас на значимост II	γ_I = 1.0 (обикновена сграда)
Тип земна основа	*B* (T_B = *0.15 s*, T_C = *0.50 s*)
Предложен коефициент на поведение *q*	3
Затихване	5%
Коефициент за начина на обитаване на етажите при проектна сеизмична ситуация	φ=1.,00 (roof), φ=0.80 (етажи с взаимно обитаване)
Коефициент за комбиниране за квази постоянна стойност на временния товар	ψ_2=0.30

4.6.1.2 Моделиране

Изчислителният модел е линейно-еластичен с гредови елементи и е съставен съгласно правилата, представени в точка 4.5.2 (1), както следва:

1) Тъй като възлите между главните етажни греди и колоните са частично корави, ротационни пружини са присвоени в крайщата на гредите, за да моделират поддаваемостта на възела. Характеристиките на пружините са определени в съответствие с EN1994-1-1 [21] и EN1993-1-8 [22]. Конструкцията е обозначена с абривиетурата FUSEIS+PF, за да се подскаже, че системата за поемане на сеизмичните сили FUSEIS работи съвместно с рамка с частично корави възли.

2) Главните подови греди са разделени на три сегмента: стоманено сечение в крайщата (0,15*L*), където се развиват отрицателните огъващи моменти и стоманобетоновата плоча се изключва поради това, че попада в опънна зона (EN1994-1-1 [21]), и комбинирано стомано-стоманобетоново сечение, отчитащо стоманения профил и прилежащата чрез ефективната си ширина 15 сантиметрова стоманобетонова плоча, моделирани в средният сегмент на гредата. Използвани са недеформируеми зони в началото и края на гредата, за да се отчете реалната ѝ линейна коравина в анализа.

3) Гредовите елементи, моделиращи FUSEIS щифтовите линкове, са разделени на три части с три различни сечения: приемните греди в двата края и отслабеното сечение на щифта в средата. Възлите между приемните греди и колоните на системата са приети за корави.

4) Възлите между подовите греди и колоните от системата са приети за ставни. Базите на колоните също са проектирани и моделирани като ставни, за да се прекъсне предаването на огъващи моменти към фундаментите.

4.6.2 Спектрален метод

Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене е използван и резултатите са обобщени в Таблица 4.4. Първа и втора собствени форми, които са транслационни, активират повече от 90% от ефективната модална маса.

Таблица 4.4: Процентно участие на модалните маси и периоди

Собствена форма No	Период (сек)	Участие на модалната маса (%)	Общо (%)
1	0.990	74.80	93.60
2	0.295	18.80	

Съгласно EN1998-1-1 когато $T_C \leq T \leq T_D$ следва да се ползва коефициентът β за долна граница на изчислителните спектрални стойности чрез израза (4.31):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta \cdot a_g \tag{4.31}$$

Където V_{tot} е общата сила в основата, получена по спектрален метод, P_{tot} е общото тегло, получено от ефективната сеизмичната маса на рамката в сеизмичната комбинация, а $\beta=0.2$ е стойността за долна граница на изчислителните спектрални стойности. Проверката е извършена и няма нужда да се завишава срязващата сила в основата (Таблица 4.5).

Таблица 4.5: Проверка за долна граница на изчислителните спектрални стойности

V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	V_{tot}/P_{tot}	$\beta.a_g$
716	4666	0.153	0.072

4.6.3 Базови и специфични проверки при сеизмичното проектиране

Следва да се отбележи, че за сеизмичното проектиране трябва да бъдат изпълнени правилата за проектиране, описани в точка 4.5.2 на тази брошура и изискванията на EN 1998-1 [13].

4.6.3.1 Ограничение на междуетажните премествания

Като се изходи от условието, че сградата има дуктилни неконструктивни елементи, следното условие (4.32) трябва да бъде спазено:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5mm \tag{4.32}$$

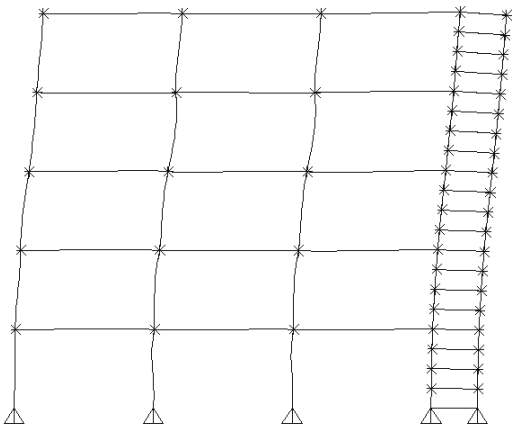
Където v =0.5 е редуциращият коефициент, който отчита по-ниския период на повторяемост на сеизмичното въздействие, свързано с изискването за ограничаване на повредите, и h е етажната височина. Таблица 4.6 представя резултатите от анализа; проверката е доказана за всички етажи със стойности по-ниски от граничните 25.5мм. Напречните сечения на колоните от системата FUSEIS и приемните греди са определени от тази проверка.

Таблица 4.6: Ограничение на междуетажните премествания

Етаж	1	2	3	4	5
$d_{e,top}$ (mm)	8.20	19.10	32.80	47.50	61.00
$d_{e,bottom}$ (mm)	0.00	8.20	19.10	32.80	47.50
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ (mm)	24.6	32.70	41.10	44.10	40.50
$d_r \cdot v$	12.3	16.35	20.55	22.05	20.25

4.6.3.2 Ефекти от 2ри ред

Линеен стабилитетен анализ за сеизмичната товарна комбинация *1.0·G+0.3·φ·Q* е проведен за да се оценят ефектите от 2ри ред. Определени са глобалната форма на загуба на устойчивост (Фиг. 4.20) и съответстващите стойности на критичния параметър на товара.



Фиг. 4.20: 1ва форма на глобална загуба на устойчивост (SAP2000 [20])

Стойността на θ е определена от критичния параметър на товара и е проверено дали ефектите от 2ри ред трябва да бъдат отчетени в сеизмичния анализ (Таблица 4.7). Тъй като $\theta < 0.1$, ефектите от 2ри ред могат да бъдат пренебрегнати.

Таблица 4.7: ефектите от 2ри ред

Критичен параметър на товара α_{cr}	q	$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$	Коефициент за увеличаване на сеизмичния товар β
47.30	3	0.063	1.00

4.6.3.3 Дисипативни елементи - щифтове

Щифтовете се проектират за разрезните усилия от сеизмичната товарна комбинация *1.0·G+0.3·φ·Q+Ex*. Минималната дължина на щифта, за да се осигури пластичен механизъм от огъване в него, е определена от израз (4.22) и варира между 114мм до 154мм. Дължината на отслабената част на сечението на щифта е приета 200мм, което е доста над изисквания минимум. Оразмеряването на щифтовете е обобщено от Таблица 4.8 до
Таблица 4.10. Коефициентът на запаса на носимоспособност на щифтовете *Ω*, които се ползват и за доказване на глобалното дисипативно поведение на конструкцията, е показан в
Таблица 4.10. Критерият, който се следи, е минималната и максималната стойност на *Ω* по етажите да не се различават с повече от 25%.

Таблица 4.8: Проверка на осовите сили

Етаж	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,pin,Rd}$ (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \leq 0.15$
1	59.40	1655.11	0.04
2	76.00	1485.44	0.05
3	74.40	1324.93	0.06
4	75.00	1173.59	0.06
5	123.00	898.41	0.14

Таблица 4.9: Проверка за срязващи сили

Етаж	V_{Ed} (kN)	$V_{pl,pin,Rd}$ (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \leq 0.50$
1	332.53	862.91	0.39
2	282.71	774.17	0.37
3	238.29	690.60	0.35
4	198.60	611.90	0.32
5	133.03	468.36	0.28

Таблица 4.10: Проверка за огъващи моменти

Етаж	M_{Ed} (kN.m)	$M_{pl,pin,Rd}$ (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \leq 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25$
1	28.70	33.25	0.86	1.16	1.09
2	26.30	28.27	0.93	1.07	
3	20.40	23.83	0.86	1.17	
4	17.20	19.86	0.87	1.15	
5	11.40	13.30	0.86	1.17	

Проверява се дали завъртането на щифтовете, измерено по хорда, е под стойностите, постигнати в тестовете. Проверките показват, че:

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

Стойностите на θ_{pin} са представени в Таблица 4.11, където може да се види, че те са под граничната стойност.

Таблица 4.11: Завъртания в щифтовете *θpin (%)*

Етаж	θ_{pin} (%)
1	1.19
2	1.30
3	1.21
4	0.96
5	0.72

4.6.3.4 Колони на системата, приемни греди и неотслабено сечение на щифта

Колоните на системата и приемните греди се проектират като се спазват принципите на капацитивното проектиране чрез изразите (4.25) - (4.27) и като се отчете минималният коефициен на запаса на носимоспособност на щифтовете *Ω*, коефициентът за завишена реална якост на материала, допълнителен коефициент на вътрешен запас на носимоспособност за системата *α=1.5*, както и коефициентът *β,* чрез които се отчитат ефектите от 2$^{-ри}$ ред. Коефициентите на използваемост на колоните на системата и приемните греди са определени съгласно EN1993-1-1 [17] и са по-малки от 1 (Таблица 4.12).

Таблица 4.12: Коефициенти на използваемост на колоните на системата и приемните греди

Колони на системата		Приемни греди	
RHS 400x300x20	0.776	RHS 240x240x20	0.758
RHS 400X300x35	0.903	RHS 260x220x25	0.854

Пластичната носимоспособност на огъване на неотслабеното сечение на щифта в мястото на контакт с челната плоча от приемната греда $M_{pl,Rd}$ се получава от носимоспособността на отслабеното сечение на щифта чрез израз (4.28). Както е видно от Таблица 4.13 изчислителните стойности на огъващия момент са по-малки от съответстващата носимоспособност за всички етажи.

Таблица 4.13: проверка на неотслабеното сечение на щифта

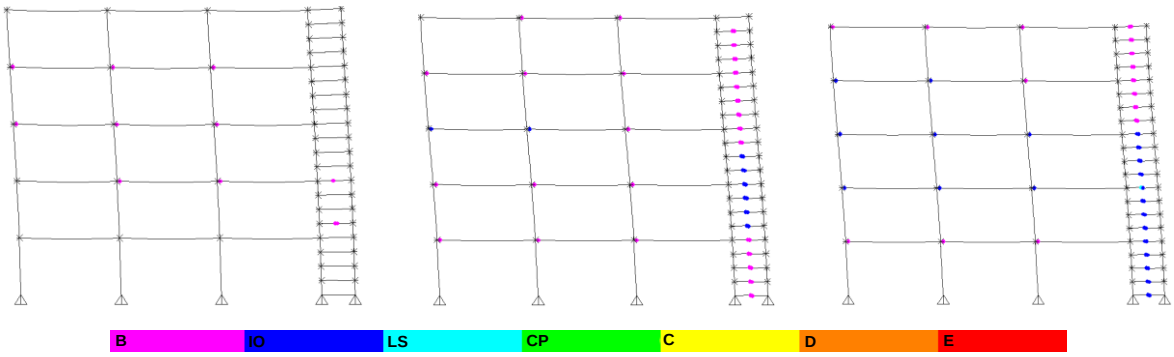
Етаж	M_{Ed} *(kNm)*	$M_{pl,Rd}$ *(kNm)*	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.00$
1	49.88	52.13	0.96
2	42.41	52.13	0.81
3	35.74	52.13	0.69
4	29.79	52.13	0.57
5	19.96	52.13	0.38

4.6.4 Статичен нелинеен анализ (Pushover)

4.6.4.1 Оценка на нелинейносто поведение на рамката

Статичен нелинеен анализ (СНА) е проведен, за да се проследи механизмът на пластифициране и разрушаване, и да се оцени коефициентът на поведение, използван в линейния анализ. Резултатите, представени от тук насетене, се отнасят за разпределение на товара по първа форма и с отчетени *P–Δ* ефекти. Феноменологични модели на пластични стави, отчитащи огъващи моменти *M3,* са присвоени на крайщата на отслабената

част на щифта. Техните характеристики са определени чрез калибриране по експерименталните резултати и числените изследвания (Правила за проектиране, Фиг. 4.17). За разглежданата рамка граничните завъртания са в диапазона от 55 до 109 mrad за малките щифтове ф70, и от 40 до 80 mrad за големите щифтове ф95, в зависимост от граничното състояние (IO, LS, CP). Тези стойности са достатъчно под достигнатите в експериментите 225 mrad. Пластични стави са въведени и в крайщата на останалите елементи. Видът на пластичните стави, които моделират частично коравите възли, са от типа, отчитащ огъващ момент (*M3* пластична става) и техните характеристики са определени както за положителен, така и за отрицателен момент. Максималното завъртане θ_p е прието 40 mrad (точка 4.5.2 (1)). Както е отбелязано в правилата за проектиране, характеристиките на пластичните стави за приемните греди са също от типа, отчитащ огъващ момент (*M3* пластична става), а тези за колоните са от типа, отчитащ огъващ момент и осова сила (*P-M3* пластична става). Техните характеристики са определени по FEMA 356 [18]. Разпределението на пластичните стави при състояние първо пластифициране, при достигане на точката на поведение (*performance point*) и при достигане на максималното междуетажно преместване от тестовете са показани на Фиг. 4.21. Може да се види, че колоните на системата остават еластични, и че пластични деформации се развиват в щифтовете и в крайщата на гредите от гравитачната рамка с частично корави възли. Деформационният капацитет на щифтовете се експлоатира най-много в етажи 2-3, където се появяват първите пластични стави. Струва си да се отбележи, че при достигането на максималните междуетажни премествания от тестовете, щифтовете са достигнали LS гранично състояние, докато частично коравите възли са достигнали едва IO гранично състояние.



a) Първо пластифициране

b) Точка на поведение (performance point)

c) Максимално междуетажно преместване от тестовете

Фиг. 4.21: Деформирана схема на рамката и формиране на пластични стави

За да се провери конструктивното поведение при по-слаби и по-силни земетресения, три нива за проектно въздействие са въведени. Те са наречени „Ограничаване на повредите“ (SLS), „Значителни повреди“ (ULS) и „Състояние близко до разрушаване“ (CPLS). Това е направено, чрез скалиране на изчислителното ускорение на земната основа на проектното земетресение както следва: SLS скалиращ коефициент 0,5, ULS скалиращ коефициент 1.0, CPLS скалиращ коефициент 1.5. За трите нива на проектно въздействие са определени “точките на поведение” и са отчетени междуетажните премествания. Таблица 4.14 показва максималните стойности на междуетажните премествания, експериментално установените такива (точка 4.2.2) и предписаните стойности от FEMA-356 [18] за рамки с центрично включени диагонали (РЦВД). Може да се отбележи, че междуетажните премествания, получени чрез СНА, са по малки от тези, получени от експериментите, които пък са близки до препоръчаните от FEMA-356 за РЦВД.

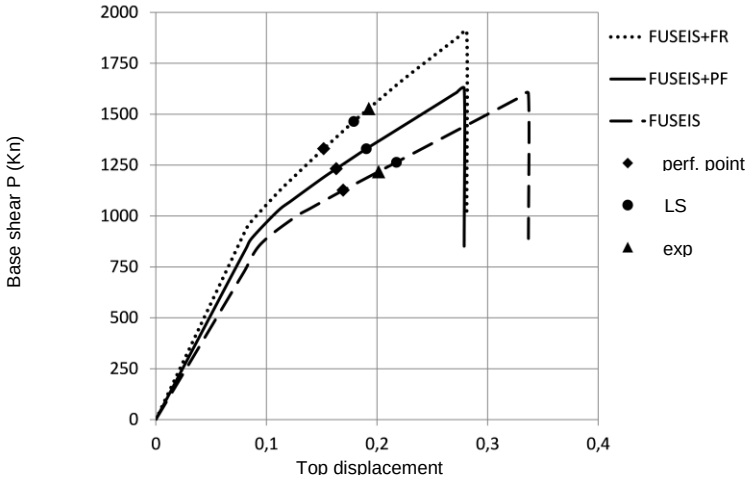
Таблица 4.14: Сравнение на експериментални, аналитични и препоръчани от FEMA относителни междуетажни премествания (%)

Гранично състояние	Експериментално получени	Аналитично получени	Препоръчани от FEMA-356
			За РЦВД
SLS	0.66	0.66	0.50
ULS	1.38	1.19	1.50
CPLS	2.25	1.82	2.00

Конструктивното поведение на сгради със системата FUSEIS цилиндрични ССЕ е оценено при ползване на различни възли между етажната греда и колоната от гравитачната рамка. Два допълнителни варианта с корави възли и с номинално ставни възли са изследвани.

В първия случай ротационната пружина е заменена с пластична става, отчитаща огъващ момент (M3). Конструкцията е означена като FUSEIS + FR, за да покаже, че системата за поемане на сеизмичните сили е комбинация от системата FUSEIS и рамка с корави възли. В последния случай в крайщата на гредите се въвеждат стави с нелинейни характеристики само за срязваща сила (V2). Конструкцията е означена като FUSEIS, тъй като тя сама поема сеизмичното натоварване. Както вече бе споменато, първоначалната конструкция е с частично коравите възли и тя е означена като FUSEIS + PF. Капацитивните криви на така споменатите рамки с различни типове възли (FUSEIS+FR, FUSEIS+PF, FUSEIS), са показани на Фиг. 4.22. Формата на капацитивните криви показват, че пластифицирането на отделните щифтове не променя наклона на кривата. От друга страна, когато група щифтове пластифицира, наклона на кривата се променя и конструкцията омеква.

Забелязва се, че рамковото действие на гравитачната рамка (FUSEIS+FR или FUSEIS+PF) увеличава капацитета на конструкцията и води до по-малки междуетажни премествания в сравнение с конструкцията със ставна гравитачна рамка (FUSEIS). Резултатите потвърждават извода от точка 4.5.2 (2), където рамката с частично корави възли е предложена като най-ефективната, която следва да се комбинира със системата FUSEIS ЦССЕ. Тази комбинация се ползва от преимуществата на рамките с корави възли в допълнение към системата FUSEIS ЦССЕ и е най-лесна за реализация в практиката в сравнение с другите две.



Фиг. 4.22: Сравнение на капацитивните криви на рамки FUSEIS+FR, FUSEIS+PF и FUSEIS

4.6.4.2 Оценка на коефициента на поведение q

За оценка на коефициента на поведение q на конструкцията, процедурата описана по-долу ще бъде използвана. Коефициентът на поведение е дефиниран чрез израз (4.34) като произведение на приноса на дуктилността (q_μ) и на запаса на носимоспособност (Ω).

$$q = q_\mu \cdot \Omega \tag{4.34}$$

Типична капацитивна крива и параметрите ползвани за определяне на коефициента на поведение са показани на Фиг. 4.23. Приносът на дуктилността q_μ е определен като отношението между действителното преместване, когато завъртането в щифтовете достигне междуетажните експериментални премествания за *ULS* или завъртане за *LS* гранично състояние $\delta_{LS,exp}$, (което от тях е по-неблагоприятно), към преместването, отговарящо на точката на преход от еластично към еласто-пластично поведение в билинейната система δ_{el}, израз (4.35).

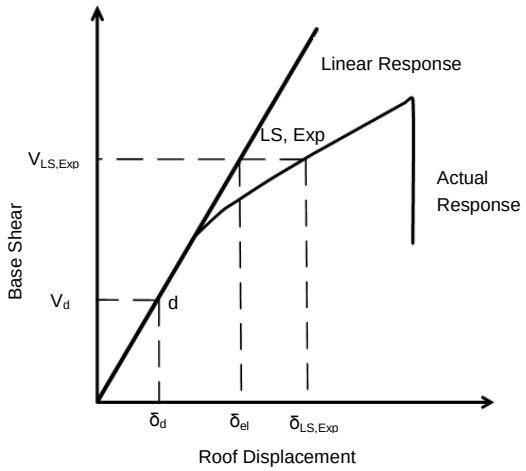
$$q_{\mu} = \frac{\delta_{LS,Exp}}{\delta_{el}} \tag{4.35}$$

Запасът на носимоспособност е дефиниран като отношението между силата, отговаряща на точката на преход от еластично към еластопластично поведение при биленейна апроксимация ($V_{LS,Exp}$) към проектната срязваща сила (V_d), определена с отитане на първа собствена форма на свободните трептения, израз (4.37).

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d} \tag{4.36}$$

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1) \tag{4.37}$$

където n е коефициентът на участие на първа собствена форма, M е общата сеизмична маса и $S_d(T_1)$ е спектралното ускорение от изчислителния спектър, отговарящо на първа форма на свободните трептения T_1.



Фиг. 4.23: Определяне на коефициента на поведение от капацитивната крива

Изчислените принос на дуктилността, принос на запаса на носимоспособност и коефициент на поведение за рамките FUSEIS+PF са представени в Таблица 4.15. Изчисленият коефициент на поведение-q е над 3, което е стойността използвана в проектната процедура.

Таблица 4.15: Изчислен коефициент на поведение-q

q_{μ}	Ω	q
1.48	2.08	3.07

4.6.5 Динамичен нелинеен анализ (решение във времето)

Проведен е динамичен нелинеен анализ с реални акселерограми от силни земетресения за изследваната рамка с цел да установи дали ползването на линейно–еластичен анализ с коефициент на поведение може да осигури спазване на основните изисквания към конструктивното сеизмично поведение. По подобие на CHA, номинално ставни (FUSEIS) и частично корави (FUSEIS+PF) възли греда-колона от гравитачната рамка са ползвани. Началните товарни условия са същите както при CHA, що се отнася до гравитачните товари в сеизмичната комбинация. Моделите, използвани в предните анализи са подходящо модифицирани, за да се симулира хистерезисното поведение на щифтовете. Мулти-линейни пластични пружини с кинематичен тип хистерезис, както е описано в точка 4.5.4, са присвоени на щифтовете, а характеристиките им са описани в Таблица 4.16.

Таблица 4.16: Характеристики на нееластичните пружини

Щифт Ф70		
Етаж	θ(rad)	M(kNm)
1	-0.181	-26.61
2	-0.036	-13.30
3	0	0
4	0.036	13.30
5	0.181	26.61

Щифт Ф80		
Етаж	θ(rad)	M(kNm)
1	-0.159	-39.72
2	-0.032	-19.86
3	0	0
4	0.032	19.86
5	0.159	39.72

Щифт Ф85		
Етаж	θ(rad)	M(kNm)
1	-0.150	-47.66
2	-0.030	-23.83
3	0	0
4	0.030	23.83
5	0.150	47.66

Щифт Ф90		
Етаж	θ(rad)	M(kNm)
1	-0.141	-56.54
2	-0.028	-28.27
3	0	0
4	0.028	28.27
5	0.141	56.54

4.6.5.1 Записи на силни сеизмични движения

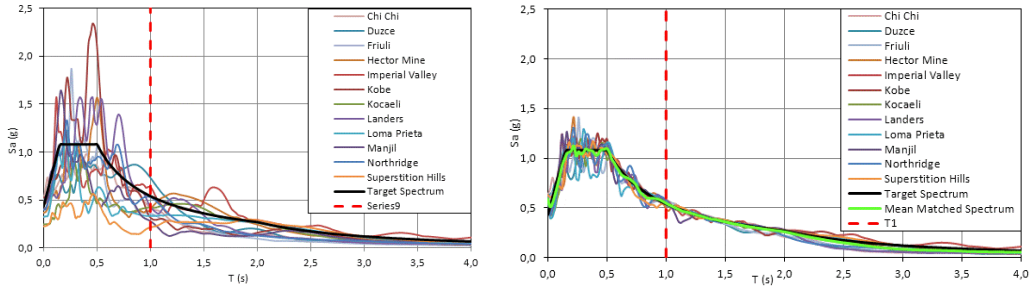
Нелинеен динамичен анализ (решение във времето, чрез директно интегриране) е проведен съгласно процедурата описана в FEMA - P695 [23]. За изследваната рамка е използван комплект от реални записи от станции с голямо епицентрално разстояние, тъй като това е преценено за подходящо за оценката на недопускане на разрушаване на конструкцията. Комплектът акселерогами съдържа двадесет и два реални записа на по-силната хоризонтална компонента на въздействието, взети от базата данни на PEER NGA и се отнася за обекти, намиращи се на разстояние по-голямо или равно на 10 km от епицентъра. Обработката на избрания комплект акселерограми е извършена чрез програмата SeismoMatch [24], така че спектралните

ускорения да съответстват на зададения целеви спектър на реагиране. Модифицирането на акселерограмите е съобразено с изискванията на EN 1998-1-1 [13] за записани акселерограми. Според Vamvatsikos и Cornell [25], за средноетажни сгради, от десет до дванадесет акселерограми обикновено са достатъчни, за да се осигури достатъчна точност при моделирането на сеизмичното въздействие. Процесът на модифицирането е извършен за всички двойки от акселерограмите и накрая дванадесет от тях са избрани, въз основа на критерия от EN 1998-1-1 [13], според който в интервала между $0.2T_1$ и $2T_1$ (T_1 е основния период на конструкцията) никоя стойност на средния спектър на реагиране да не е по-малка от 90% от съответната стойност на целевия спектър на реагиране.

Таблица 4.17: Записи на силно сеизмично движение от базата данни на PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

No	Година	Хоризонтална компонента	Станция	max PGA (g)
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.51
2	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.82
3	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.35
4	1999	Hector Mine	Hector	0.34
5	1979	Imperial Valley	Delta	0.35
6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.50
7	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.36
8	1992	Landers	Coolwater	0.42
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0.37
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51
11	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	0.48
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0.26

Фиг. 4.24a показва спектрите на реагиране на нормализираните акселерограми, нанесени върху целевия спектър, а Фиг. 4.24b показва модифицираните спектри на отделните акселерограми, както и осреднения модифициран спектър. В интервала $0.2T_1$ до $2T_1$, осреднения модифициран спектър се отклонава не повече от 6.7% от целевия спектър. Като цяло, комплектът модифицирани акселерограми са по-неблагоприятни от реалните. Въпреки това, този подход е преценен като консервативен и подходящ за оценка на поведението на проектната методология на иновативната система FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи.

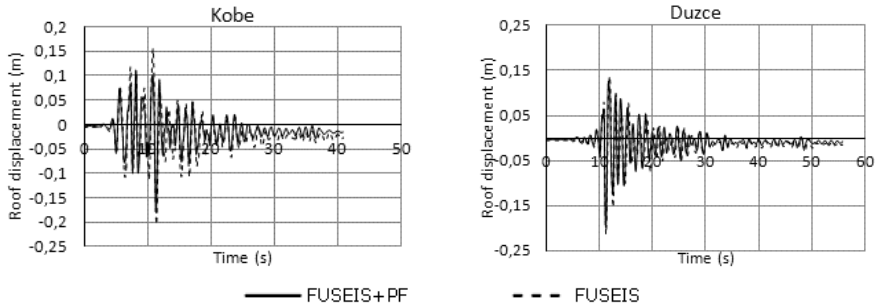


a) Нормализирани b) Модифицирани и осреднено модифицирани

Фиг. 4.24: Спектри на псевдо ускоренията

4.6.5.2 Остатъчни премествания на върха

Динамичното реагиране на системата, вследствие на набора от обработените реални акселерограми, първочачално е оценено на база на историята на преместването на върха на рамката. На Фиг. 4.25 са показани преместванията на върха като функция на времето за два типа рамки с възли, а именно FUSEIS и FUSEIS+PF, при решение от акселерограмите от земетресенията Kobe и Duzce.



Фиг. 4.25: Премествания на върха като функция на времето

Остатъчните премествания на върха са разделени на височината на рамката (17m) за да се определи общото остатъчно преместване. То се счита като съществен критерии за оценка на поведението на нови или съществуващи сгради. Стойностите на общите остатъчни премествания са обобщени в Таблица 4.18. Тези стойности са близки до нула, като максиманата стойност е 0.157%, за рамката FUSEIS, което е по-малко в сравнение с критерия от 0.5% залегнал във FEMA 356 [18] за РЦВД при гранично състояние *IO*.

Таблица 4.18: Общо остатъчно преместване (%)

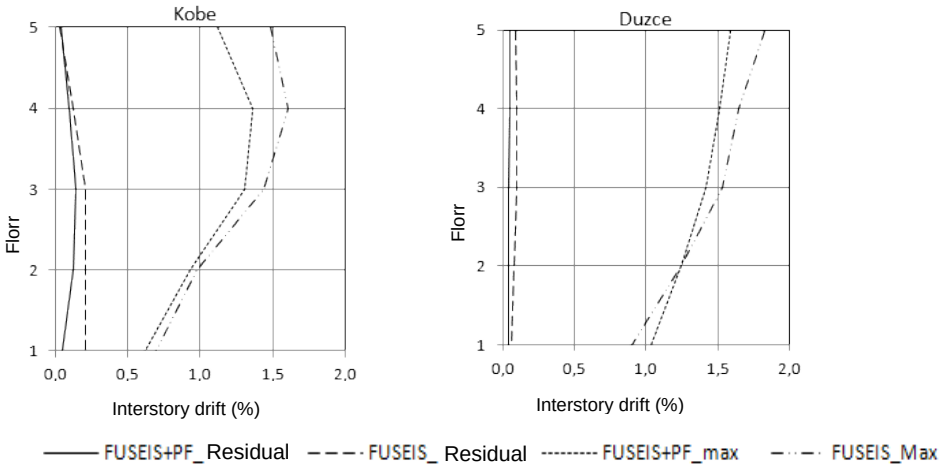
Акселерограма	FUSEIS + PF	FUSEIS
Chi-Chi, Taiwan	0.043	0.026
Duzce, Turkey	0.045	0.084
Friuli, Italy	0.043	0.053
Hector Mine	0.062	0.040
Imperial Valley	0.027	0.073
Kobe, Japan	0.090	0.156

Kocaeli, Turkey	0.021	0.117
Landers	0.052	0.069
Loma Prieta	0.034	0.013
Manjil, Iran	0.023	0.048
Northridge	0.064	0.003
Superstition Hills	0.010	0.011
Средно аритметично	0.043	0.058
Стандартно отклонение (±)	0.022	0.046

Тези резултати показват, че системата FUSEIS цилиндрични ССЕ е способна да се самонцентрира след силно земетресение. Подовите греди и колоните остават еластични и те почти не участват в напречната коравина на конструкцията. Нееластичните деформации са концентрирани в щифтовете, а силните колони на системата и приемните греди връщат системата в началното ѝ положение. Поради това може да се заключи, че при подходящо проектиране системата FUSEIS цилиндрични ССЕ притежава свойства за самоцентриране, като реализира минимални остатъчни премествания и позволява населяване на сградата непосредствено след земетресението.

4.6.5.3 Междуетажни премествания

Поведението на системата FUSEIS цилиндрични ССЕ е оценено и посредством междуетажните премествания. На Фиг. 4.26 графики на остатъчните и максималните междуетажни премествания са показани индикативно за акселерограми от земетресенията Kobe и Duzce.



Фиг. 4.26: Максимални относителни междуетажни и относителни остатъчни премествания

При оценка на поведението на рамките FUSEIS+PF и FUSEIS, графиките са подобни и за двата случая. Може да се забележи, че остатъчните междуетажни премествания са близки до нула, подобно на преместванията на върха. Междуетажните премествания за рамката FUSEIS+PF са по-малки в сравнение със случая, когато системата FUSEIS работи сама. Таблица 4.19

представя максималните междуетажни премествания, които са със стойности между експерименталните стойности за ULS (1.38%) и CPLS (2.25%).

Таблица 4.19: Сравняване на относителните междуетажни премествания (%)

Акселерограма	FUSEIS+PF	FUSEIS	Ratio
Chi-Chi, Taiwan	1.63	1.91	1.18
Duzce, Turkey	1.59	1.83	1.15
Friuli, Italy	1.47	1.79	1.22
Hector Mine	1.41	1.52	1.08
Imperial Valley	1.34	1.56	1.17
Kobe, Japan	1.37	1.61	1.18
Kocaeli, Turkey	1.47	1.61	1.10
Landers	1.53	1.79	1.16
Loma Prieta	1.48	1.58	1.07
Manjil, Iran	1.02	1.17	1.15
Northridge	1.56	1.80	1.15
Superstition Hills	1.34	1.60	1.20

4.6.5.4 Ниско циклична умора

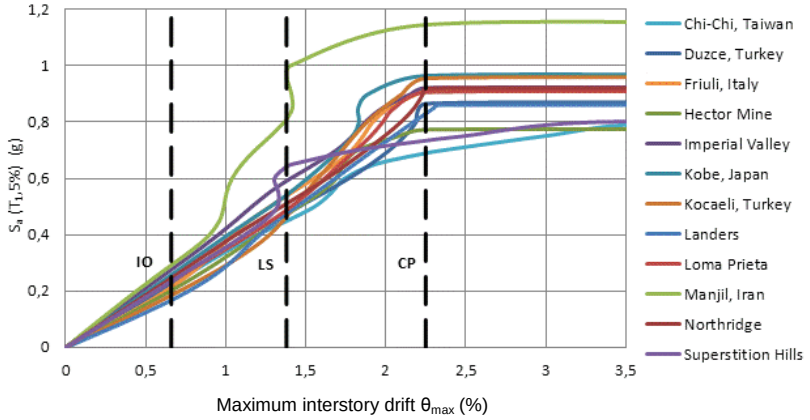
Цикличните тестове, представени в точка 4.2.2, показват, че щифтовете развиват големи пластични ротации поради тяхната малка дължина и по този начин е възможно да се проявят ранни ефекти от ниска циклична умора по време на силно земетресение. Проведените динамични нелинейни анализи позволяват да се определи индексът на повреди на щифтовете, така както е описано и в раздел 4.5.4 (3). Таблица 4.20 обобщава индексите на повредите, изчислени за рамката FUSEIS+PF за всички записи от избрания набор акселерограми. Както се вижда, след сума по Miner's, критерият $D \leq 1$ е спазен при всички екселерограми.

Таблица 4.20: Индекс на повредите

Акселерограма	Индекс на повредите (D ≤ 1)
Chi-Chi, Taiwan	0.09
Duzce, Turkey	0.16
Friuli, Italy	0.11
Hector Mine	0.45
Imperial Valley	0.88
Kobe, Japan	0.15
Kocaeli, Turkey	0.13
Landers	0.26
Loma Prieta	0.34
Manjil, Iran	0.19
Northridge	0.27
Superstition Hills	0.15

4.6.5.5 Стъпково нарастващ динамиен анализ (СНДА)

Нееластичното реагиране на конструкцията е изследвано и посредством стъпково нарастващ динамичен анализ (СНДА), според процедурата за прилагане на метода, предложена от Vamvatsikos и Cornell [26] и FEMA 695 [23]. За да се генерират инкрементaлните криви, акселерограмите представени в точка 4.6.5.1 са скалирани първоначално с коефициентите 0.50/0.75/1.00/1.25/1.50 и след това е увеличена интензивността на въздействието до достигане на глобална динамична неустойчивост. Всяка инкрементална крива е дефинирана чрез най-представителния параметър за мярка за интензивността и мярка за повредите. Това са съответстващото на първия период на свободни трептения на конструкцията спектрално ускорение $S_a(T_1,5\%)$ и максималното междуетажно преместване θ_{max}, респективно. Фиг. 4.27 представя инкрементaлните криви за целия набор от акселерограми. Може да се види, че всички криви започват с еластичен клон, характерен с постоянен наклон до достигане на първо пластифициране при $S_a(T_1,5\%)\approx 0.4g$ и $\theta_{max}\approx 1.0\%$, следва клон с незначително по-голям наклон, дължащо се на уякчаването, и накрая с хоризонтална линия, съответстваща на достигнатата марка за интензивност при последното решение със сходимост. Следва настъпване на динамична неустойчивост характерна с това, че при последващо най-малко увеличаване на мярката за интензивност се достига до безкрайно нарастване на мярката за повреди. Трябва да се отбележи, че инкрементaлните криви са консервативни по отношение на мярката за интензивност и имат малко разсейване, което се обяснява с приложеното модифициране чрез софтуера SeismoMatch [24], както е описано в точка 4.6.5.1. За да може да бъде оценено конструктивното поведение на системата, три гранични състояния Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS), Collapse Prevention (CP) са дефинирани в инкрементaлните криви, съобразно максималните междуетажни премествания регистрирани в тестовете за (SLS, ULS, CPLS). Съответстващите мярка за интензивност (МИ) и мярка за повреди (МП) са представени в
Таблица 4.21.



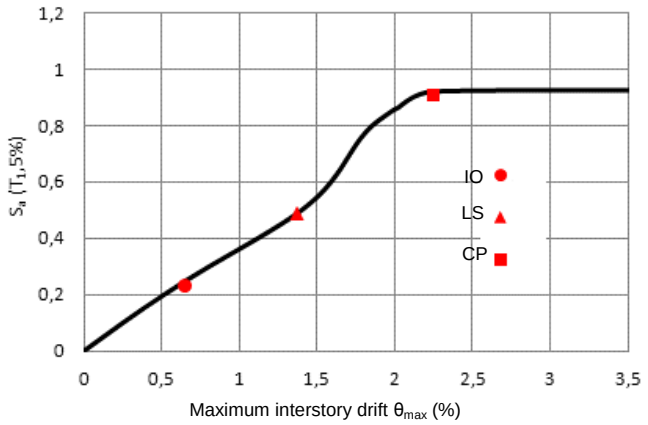
Фиг. 4.27: Набор от всички инкрементални криви и гранични състояния (IO, LS, CP)

Таблица 4.21: Стойности за МИ и МП от всички акселерограми за гранични състояния (IO, LS, CP)

Акселерограма	$S_a(T_1,5\%)$ (g)			θ_{max} (%)		
	IO	*LS*	*CP*	*IO*	*LS*	*CP*
Chi-Chi, Taiwan	0.22	0.45	0.69	0.66	1.38	2.25
Duzce, Turkey	0.23	0.48	0.87			
Friuli, Italy	0.21	0.54	0.91			
Hector Mine	0.20	0.47	0.77			
Imperial Valley	0.28	0.59	0.92			
Kobe, Japan	0.26	0.54	0.96			
Kocaeli, Turkey	0.18	0.46	0.96			
Landers	0.17	0.48	0.83			
Loma Prieta	0.24	0.49	0.91			
Manjil, Iran	0.29	0.81	1.15			
Northridge	0.25	0.51	0.92			
Superstition Hills	0.24	0.64	0.73			

Инкрементaлните криви са обобщени по техните 16%, 50% и 84% персентили. Фиг. 4.28 показва само медианната крива (50%), тъй като останалите две се отличават незначително от нея поради малкото разсейване на инкрементaлните криви. На тази крива са показани с точки граничните състояния IO, LS и CP, дефинирани посредством експериментaлно получените θ_{max} и средната стойност (50%) за $S_a(T_1,5\%)$, получена от

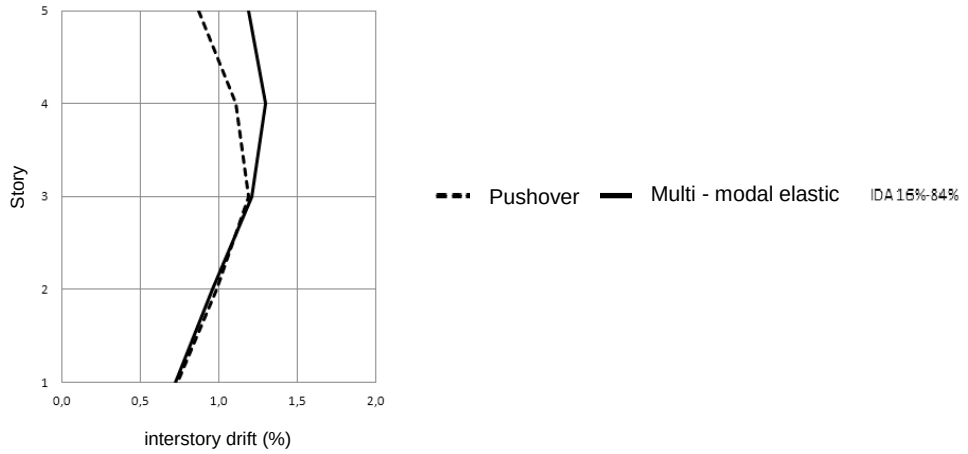
Таблица 4.21. След подредбата им по възходящ ред, тези стойности са ($S_a(T_1,5\%)=0.23g,\ 0.49g,\ 0.91g$). Може да се види, че тези три стойности са много близо до медианната крива, с което се потвърждава дефиницията за трите гранични състояния.



Фиг. 4.28: 50% фрактил от инкрементaлните криви (медианна крива)

4.6.6 Сравняване на резултатите от различните методи на анализ

За да се провери предложената методология за проектиране, са приложени последователно еластичен мултимодален анализ, СНА и ДНА, но наред с това е преценено, че резултатите трябва да бъдат и сравнени. Междуетажното преместване е избрано като най-представителен параметър за сравняване, тъй като то предоставя информация за нивото на повреди в конструкцията при различните гранични състояния и е доказан критичен параметър за системата FUSEIS цилиндрични ССЕ. Фиг. 4.29 обобщава междуетажните премествания, изчислени при различните методи на анализ.



Фиг. 4.29: Междуетажни премествания при линеен, СНА и СНДА

Резултатите от стъпково нарастващия динамичен анализ са предсатвени като площ[15], оградена между стойностите съответстващи на 16% и 84% фрактили от инкрементaлните криви. Кривата от еластичния анализ е в диапазона, дефиниран от кривите от СНДА, докато кривата от СНА е малко по-малка в горните два етажа, тъй като вероятно това се дължи на

[15] Вероятно по технически причини, линиите за 16% и 84% фрактили от СНДА не се виждат. По същата причина и площта на фигура 4.29 не се вижда (*бел. прев.*).

неотчетеното влияние на висшите фроми на трептене. Не се забелязва поява на механизъм на слаб етаж и междуетажните премествания не надвишават в нито един от анализите експериментално установената граница 1.38% при ULS. Последното може да се тълкува като доказване за адекватността на приетите правила за проектиране, както и като доказателство за липса на грешки при тестовете или голямо разсейване на резултатите.

4.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Това изследване представя иновативната система за поемане на хоризонтални сили FUSES цилиндрични сеизмични свързващи елементи и разкрива някои от важните специфики на конструктивното ѝ поведение. Следва да се отбележи следното:

a) Системата демонстрира много добро поведение при сеимично натоварване чрез своите носимоспособност, коравина и дисипативност. Сеизмичното осигуряване на сгради може да бъде постигнато чрез използване на подходящия брой системи във всяко главно направление.

b) Тя може да бъде проектирана като гъвкава или корава в зависимост от типа напречни сечения в ССЕ и тяхното разпределение между етажите. Броят на етажите и теглото им се отразява на необходимите напречни сечения и тяхната геометрията.

c) Системата предоставя гъвкаво архитектурно решение за осигуряване на напречната коравина на сградата в сравнение с рамките с диагонали. Тя може да бъде позиционирана на малки междуосия и по този начин не нарушава архитектурното разпределение. Системата може да бъде реализирана и като видима по фасадите и така да загатва за сеизмичната обезпеченост на конструкцията.

d) Нееластичните деформации са строго ограничени в щифтовете, като така се възпрепятства разпространението на повреди по другите части на конструкцията. Щифтовете се произвеждат лесно и се монтират и демонтират без затруднения. Демонтажът е възможен дори след повредата им при силни сеизмични въздействия, тъй като те са относително малки части и не участват в скелета за поемане на гравитачните товари.

e) За системата FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи са разработени правила за проектиране, съобразени със съвременните стандарти. Има практически правила за подбор на щифтовете и оразмеряване на елементите, и са формулрани препоръки за прилагане, съпроводени с конструктивни детайли и указания за изпълнение.

f) Индекс на повредите за конструкцията може да бъде определен чрез кривите за якост на умора, препоръчани в насоките за проектиране.

g) Системата дава възможност да се контролират както междуетажните премествания, така и дефомациите, и дава възможност за постигане на самоцентриране и непосредствено поселяване на сградите след силно земетресение.

В заключение може да се отбележи, че настоящите изследвания са в съответствие със съвременната тенденция в сеизмичното инженерство за въвеждане на "интелигентни" системи, които могат да дисипират сеизмичната енергия и могат лесно да бъдат заменени и ремонтирани, ако това е необходимо. Прилагането на системата FUSEIS цилиндрични ССЕ подчертава добре познатите предимства на строителството със стомана в сеизмични райони и осигурява по-добри решения по отношение на икономичност и безопасност.

4.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Системата FUSEIS цилиндрични сеизмични свързващи елементи може да бъде прилагана в многоетажни сгради и може успешно да замества известните конвенционални системи като рамки с центрично и нецентрично включени диагонали, рамки с корави възли и др. Тя успешно комбинира коравина и дуктилност, при осигурена архитектурна гъвкавост.

4.9 ПУБЛИКАЦИИ

Публикации в международни списания

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

4.10 ЛИТЕРАТУРА

1. Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) - Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. International Journal of Steel Structures 2005; 5(5):453-464.
2. Vayas I. and Thanopoulos P. Dissipative (INERD) - Verbindungen für Stahltragwerke in Erdbebengebieten. Stahlbau 2006; 75(12):993-1003.
3. Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C. Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD unter Erdbebenbeanspruchung. Bauingenieur 2007; 82(3):125-133.
4. Plumier, A., Doneux, C., Castiglioni, C., Brescianini, J., Crespi, A., Dell'Anna, S., Lazzarotto, L., Calado,L., Ferreira, J., Feligioni, S., Bursi, O., Ferrario, F., Sommavilla, M., Vayas, I., Thanopoulos, P. and Demarco, T. (2004). "Two INnovations for Earthquake Resistant Design - The INERD Project, Final Report". Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.
5. Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.

6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan 1996 ; 484:111- 120.
7. Sabelli, R., Mahin, S., and Chang, C. Seismic demands on steel braced buildings with buckling-restrained braces. Engineering Structures 2003; 25(5):665-666.
8. Tsai, K. C., Chen, H.W. and Hong, C., and Su, Y. Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. Earthquake Spectra 1993; 9(3):505-528.
9. Dargush, G. and Soong, T. Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems. Earthquake Spectra 1995; 11(4):545-568.
10. Tena-Colunga, A. Mathematica modeling of the ADAS energy dissipation device. Engineering Structures 1997; 19(10):811-820.
11. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
12. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
13. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
14. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
15. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
16. Abaqus 6.10 online documentation, Simulia, 2010
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
19. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
20. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
21. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
22. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
23. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
24. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
26. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
27. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
28. Material choice for seismic resistant structures (MATCH). RFSR-CT-2013-00024, 2nd Annual report, 2016

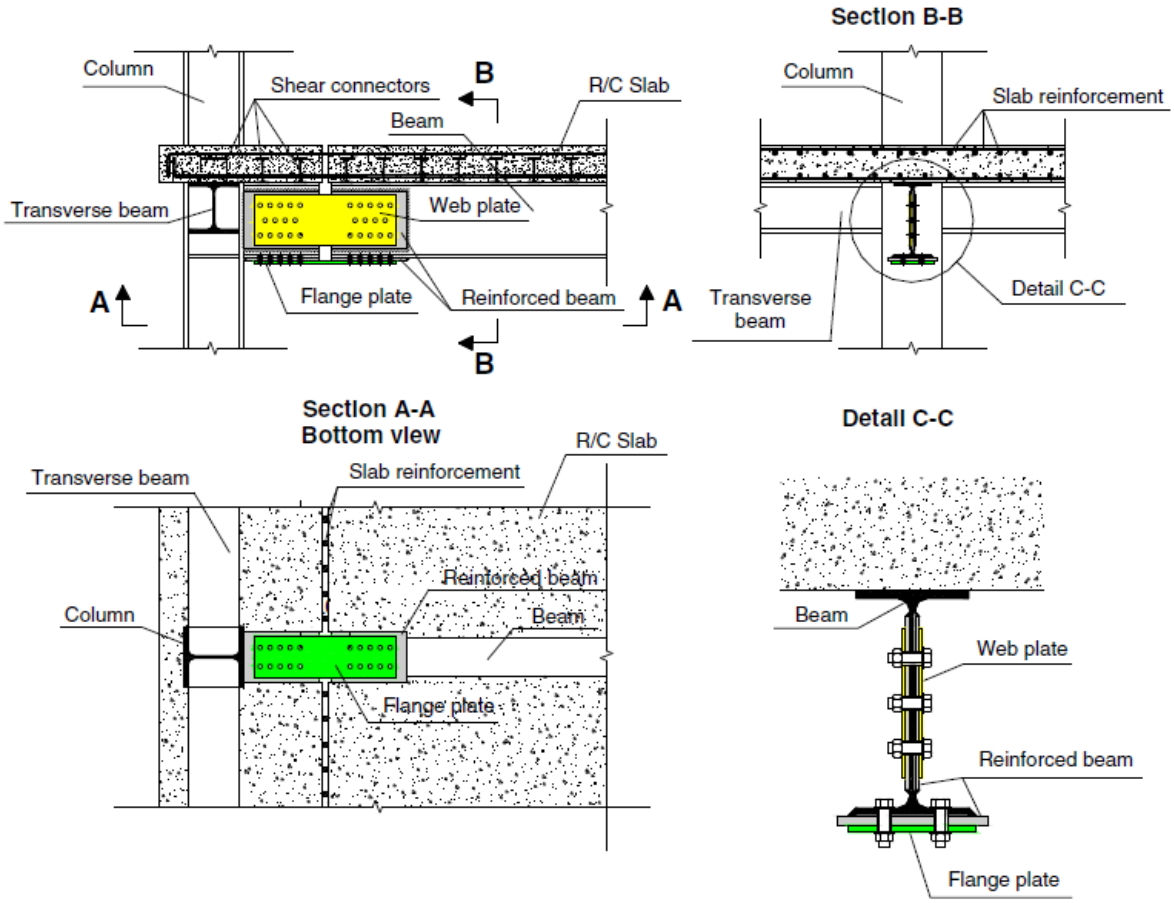
5 FUSEIS БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

5.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на европейската програма за научни изследвания RFSR-CT-2008-00032 “Дисипативни съединения за греди в сеизмично-устойчиви стоманени рамки” (Съкратено: FUSEIS) са въведени два типа иновативни дисипативни системи, наречени FUSEIS1 и FUSEIS2 и са разработени съответните ръководства за проектиране. Първият тип (FUSEIS1) е използван като дисипативна “шайба”, докато вторият тип (FUSEIS2) представлява “заменяеми пластични стави” за рамки с корави възли. В зависимост от типа съединение, FUSEIS2 се разделя допълнително на заварени и болтови гредови съединения. Настоящият доклад представя резултатите от изследването на поведението при сеизмично въздействие на FUSEIS болтовите съединения за греди, въвежда процедурите за проектиране на стоманени и комбинирани конструкции, в които се използва системата FUSEIS за поемане на сеизмични въздействия и завършва с решени примери.

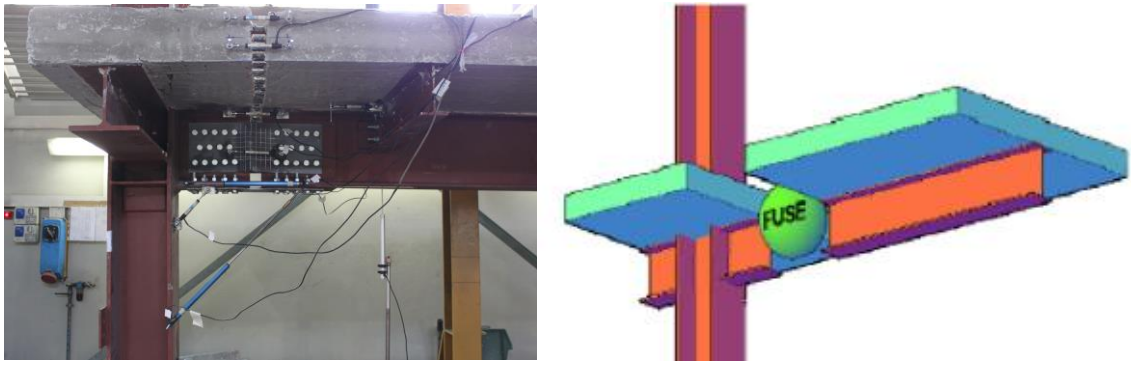
5.2 ОПИСАНИЕ НА FUSEIS БОЛТОВИТЕ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

FUSEIS болтовите съединения са тип сеизмични предпазители („бушони“) за стоманени и комбинирани стомано-стоманобетонни рамки, които имат добро поведение при сеизмично въздействие и са лесни за ремонт. Представляват отслабване на напречното сечение в краищата на гредите, на определено разстояние от съединението ѝ с колоните, като по този начин се предотвратява крехкото разрушение на заваръчните шевове. Работи като дисипативен сеизмичен предпазител, в който се формира пластичната става чрез концентрация на нееластично поведение. По този начин се възпрепятства разпространението на повреди в гредите и колоните. Ремонтните работи след земетресение се свеждат до подмяна на предпазителите с нови, което води до ниски разходи и кратки срокове за изпълнение. Простотата на конструиране на съединението, както и на изчислителните процедури прави тези съединения подходящи за внедряване.



Фиг. 5.1: Основни елементи на FUSEIS

FUSEIS болтовите съединения постигат добро поведение при сеизмично въздействие чрез въвеждането на прекъсване на комбинираните греди на рамки с корави възли (РКВ) и съединяването на двете части чрез болтово съединение със свързващи плочи (накладки) към стеблото и пояса на гредата. Съединението между накладките и гредите е фрикционно, с високоякостни болтове. Контролирането на напрягащата сила се извършва съгласно EN 14399-2:2005 [1]. Частта от гредата в близост до съединението се усилва чрез допълнителни стоманени планки, заварени за стеблото и пояса на гредата. За да се постигне достатъчен запас на носимоспособност и, съответно, концентрация на повредите в предпазителя, частта от колоната в близост до съединението е също усилена. Няма конкретни предписания за размерите на тези усилващи планки, но тестовите образци са усилени с планки, имащи приблизително същото напречно сечение като съответната част от стоманения профил (стебло или пояс). Това усилване възпрепятства овализацията на отворите, която би се появила в противен случай, опростява ремонта и лимитира приплъзването в болтовете. На Фиг. 5.1 е показано конструирането на предпазителя за типично съединение греда-колона.



Фиг. 5.2: Предпазител в рамка с корави възли

За да се избегне пукнатинообразуването в бетона в следствие на деформациите от огъване се оставя фуга в стоманобетонната плоча при предпазителя в гредата. Армировката на плочата не се прекъсва във фугата. Целта е да се реализира концентрирано завъртане в предвиденото сечение, като се избегнат крехко разрушение на бетона и повреди в подовата настилка. По тази причина фугата е предвидена навсякъде в конструкцията, където се очаква концентрация на ротация съгласно деформираната схема на конструкцията при сеизмично въздействие, при предпоставка, че се осигурява диафрагменото действие на плочата.

В зоната на фугата е предвидено усилване на армировката в плочата, за да се гарантира еластичното поведение на стоманената греда, както и че центърът на ротация остава между двата слоя стомана. Допълнителната армировка е както горна, така и долна за плочата и гарантира и диафрагменото действие в реални конструкции. Закотвящата дължина на армировката е такава, че да се гарантира достигането на пластичната носимоспособност на армировъчните пръти преди изчерпването на сцеплението с бетона. По този начин стоманените планки в съединението могат свободно да се деформират и изкорубват, разсейвайки енергия без акумулиране на повреди в конструкцията.

5.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ

5.3.1 Експериментални проучвания на изолирани дисипативни съединения

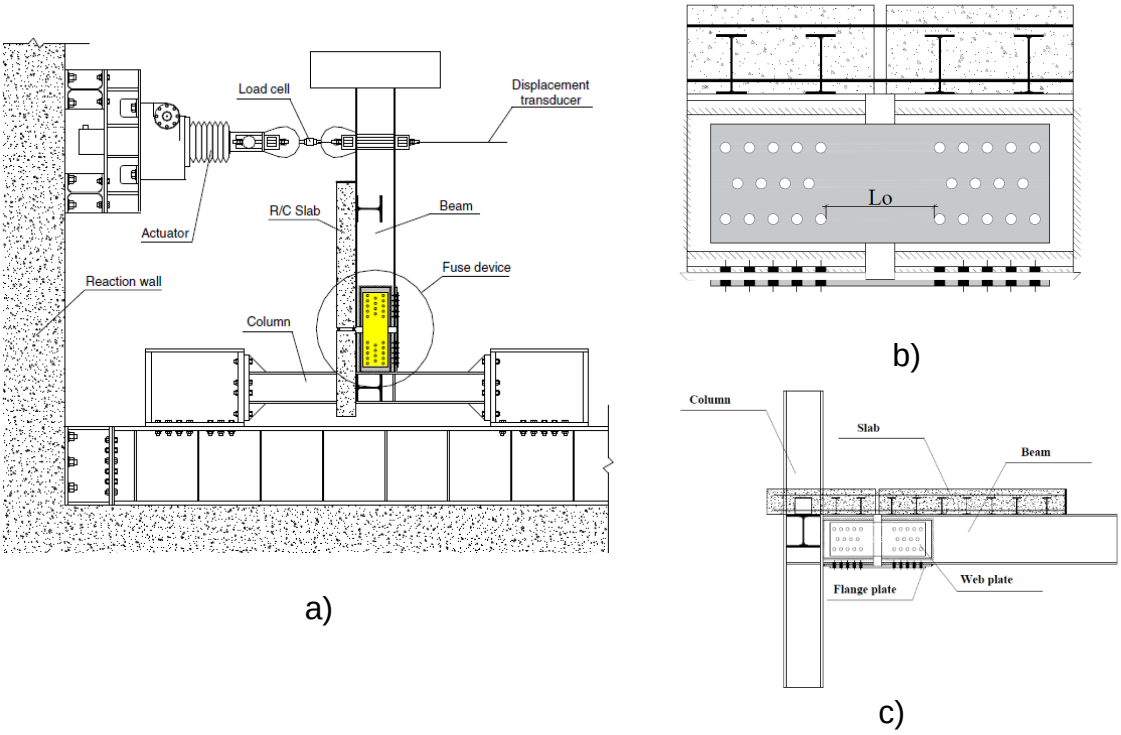
Проведени са експериментални изследвания на три различни конфигурации на съединението. Експерименталната програма е проведена в Instituto Superior Tecnico в университета на Лисабон.

5.3.1.1 Опитна установка и геометрия на образците

Тестовите образци представляват съединения греда-колона, като гредата е комбинирана, с напречно сечение IPE300, а стоманобетонната плоча е 150мм дебела и 1450мм широка. Колоната е със сечение HEB 240.

Широчината на фугата в плочата може да бъде различна от тази в стоманената греда. Препоръчителните размери на фугите са 20% от дебелината ѝ за плочата и, съответно, 10% от общата височина на комбинираното сечение за гредата. Нелинейното поведение се концентрира само в стоманените плочи в съединението, които могат лесно да се подменят чрез демонтаж на болтовото съединение.

В тестовите образци варира изкълчвателната дължина на планките между най-вътрешните болтови редици на съединението. В тази зона и стеблените и поясните накладки са свободни да се изкорубват. Избрани са следните три дължини L_0: 140, 170 и 200мм. Също така се различават геометричните характеристики на поясните накладки, докато стеблените, поемащи срязващите сили, са с еднакви характеристики при всички тестове. По този начин, единствените параметри на напречното сечение, които се променят в различните тестове са дебелината (t_f) и широчината (b_f) на поясните накладки. Всички тестове са проведени до пълно разрушение на поясните накладки, след което повредените плочи са подменени и са проведени нови тестове. Последователността на тестовете е следната: първо планки D, A, B и C, следвани от повторение на тестовете, в същия ред. В Табл. 5.1 са дадени данни за размерите на тестовите образци. Монотонните изпитвания са проведени след приключване на цикличните тестове.



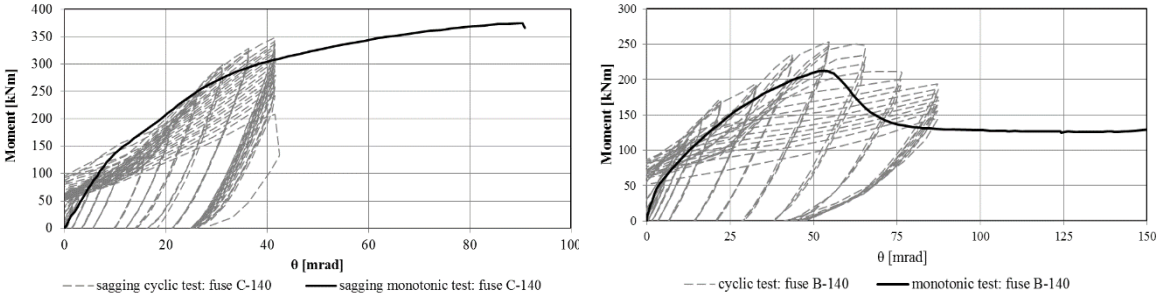
Фиг. 5.3: Експериментална установка a) общ вид b) изкълчвателна дължина c) местоположение на болтовото съединение

Табл. 5.1: Размери на накладките на FUSEIS съединението (мм)

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

5.3.1.2 Резултати от монотонните тестове

Сравнение между поведението при монотонно и циклично натоварване е направено на Фиг. 5.4. Двете диаграми са много близки по отношение на началната коравина и пластичната носимоспособност. Зависимостта, получена от монотонния тест, има добра корелация с тази от циклично натоварване и е близка до обвивната крива. Разликата в деформационния капацитет може да се припише на натрупването на повреди от ниско-циклична умора при цикличния тест. Този ефект е по-отчетлив при опънати горни нишки на гредата, т.к. този монотонен тест е изпълнен след теста, при който са опънати долни нишки. Коравината в края на всеки цикъл е различна, което води до високи изисквания за дуктилност на образеца и до влошаване на характеристиките на стоманобетонната плоча.



Фиг. 5.4: Сравнение на резултатите от монотонно и циклично изпитване на съединения C-140 и B-140, съответно при опънати долни и горни нишки

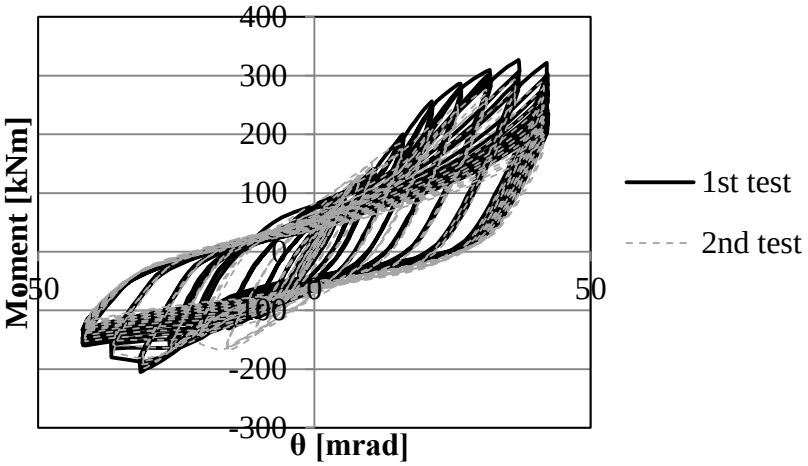
5.3.1.3 Резултати от цикличните изпитвания

Анализът на резултатите е направен въз основа на получените зависимости момент-ротация на съединението (M-θ). Както е показано на Фиг. 5.5, хистерезисното поведение на съединението е стабилно, с изразено прищипване, което е резултат от приплъзването на болтовете и изкорубването на планките.

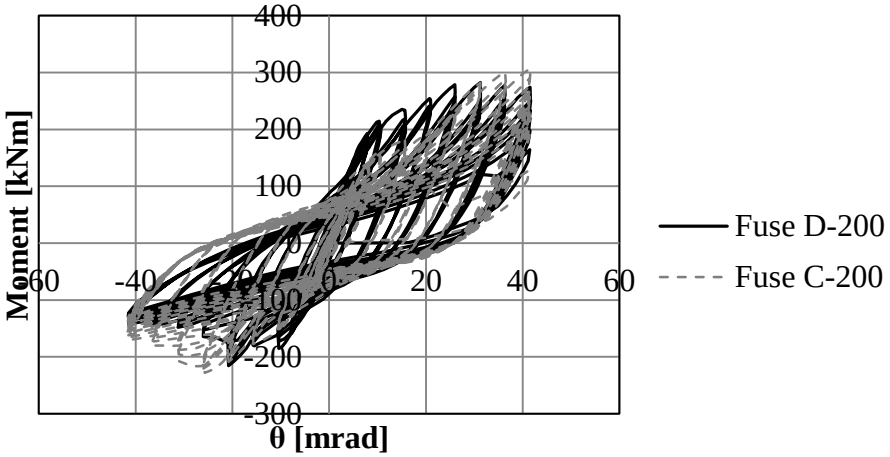
Асиметрията в диаграмата се дължи на загубата на носимоспособност при опънато горни нишки, която е следствие от изкорубването на планките. Въпреки това, постигнатия деформационен капацитет е достатъчен. Всички образци показват възможност за завъртане $\pm$41 mrad, което е по-голямо от минималната стойност, изисквана в EC8 (35 mrad за конструкции клас DCH).

При сравнение на зависимостите момент-ротация за два теста на едно и също съединение се забелязва известна загуба на носимоспособност и дисипативност. Това вероятно се дължи на натрупването на повреди в частите от съединението, които не са подменени между тестовете, например пукнатинообразуване в стоманобетонната плоча.

Съединения, при които изкълчвателната дължина е една и съща, но лицето на напречното сечение на накладките е различно, показват по-висока носимоспособност на огъване и по-широки хистерезисни примки. Това е показано на Фиг. 5.6 в сравнение между съединение C (A=1800мм^2) и D (A=1120мм^2).



Фиг. 5.5: Зависимост момент-ротация (M - θ) за съединение C



Фиг. 5.6: Сравнение на зависимостите момент-ротация (M-θ) за C и D

5.3.2 Експериментално изследване на рамки с FUSEIS съединения

5.3.2.1 Експериментална установка и геометрия на образците

Колоните на рамката са със сечение HEB240, гредите – IPE300, а стоманобетонната плоча е дебела 150мм (Фиг. 5.7). Второстепенните греди

са IPE160 на разстояние 1.4м една от друга, включително двойка греди при всяко съединение греда-колона. Между гредата и плочата е осъществена пълна връзка на взаимодействие чрез дюбели IPE100, заварени за горния пояс на гредата. Комбинираната плоча е оразмерена съгласно Еврокод 4. За накладките е използвано фрикционно съединение с високоякостни болтове. Напрягането на болтовете е реализирано съгл. предписанията на BS EN 14399-2:2005. Надлъжната армировка, изчислена съгл. изискванията на EC8, приложение J е клас B450C, Ø20/100 на горното ниво и Ø16/200 +Ø12/200 на долното ниво. Напречната армировка е Ø12/72 в близост до съединението и Ø10/72 в останалата част от плочата.

Поведението при сеизмично въздействие на рамка с FUSEIS болтово съединение зависи основно от коравината и носимоспособността на поясната накладка. По тази причина, за да се постигне контролирано провлачване на планката и подобрено поведение на рамката при циклично натоварване, проектирането трябва да е насочено към постигането на последователно провлачване на съединенията. При пълномащабните изпитвания, стеблената накладка и изкълчвателната дължина на поясната накладка са постоянни, при промяна на дебелината (t_f) и широчината (b_f) на поясната накладка.

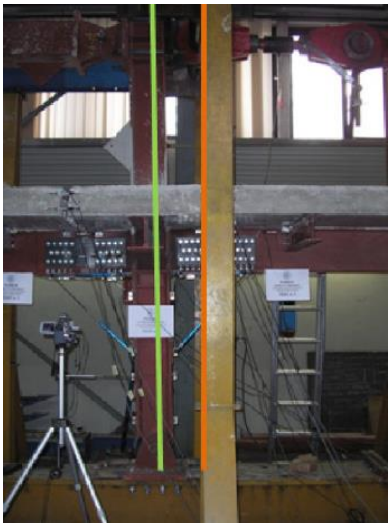
Фиг. 5.7: Общ вид на експерименталната установка

Рамката е подложена на четири циклични натоварвания (квази-статични, съгл. ECCS), при контрол на преместването и скорост на въздействието 21мм/мин. Тестовете са приети за задоволителни при постигане на преместване, съответстващо на ротация, по-голяма от 35 mrad, в болтовото съединение без при това да се наблюдават значителни нееластични деформации в конструктивните елементи и стоманобетонната плоча.

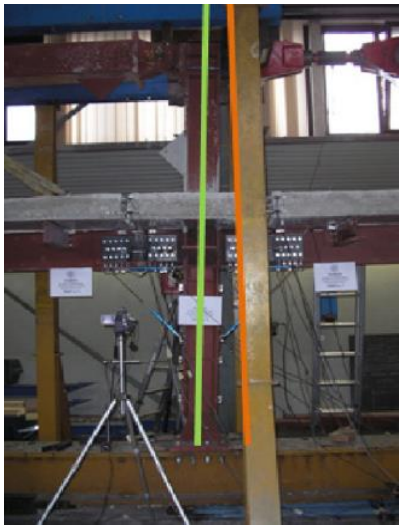
5.3.2.2 Резултати от тестовете

Проведени са осем циклични теста на рамката с четири различни съединения. Всеки тест е проведен до пълното разрушение на първата поясна накладка. Накладките са проектирани така, че пластичната става да се формира в тях, а не в околните елементи. За целта е въведен параметърът α, които дава зависимостта между носимоспособността на съединението и пластичната носимоспособност на комбинираната греда.

Измервания на относителното завъртане и деформациите около съединението греда-колона показват, че колоните и гредите остават еластични и в тях няма данни за провлачване или местна загуба на устойчивост. Съединенията между гредата и колоната, които имат по-голяма носимоспособност на огъване от частите на FUSEIS съединението, остават почти перфектно корави. В края на всеки тест повредените планки са подменени с нови.



a)



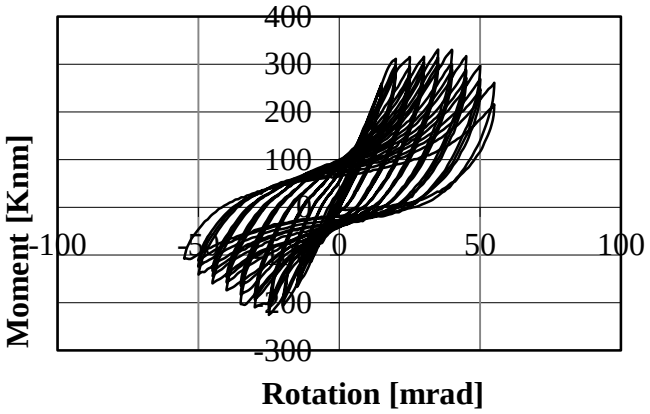
b)

Фиг. 5.8: Деформации на рамката под натоварване в посока a) –X и b) +X

Деформациите в армировката са еластични. Максималното относително преместване между плочата и гредата е 0.5мм, което показва, че комбинираното действие между стоманената греда и плочата е постигнато. Центърът на ротация (пластичната нулева линия) е разположен високо (около средата на плочата), при което големите деформации са концентрирани в накладките на FUSEIS съединението. Както завъртанията, така и огъващите моменти са изчислени за средното сечение на съединението. Максималната записана ротация в болтовите съединения е 40 mrad и, след провеждането на всички тестове, не се забелязват значителни повреди в плочата (Фиг. 5.9). Имайки предвид изискването на Еврокод 8 за

ротационен капацитет на съединенията 35 mrad за DCH и 25 mrad за DCM при деградация в носимоспособността до 20%, може да се заключи, че FUSEIS болтовите съединения показват добро поведение, при ротация над 35 mrad, постигната без значителна загуба на коравина и носимоспособност. Деформираната схема на рамката е показана на Фиг. 5.8.

Глобалното поведение на болтовите съединения е обобщено чрез зависимости момент-ротация. Хистерезисното поведение е стабилно и се характеризира с прищипване на примката, дължащо се на приплъзване на болтовете и изкорубване на накладките. Деформациите на накладките са пластични и способстват за разсейването на енергия в рамката.



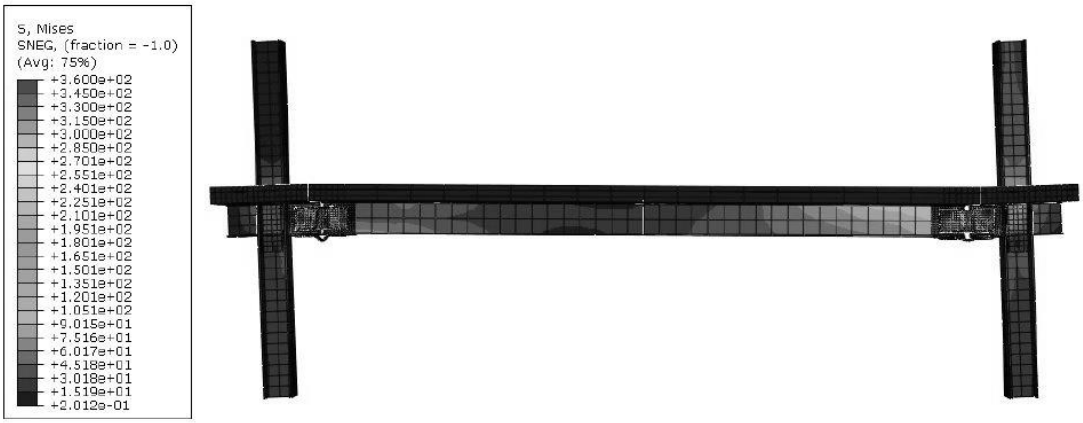
Фиг. 5.9: Пример за зависимост момент-ротация (M-θ) - образец D

Загубата на носимоспособност при опънати горни нишки се дължи на изкорубването на долната поясна накладка. Максималната пластична носимоспособност на FUSEIS елементите е 335 kNm при опънати долни нишки и 260 kNm при опънати горни нишки. Площта на хистерезисните криви представлява разсеяната енергия във FUSEIS системата при циклично натоварване. Максималното преместване, постигнато без значителни повреди в конструкцията и плочата е 55мм в горния край на рамката, което съответства на междуетажно преместване 1.9%.

5.3.2.3 Сравнение между експериментални и теоретични модели

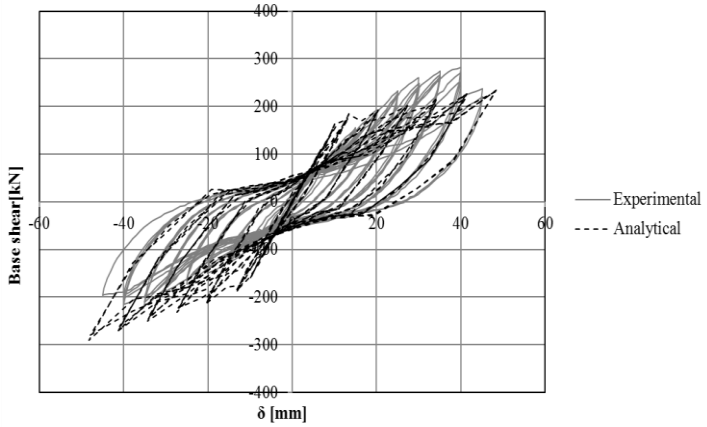
FUSEIS болтовото съединение е изследвано чрез два различни числови модела. За придобиване на повече информация за поведението на съединението и за способстване направата на прост инженерен модел, първоначално е изграден подробен модел по МКЕ чрез софтуерния пакет ABAQUS. Този модел е много трудоемък , когато трябва да се покаже, че пластификацията протича само в накладките (Фиг. 5.10). След това е направен по-прост инженерен модел чрез софтуера SAP2000. За целта е

дефиниран многолинеен пластичен хистерезис тип „пивот“ за моделиране на поведението момент-ротация на FUSEIS съединението.



Фиг. 5.10: Редуцирани напрежения, показани върху деформираната схема на рамката

В този случай, поведението на напречното сечение на съединението, получено от числовия модел въз основа на зависимостите напрежение-деформация на материалите е показано чрез диаграма момент-ротация, заедно с параметрите на „пивот“ модела, калибрирани чрез тестове на компонентите. След това резултатите от анализа са сравнени с експериментално получените, чрез съпоставка на глобалното поведение сила-преместване.моделът се състои от проста греда и link-елемент със същата геометрия, както в експерименталната установка. На Фиг. 5.11 е направено сравнение между експерименталните и числови резултати за образец D.



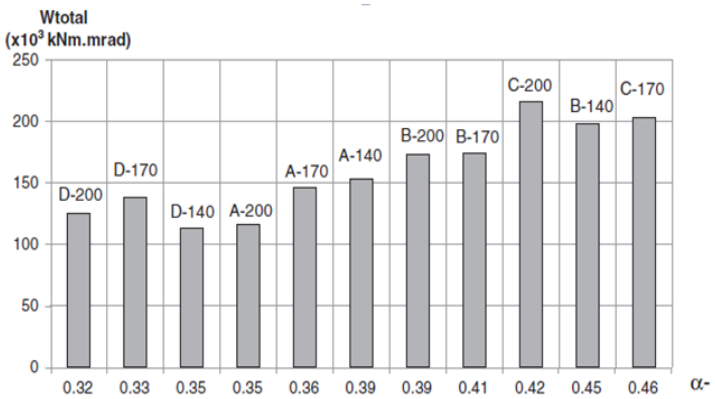
Фиг. 5.11: Пример за зависимост момент-ротация (образец D)

5.3.2.4 Ниско-циклична умора

Наблюдаваната тенденция в коефициента на носимоспособност при циклично натоварване е много близка за всички образци и показва много малко уякчаване, с максимални стойности, близки до единица за всички

образци. Максималната носимоспособност се достига по-рано при опънати горни нишки, отколкото при опънати долни нишки, което е свързано с изкорубването на накладките. Повечето образци показват деградация в носимоспособността при опънати долни нишки след 30-ия цикъл на натоварване, докато при опънати горни нишки тя се наблюдава между 20-ия и 30-ия цикъл. Причина за това е пукнатинообразуването при ниско-циклична умора в стоманените накладки при тяхното изкорубване.

На Фиг. 5.12 е показана връзката между количеството разсеяна енергия W и капацитивния коефициент α за всеки тест. Поради факта, че цикличното изкорубване, съчетано с ниско-циклична умора, имат основно влияние върху капацитета за дисипация на енергия на образците е избран капацитивен коефициент при опънати горни нишки α-.



Фиг. 5.12: Количество разсеяна енергия спрямо α-

Ефектите от ниско-циклична умора, вследствие на изкорубване на накладките при максимална амплитуда, са по-ярко изразени при съединенията с по-ниска носимоспособност, които са с по-нисък коефициент α- (D-200). Съединение C-200 издържа повече цикли (42) и съответно, разсея повече енергия от D-200, при което циклите са само 36. Броят цикли, понесен от всеки образец, е показан в Табл. 5.2.

Табл. 5.2 Брой цикли до разрушение

Образец	Бр. цикли	Образец	Бр. цикли
A-140	35	D-170	36
B-140	38	A-200	36
D-140	31	B-200	43
A-170	38	C-200	42
B-170	40	D-200	36
C-170	40		

Промяната в разсеяната енергия във всеки цикъл също дава информация за акумулирането на повреди при тестовете. За да се оцени този ефект е

изчислен бездименсионния параметър η/η_0, където η е коефициента на енергия в края на всеки цикъл и η_0 е коефициента в края на първия пластичен цикъл. Съгл. ECCS, коефициентът η_i в края на цикъл *i* се определя чрез израза 5.1:

$$\eta_i = \frac{w_i}{\Delta M_y(\Delta\theta_i - \Delta\theta_y)} \tag{5.1}$$

W_i е енергията, разсеяна в цикъл *i*, ΔM_y е диапазона на пластичните моменти, $\Delta\theta_i$ е диапазона на ротациите в цикъл *i* и $\Delta\theta_y$ е диапазона на пластичните ротации. По същество, това е отношението между енергията, реално разсеяна от FUSEIS съединението и енергията, която би била разсеяна при еластично-идеално пластично поведение.

5.4 ТЕОРЕТИЧНИ МОДЕЛИ

Експерименталните изследвания показват, че носимоспособността на огъване на болтовите съединения може да се оцени чрез стойността на капацитивния коефициент α на FUSEIS съединението. Като цяло, съединенията с по-високи стойности на α имат по-добро поведение що се отнася до коравина, носимоспособност, дуктилност и разсеяна енергия. Съединения, със стойности на α, близки до единица, т.е. с носимоспособност, близка до тази на комбинираната греда, предизвикват повече повреди в елементите, които не могат да бъдат заменени и не успяват да концентрират деформациите в предвидените зони. Може да се заключи, че оптималните стойности на α са в границите:

$$\begin{aligned} 0{,}60 \le \boldsymbol{\alpha}^{+} \le 0{,}75 \\ 0{,}30 \le \boldsymbol{\alpha}^{-} \le 0{,}50 \end{aligned} \tag{5.2}$$

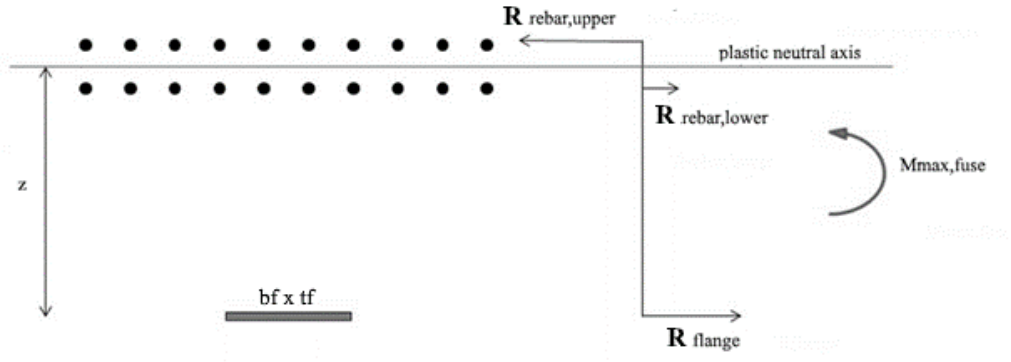
α може да се намери чрез следния израз:

$$\alpha = \frac{M_{Rd,fuse}}{M_{pl,Rd,beam}} \tag{5.3}$$

Където:
$M_{pl,Rd,beam}$ е носимоспособността на комбинираната греда
$M_{Rd,fuse}$ е носимоспособността на FUSEIS болтовото съединение
$M_{pl,Rd,beam}$ се намира отделно за опънати горни и долни нишки.

За да се намалят повредите в плочата е необходимо пластичната нулева линия да се намира в средата на плочата, както е показано на Фиг. 5.13

Поради изкорубването на поясните накладки при опънати горни нишки, поведението при огъване на съединението е асиметрично в повечето случаи. Глобалното поведение се диктува от по-ниската носимоспособност. По тази причина трябва да се изчислят и двете носимоспособности $M^{+}_{Rd,fuse}$ и $M^{-}_{Rd,fuse}$.



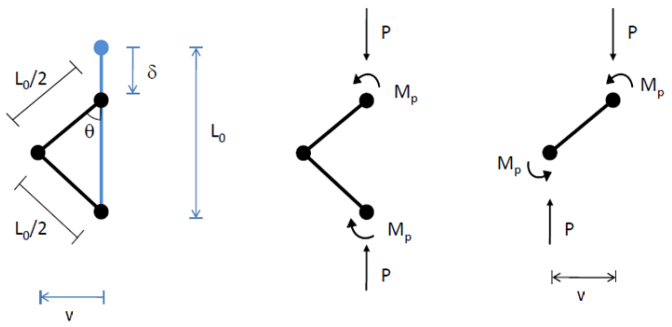
Фиг. 5.13: Схема на работа на гредата

Поведението на накладките може да се контролира чрез стройността им, която е функция на изкълчвателната дължина L_0 и дебелината на поясната накладка t_f (5.4):

$$\lambda = \frac{L_0}{t_f} \tag{5.4}$$

L_0, съгласно приетия механизъм на изкорубване на FUSEIS (Фиг. 5.14) може да се изчисли съгл. израз 5.5.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2}\,M_p}{A f_y \sqrt{\varepsilon}} \tag{5.5}$$



Фиг. 5.14: Механизъм на изкорубване на накладките на FUSEIS болтово съединение съгл. експерименталните резултати

Фиг. 5.15: Форма на разрушение съгл. експерименталните изследвания

Нормалната сила, действаща на поясната накладка е:

$$\mathrm{P} = \frac{M_p}{v} \tag{5.6}$$

Където M_p е пластичната носимоспособност на правоъгълната планка, която може да се изчисли както следва:

$$M_p = \frac{b_f * {t_f}^2}{4} * f_y \tag{5.7}$$

При малки премествания е вярно:

$$v = \sqrt{\frac{\delta * L_0}{2}} \tag{5.8}$$

$$\delta = \mathrm{L}_0 * (1 - \cos\theta) \tag{5.9}$$

5.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

На базата на проведените в проекта FUSEIS експериментални и теоретични изследвания са разработени правила за проектиране. Те са в съответствие с изискванията на всички части на Еврокод и в частност EN1993-1-8 [2].

Проектирането е насочено към осигуряване на еластичното поведение на частите от конструкцията, които не могат да бъдат заменени – колони, греди, докато повредите и разсейването на енергия, дължащи се на нелинейно поведение, се концентрират само в заменяемите части, т.е във FUSEIS болтовите съединения. Гредите се усилват локално в зоната на съединението, за да се избегне овализацията на отвори. Това усилване може да се изпълни чрез заваряването на стоманени плочи от двете страни на стеблото и към долния пояс на гредите в рамките на дължината на накладките от FUSEIS съединението. Носимоспособността на огъване на

съединенията може да се намери чрез дефиниране на капацитивния коефициент α на FUSEIS съединението.

5.5.1 Линейно еластично решение

Първоначално е необходимо да се извърши оразмеряване на елементите на конструкцията за вариант без FUSEIS съединения, за меродавните гранични състояния. След това се включват FUSEIS съединенията в краищата на всички греди, които са част от рамките с корави възли (РКВ).

5.5.1.1 Носимоспособност на огъване на FUSEIS съединението

Поведението на съединението е асиметрично в повечето случаи, т.к. поясните накладки се изкорубват при моменти, опъващи горни нишки. При сеизмично въздействие моментите са знакопроменливи и глобалното поведение на съединението се определя от най-ниската му носимоспособност. По тази причина е необходимо да се намерят стойностите и на двете носимоспособности, $M^{+}_{Rd,fuse}$ и $M^{-}_{Rd,fuse}$. Поведението на накладките може да се контролира чрез тяхната стройност, дадена в израз (5.4). Приносът на стеблените накладки към носимоспособността на огъване може да се пренебрегне. Носимоспособността на огъване на FUSEIS болтовото съединение трябва да се намери чрез еласто-пластичен анализ при приета подходяща стойност на α.

5.5.1.2 Оразмеряване на поясната накладка

Размерите на поясната накладка контролират носимоспособността на огъване на съединението и, по този начин, влияят и на капацитивния коефициент. Ако пластичната нулева линия е на нивото на центъра на тежестта на надлъжната армировка, площта на поясната накладка може да се прогнозира в предварителните изчисления като:

$$A_{f,fuse} = \frac{M^{+}_{Rd,fuse}}{f_{yd}\, z} \tag{5.10}$$

Където $M^{+}_{Rd,fuse}$ е носимоспособността на съединението при момент, опъващ долни нишки, f_{yd} е границата на провлачване на стоманата съгл. EN1993-1-1 и z е разстоянието между накладката и центъра на тежестта на армировката (Фиг. 5.13). Носимоспособността при опънати горни нишки $M^{-}_{Rd,fuse}$ трябва да се определи чрез еласто-пластичен анализ на напречното сечение с модифицирана съставна зависимост на напреженията в накладката $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$, както следва:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = min\{\sigma_t(\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\} \tag{5.11}$$

Където $\sigma_t(\varepsilon)$ е зависимостта напрежение-деформация, получена чрез експериментално изпитване на опън или съгл. приложение C.6 на EN1993-1-5 и $\sigma_b(\varepsilon)$ е зависимостта напрежение-деформация при изкорубване:

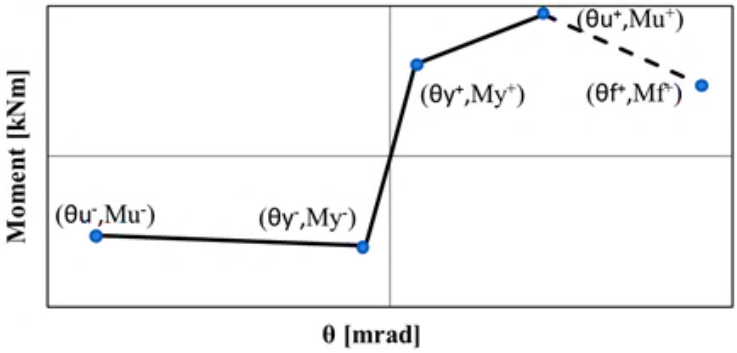
$$\sigma_b(\varepsilon) = \frac{f_{yd}}{\lambda_f \sqrt{2\varepsilon}} \tag{5.12}$$

Където λ_f е стройността на накладката.

5.5.2 Нелинейно решение

5.5.2.1 Дефиниция на зависимостта момент-ротация

Хистерезисното поведение на съединението се дефинира чрез зависимостта момент-ротация, която се използва като изходни данни за нелинейното поведение. Приносът на стеблените накладки се пренебрегва. Общото хистерезисно поведение на съединението е дадено на Фиг. 5.16.



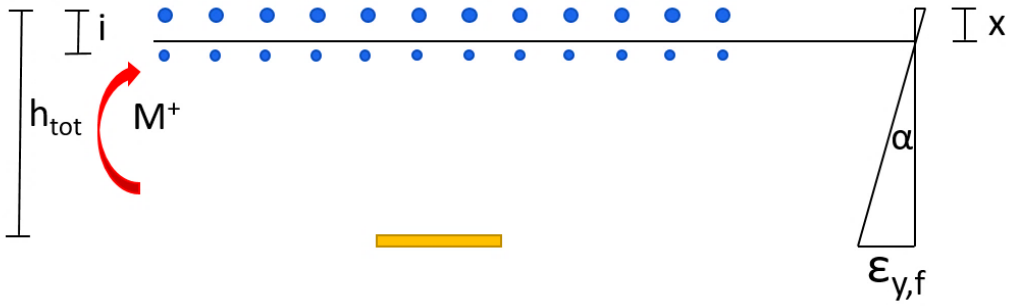
Фиг. 5.16: Зависимост момент-ротация за типично FUSEIS болтово съединение

5.5.2.1.1 Момент, опъващ долни нишки

За определяне на носимоспособността се приемат следните предпоставки:

- В сила е хипотезата на Бернули за равнинност на сеченията
- FUSEIS съединението има еластично поведение

Фиг. 5.17 представя схематично начина на работа на съединението за момент, опъващ долни нишки.



Фиг. 5.17: Схема на работата на съединението при момент, опъващ долни нишки

$$M_y^+ = f_{y,fuse} Af(h_{tot} - x) + fy_{fuse} A_s \frac{x^2}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse} A's \frac{(x-i)^2}{h_{tot} - x} \quad (5.13)$$

$$\theta y^+ = arctan\left(\frac{\varepsilon y_f\ L_0 + \Delta}{h_{tot} - x}\right) \quad (5.14)$$

$$x = \frac{h_{tot}\ Af + i\ A's}{Af + As + A's} \quad (5.15)$$

Където

L_0 е изкълчвателната дължина
Δ е разликата между диаметъра на болта и на отвора
i е разстоянието между армировката
t_f е дебелината на поясната накладка
b_f е широчината на поясната накладка
h_{tot} е разст. между горната армировка и поясната накладка
gap е фугата в плочата
A_s е лицето на сечението на горната армировка
$A's$ е лицето на сечението на долната армировка
A_f е лицето на сечението на поясната накладка

$$N = 0 = f_y A_f - A_s\ \sigma_s + A's\ \sigma's \quad (5.16)$$

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

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

$$\sigma_s = \varepsilon_s\ E_s = \alpha\ x\ E_s \quad (5.19)$$

$$\sigma's = \varepsilon's\ E's = \alpha\ (i - x)\ Es \quad (5.20)$$

$$\varepsilon_s, \varepsilon's < \varepsilon_y \quad (5.21)$$

Граничната носимоспособност и завъртане на поясната накладка могат да бъдат намерени чрез изразите:

$$\boldsymbol{M_u^+ = f_{u,fuse}\ A_f\ h_{tot}} \tag{5.22}$$

$$\theta_u^+ = 6\theta_y \tag{5.23}$$

Граничното завъртане (θ_u^+) е определено чрез калибриране на експериментални резултати и теоретични изследвания.
Точката на разрушение се получава при достигане на максималното опънно напрежение в поясната накладка.

$$M_f^+ = 0.8\, M_u^+ \tag{5.24}$$

$$\theta_f^+ = 2\, \theta_u \tag{5.25}$$

Тази стойност на ротацията е приета теоретично и е необходимо да се потвърди от експериментални изследвания.

5.5.2.1.1 Момент, опъващ горни нишки

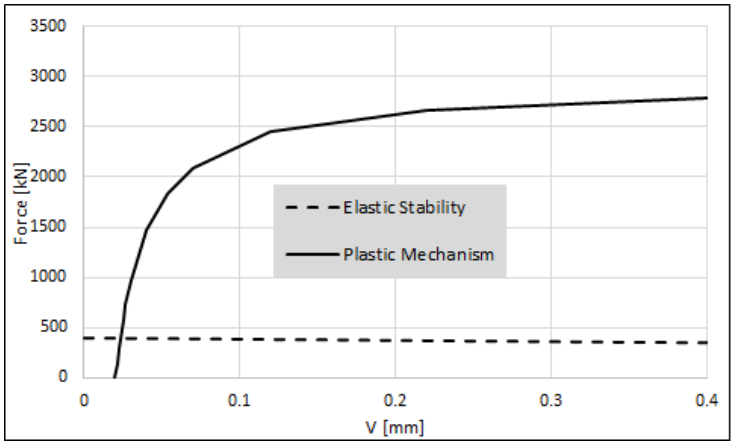
Носимоспособността се намира при отчитане на възможността за изкорубване на натиснатата поясна накладка (Фиг. 5.14). По тази причина се търси пресечна точка на еластичната устойчивост и възможния пластичен механизъм. Фиг. 5.18 дава индикация за очаквания резултат. пластичния механизъм се определя чрез изрази (5.29) и (5.30).

$$N = N_{pl} * M_{pl}/(M_{pl} + N_{pl} * v) \tag{5.26}$$

$$v = {1}\Big/\left(1 - {N}/{N_{cr}}\right) * v_0 \tag{5.27}$$

Където

$$v_0 = {L_0}/{1000} \tag{5.28}$$



Фиг. 5.18: Пресечна точка на еластичната устойчивост и пластичния механизъм

Носимоспособността и ротацията се намират чрез следните изрази:

$$M_y^- = N_{buckling}(h_{tot} - \frac{i}{2}) \tag{5.29}$$

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+} \tag{5.30}$$

Където

$$K_y^+ = \frac{M_y^+}{\theta_y^+} \tag{5.31}$$

Граничната точка може да се намери както следва:

$$\theta_u^- = 12\,\theta^-{}_y \tag{5.32}$$

Граничната ротация (θ_u^-) е дефинирана чрез калибриране на експериментални и теоретични изследвания.

Чрез намиране на пресечната точка на двете криви (Фиг. 5.18) може да се намери $v_{buckling}$, който, умножен по 12, дава страничното преместване на поясната накладка при разрушение (v_{lim}). Замествайки тази стойност в (5.32) може да се намери натисковата сила при разрушение N_{lim}. Граничната носимоспособност тогава е:

$$M_u^- = M_y^-\,(N_{lim}/N_{buckling}) \tag{5.33}$$

5.5.2.2 Надлъжна армировка

Надлъжната армировка трябва да работи в еластичен стадий при достигане на максималната носимоспособност на FUSEIS съединението. За целта пластичната нулева линия на сечението трябва да бъде в средата на плочата. Препоръчва се горната армировка да бъде два пъти повече от

долната. Трябва да се има предвид, че само армировката в ефективната широчина на комбинираната греда се отчита при изчисленията. ефективните широчини следва да бъдат намерени съгл. изискванията на EN1998-1 (7.6.3) и EN1994-1-1 (5.4.1.2). Местоположението на пластичната нулева линия трябва да бъде намерено чрез еласто-пластичен анализ на напречното сечение с характеристики на материалите, получени експериментално или съгласно приложение C.6 на EN1993-1-5. Изискването за еластична работа трябва да се потвърди чрез прилагане на пластичната кривина χ_p върху напречното сечение на болтовото съединение при момент, опъващ долни нишки, приемайки, че граничното удължение на стоманата ε_u е достигнато в поясната накладка. Кривината при пластификация е $\theta_p = L_0\chi_p$, където θ_p е пластичната ротация. Проверката се състои в прилагането на еласто-пластичен анализ и доказване, че деформациите ε_s в двата реда армировка са по-малки от относителното удължение при провлачване на материала ε_{sy} съгл. EN1993-1-1.

Общата площ на армировката в двата реда се намира както следва:

$$A_{upper\ rebar} = 5\ A_{flange\ plate}\ \frac{f_{yd}}{f_{sd}} \tag{5.34}$$

$$A_{lower\ rebar} = \frac{A_{upper\ rebar}}{2} \tag{5.35}$$

5.5.2.3 Оразмеряване на съединението на срязване

Срязващата сила се поема изцяло от стеблените накладки. Носимоспособността им се намира съгл. EN1993-1-1 (6.2.6), приемайки площ на срязване A_v, равна на площта на сечението на стеблените накладки. Специално внимание трябва да се обърне на проверката на местна загуба на устойчивост от тангенциални напрежения, съгл. EN1993-1-5 (5). Деформациите от срязване могат да се пренебрегнат за стандартните отвори в сгради. Минималната площ на сечението на стеблените накладки се намира съгл. израза:

$$A_w = \frac{V_{Ed}\sqrt{3}}{f_{yd}} \tag{5.36}$$

Където $\mathrm{V_{Ed}}$ е общата срязваща сила.

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} \tag{5.37}$$

$\mathrm{V_{Ed,M}}$ е срязващата сила, дължаща се на носимоспособността на огъване на съединението

$$V_{Ed,M} = \frac{M^{+}_{fuse,Rd} - M^{-}_{fuse,Rd}}{d} \tag{5.38}$$

$V_{Ed,G}$ е срязващата сила от гравитачни товари, d е разстоянието между FUSEIS съединенията. Проверката на местна устойчивост се прави по следната формула:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta}\sqrt{\frac{235}{f_{yd}}} \tag{5.39}$$

Където η е коефициент със стойност 1.2 за стомани с клас до S460. За по-високи класове стомана се препоръчва η = 1.00.

5.5.2.4 Оразмеряване на болтовото съединение

Болтовете на накладките също трябва да останат еластични при достигане на максималния огъващ момент в съединението. Въпреки че са заменяеми части, появата на остатъчни деформации в тях може да възпрепятства отвиването им и, съответно, подмяната на накладките. По тази причина болтовете трябва да се третират като не-дисипативни елементи. Следното условие трябва да бъде изпълнено:

$$F_{v,Rd} n_s > \frac{F_{Sd}}{n} \tag{5.40}$$

Където $F_{v,Rd}$ е носимоспособността на срязване на една равнина на срязване съгл. EN1993-1-8 [2] (Табл. 5.3), изчислена с границата на провлачване f_{yb}, F_{Sd} е изчислителната сила в съединението, n е броя болтове и n_s е броят равнини на срязване. Болтовете трябва да бъдат предварително напрегнати, а съединението да бъде категория B съгл. EN1993-1-8 [2] (3.4 и 3.9). В случай, че болтовете са високоякостни, трябва да се спазват изискванията на EN 14399 [1].

Табл. 5.3: Граница на провлачване и опънна якост на болтовете

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

Болтовете трябва да бъдат проверени на срязване съгл. EN1993-1-8 [2].

$$F_{v,Rd} = \frac{k\, f_{yb} A_{res}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Sd} \tag{5.41}$$

Където γ_{M2} е 1.25 и A_{res} е брутната площ, намалена с наличните отвори за сечението, перпендикулярно на действащата сила. k е 0.5 за болтове клас 4.8, 5.8, 6.8 и 10.9 и 0.6 за болтове клас 4.6, 5.6 и 8.8.

5.5.2.5 Допълнителни препоръки

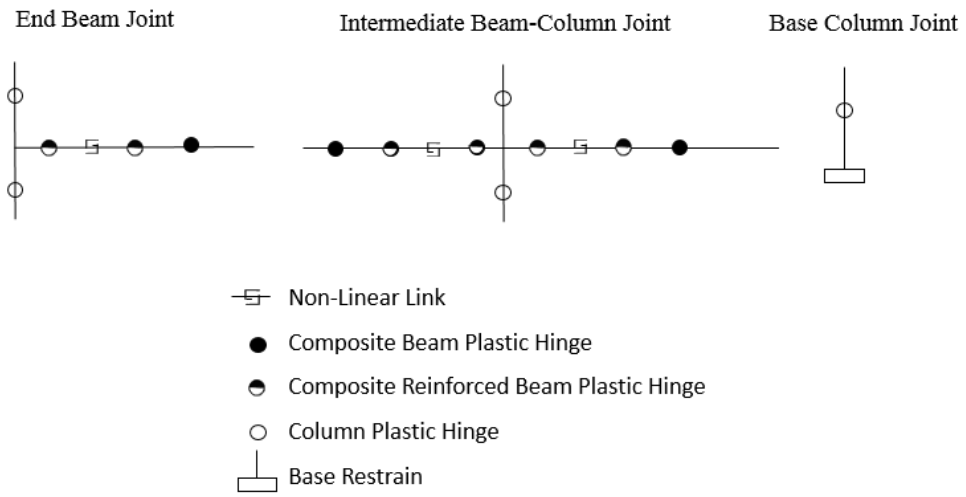
Освен описаните тук, трябва да се съблюдават и меродавните изисквания на всички части на Еврокод. В частност, трябва да се обърне внимание на изискванията на EN1998-1 [3] по отношение на стоманобетонната плоча за комбинираната греда. Напречната армировка на пояса на гредата трябва да се изчисли съгл. предписанията на EN1994-1-1 [4] и EN1998-1 [3]. Трябва да се оразмери, взимайки предвид носимоспособността на дюбелите за връзка между гредата и плочата, както и нормалните усилия в бетона и стоманеното сечение съгл. оразмерителните процедури в EN1994-1-1[4] (6.6.6).

5.5.3 Нелинеен статичен анализ

Изчислителният модел за еластичен анализ трябва да се доразвие, за да включи поведението на конструктивните елементи в пластичния стадий, като, по този начин, се предвиди очаквания пластичен механизъм и разпространението на повреди.

За нелинейни модели на рамките може да се използва еквивалентна пластичност. Нелинейно поведение на материала трябва да се концентрира в краищата и средите на елементите на рамките, използвайки възможностите на използвания софтуер (напр. линк елементи или пластични стави).

Колоните и гредите трябва да се моделират като гредови (frame) елементи и нелинейното поведение да се постигне с концентрирана пластичност – пластични стави в краищата и средите на елементите. За пластичните стави могат да се използват характеристиките, дефинирани във FEMA 356 [5]. Пластичните стави в колоните трябва да отчита взаимодействието между нормална сила и огъващ момент. За FUSEIS съединенията може да се използва многолинейна пружина тип „пивот“. Стойностите на параметрите, използвани за хистерезисния модел, трябва да се определят след проектиране на FUSEIS съединението, със съответните размери на елементите. На Фиг. 5.19 са показани моделът и местоположението на различните елементи в него.



Фиг. 5.19: Обща схема на модела на еквивалентна пластичност

Трябва да се разгледат най-малко два варианта за разпределение на хоризонталното натоварване по височина:

- „Равномерно“ натоварване, определено съгл. разпределението на масите, независимо от височината (равномерно спектрално ускорение);
- Натоварване по „първа собствена форма“, пропорционално на хоризонталните сили, определени съгл. разпределението на натоварването, получено от еластичния анализ.

5.5.4 Обобщение на проектната процедура

При проектирането на сгради с използване на FUSEIS болтови съединения в греди е необходимо да се следва следната последователност на работата.

Първоначално, конструкцията на сградата се проектира без иновативните дисипативни елементи, съгласно изискванията на EC2, EC4 и EC8. В края на тази стъпка напречните сечения на колоните и комбинираните греди са определени. След това се провежда спектрален анализ при коефициент на поведение, определен съгл. изискванията на EC8 и се определят огъващите моменти M_{Ed} в краищата на гредите. Тези стойности се приемат за референтни при определянето на носимоспособността на FUSEIS съединенията ($M_{Ed} \approx M_{y,\ fuse}$). На практика, в сградата, подложена на изчислителното сеизмично въздействие, трябва да се гарантира използването на пост-еластичното поведение на дисипативните и заменяеми съединения. Трябва да се отбележи, че разпределението на огъващите моменти, свързано със сеизмична комбинация на натоварването не е равномерно по всички етажи – гредите на по-ниските етажи са с по-големи усилия от тези в по-горните етажи. По тази причина е необходимо да се приемат няколко референтни прага за гредовите съединения в многоетажни сгради. По този начин се използват съединения с различна

носимоспособност, за да се гарантира задействането на глобален пластичен механизъм и за да се избегне формирането на слаби етажи, водещо до крехко разрушение.

Лицето на поясните накладки се намира в зависимост от необходимата носимоспособност на огъване чрез (5.1). Обикновено се фиксира широчината на накладката (равна или близка до тази на пояса на гредата), след което се определя необходимата дебелина. В последствие се изчислява изкълчвателната дължина чрез израз (4.4). Изкълчвателната дължина, определена за най-долния етаж, следва да се приеме за всички FUSEIS съединения по височина на сградата. Общата надлъжна армировка $A_{sl,total}$ на плочата се намира съгл. (5.25).

След определяне на геометричните характеристики на съединенията е възможно да се определят нелинейните зависимости момент-ротация за всяка конфигурация на FUSEIS съединенията.

След това се провежда спектрален анализ с използване на линейни еластични пружини за съединенията, чиято коравина се приема съгл. началния клон на вече определените зависимости момент-ротация.

Всички проверки (ограничаване на повредите, ефекти от втори ред, устойчивост на колоните и т.н.) се извършват по предписанията на EC8. Ако някоя от проверките не е удовлетворена се извършва итерационно решение с повторение на предишните стъпки, стартирайки от ново определяне на референтните прагове на носимоспособност на съединенията.

Когато всички проверки са удовлетворени се извършва нелинеен статичен анализ за оценка на нелинейното поведение на дисипативните елементи, потвърждаване на задействането на пластификацията на FUSEIS съединенията в сградата и потвърждаване на приетия коефициент на поведение.

5.6 ПРОЕКТИРАНЕ НА РАВНИННИ РАМКИ

За оценка на поведението на комбинираните стомано-стоманобетонни рамки с дисипативни FUSEIS болтови съединения и за проверка на приноса на тези съединения в разсейването на енергия са решени три примера на сгради с различна височина. Всички изследвани сгради имат комбинирани плочи и второстепенни греди, които предават натоварването на главните рамки, в които се използват иновативните съединения.

5.6.1 Примери

Избрани са три варианта на сгради, които са регулярни по височина и квадратни в план. Прието е да бъдат натоварени като офисни сгради (клас B) и са проектирани съгл. EN1993-1 [6] / EN1998-1 [3], както и съгл.

специфичните изисквания на настоящата брошура. Конфигурацията на трите сгради е както следва:

- 2-етажна, ниска сграда
- 4-етажна, средно висока сграда
- 8-етажна, висока сграда

5.6.1.1 Основни предпоставки

Разпределението в план е прието еднакво за трите сгради. Приети са по три междуосия в направление, с отвори по 8м. Етажната височина е 4м. Прието е използването на комбинирани рамки с корави възли в направление “Y” и рамки с центрично включени диагонали в средното поле по направление “X”. FUSIES болтови съединения са включени в модела на сградата в краищата на всички ригели на рамки по направление “Y”. За връзките по направление “X” са използвани INERD съединения. Колоните работят по силната си ос в равнината на рамките с корави възли. Конструктивната схема на сградите е показана на Фиг. 5.20 и Фиг. 5.21.

5.6.1.2 Материали

5.6.1.2.1 Недисипативни зони

Използваните материали са:

- Конструкционна стомана: S355
- Бетон: C25/30
- Стомана за ЛТ ламарина: Fe320
- Армировъчна стомана: B500C

5.6.1.2.2 Дисипативни зони

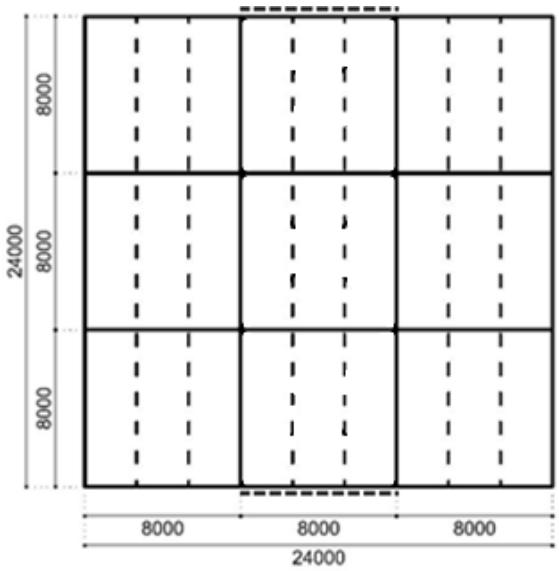
За дисипативните зони, съгл. изискванията на EN 1998-1, границата на провлачване на стоманата $f_{y,max}$ отговаря на условието (5.42):

$$f_{y,max} \leq 1{,}1\gamma_{ov} f_y \qquad (5.42)$$

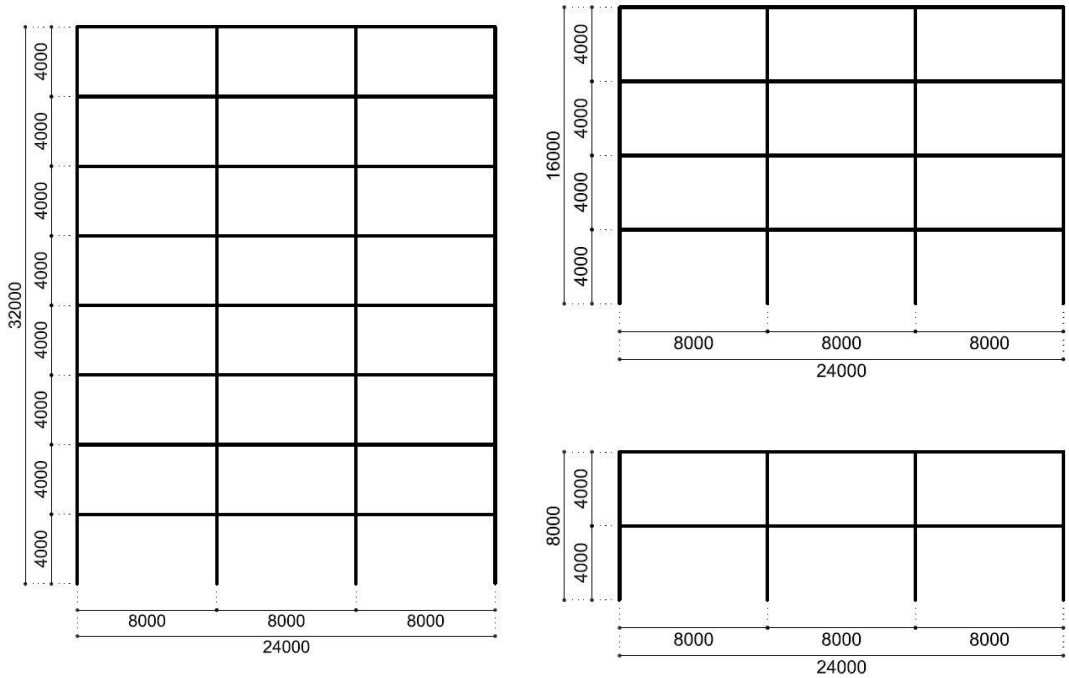
където

γ_{ov} коефициентът на запас на носимоспособност по материал с препоръчителна стойност 1.25

f_y е номиналната граница на провлачване на стоманата



Фиг. 5.20: Монтажен план на изследваните конструкции



Фиг. 5.21: Разрези на 2/4/8-етажната сграда

5.6.1.3 Натоварване и комбинации

Приложеното натоварване е както следва:

- Постоянни товари:

2.75 kN/m² комбинирана плоча и ЛТ ламарина
Инсталации, окачен таван и др.:
0.70 kN/m² за междинните етажи

1.00 kN/m² за последния етаж
Стенно ограждане: 4.00 kN/m

- Експлоатационни товари:

Офиси (Клас B): 3.00 kN/m²
Преместваеми стени: 0.80 kN/m²
Общ полезен товар: 3.80 kN/m²
Натоварването от сняг е пренебрегнато

- Сеизмично въздействие:

Коефициент на значимост: $\gamma_I = 1.0$
Върхово ускорение на земната основа: $\alpha_{gR} = 0.20 \cdot g$
Почва тип C – спектрална крива вид 1:
S =1.15 TB = 0.20 sec TC = 0.60 sec TD = 2.00 sec
Коефициент $\beta = 0.2$
Вертикалната компонента на сеизмичното въздействие е пренебрегната.
Коефициент на поведение q= 4

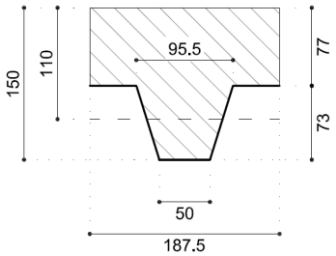
5.6.1.4 Изчислителен модел

Сграда с FUSEIS 2-1 може да бъде моделирана и изследвана чрез линеен еластичен модел и подходящи гредови елементи. Моделирането е извършено в съответствие с правилата за проектиране, които целят да гарантират провлачването на накладките в съединението преди пластификацията на която и да е друга зона в конструкцията. В този смисъл, проектирането на сгради с FUSEIS 2-1 е основано на приемането, че съединенията могат да разсейват енергия чрез формирането на пластични стави при огъване.
Моделирането е извършено на програмата SAP2000. Всички греди и колони са въведени като гредови (frame) елементи, а натоварването е въведено като площно, върху бездименсионни равнинни (shell) елементи.

5.6.2 Проектиране на сгради с FUSEIS болтови съединения на гредите

Моделирането и анализът са извършени чрез програмата SAP2000. Комбинираните плочи са оразмерени на SymDeck Designer, която позволява отчитането на различните фази от изпълнението на конструкцията (монтажно, експлоатационно състояние) при оразмерителните проверки за КГС и ЕГС. Колоните са проектирани като стоманени елементи, с променливо по височина сечение. Напречните сечения на елементите са дадени в Табл. 5.4, Табл. 5.5 и Табл. 5.6.
За всички плочи и варианти главните греди са с напречно сечение IPE450. Второстепенните греди са прости, комбинирани, със сечение HEA200. Монтажното състояние е меродавно при оразмеряването на тези греди. Предвидено е подпиране с инвентарни опори за намаляване на

деформациите и размерът на напречното сечение. Плочите са комбинирани на всички нива. Те са проектирани съгл. изискванията на Еврокод 4 за всички състояния и при тях не е необходимо използването на инвентарни опори. Напречното сечение на комбинираната плоча е показано на Фиг. 5.22. Дебелината на ЛТ ламарината е 0.80мм, а надлъжната армировка е Ø8/100. Приета е пълна връзка на взаимодействие между стоманената греда и плочата.



Фиг. 5.22: Напречно сечение на комбинираната плоча

За извършване на оразмерителните проверки както за основни, така и за особени комбинации на натоварването, за варианта без дисипативни съединения, в следващите таблици са систематизирани сеченията на колоните в сградите.

Табл. 5.4: Сечения на колоните за 2-етажната сграда

Floor	Centre	Perimeter
1-2	HEM360	HEB360

Табл. 5.5: Сечения на колоните за 4-етажната сграда

Floor	Centre	Perimeter
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360

Табл. 5.6: Сечения на колоните за 8-етажната сграда

Floor	Centre	Perimeter
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Както е описано в раздел 5.4, проектната процедура за дисипативните съединения е итерационна. Две основни характеристики на съединенията влияят на резултатите: носимоспособността им на огъване и началната им еластична коравина.
След определянето на тези два основни параметъра, геометрията на съединенията може да се счита за финализирана.
Даден е пример за оразмеряването на съединение No.1, прието за първите четири етажа на 8-етажната сграда. Съгл. (5.4), лицето на сечението на поясната накладка е определено за постигане на необходимия огъващ момент при опънати горни нишки (230 kNm).
Рамото на силата z е определено като разстоянието от центъра на ротация в средата на плочата до поясната накладка:

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450mm + 73mm + \frac{77}{2}mm = 561.5\ mm$$

$$A_{f,fuse} = \frac{M^{-}_{Rd,fuse}}{f_{yd}\ z} = \frac{230x\ 10^6\ Nmm}{\frac{235}{1.15}\ \frac{N}{mm2}\ x\ 561.5\ mm} = 2004\ mm2$$

Избирайки широчина на накладката от 170мм, малко по-малка от тази на пояса на сечението (190мм), за дебелината на планката се получава:

$$t_{f,fuse} = \frac{2004\ mm2}{170\ mm} = 11.79\ mm$$

Избрана е дебелина 12мм.

Табл. 5.7: Размери на поясните накладки в 8-етажната сграда

Storey	Beam Splice No.	Dimension (mm)
1-4	1	170x12
5-6	2	170x10
7-8	3	170x8

Табл. 5.8: Размери на поясните накладки в 4-етажната сграда

Storey	Beam Splice No.	Dimension (mm)
1-2	2	170x10
3-4	3	170x8

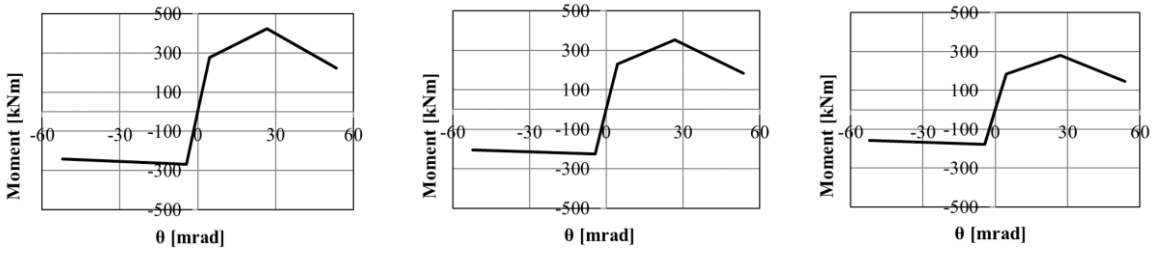
Табл. 5.9: Размери на поясните накладки в 2-етажната сграда

Storey	Beam Splice No.	Dimension (mm)
1-2	3	170x8

Изкълчвателната дължина е определена съгл. (4.4) за съединение No.1 на най-ниския етаж.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2}\,M_p}{Af_y\sqrt{\varepsilon}} = \frac{2\sqrt{2}\,x\,\left(\frac{1}{4}\right)x\,170\,mm\,x\,12\,mm^2\,x\,235\,N/mm2}{12\,mm\,x\,170\,mm\,x\,235\,N/mm2\,x\,\sqrt{0.002}} = 189.73\,mm$$

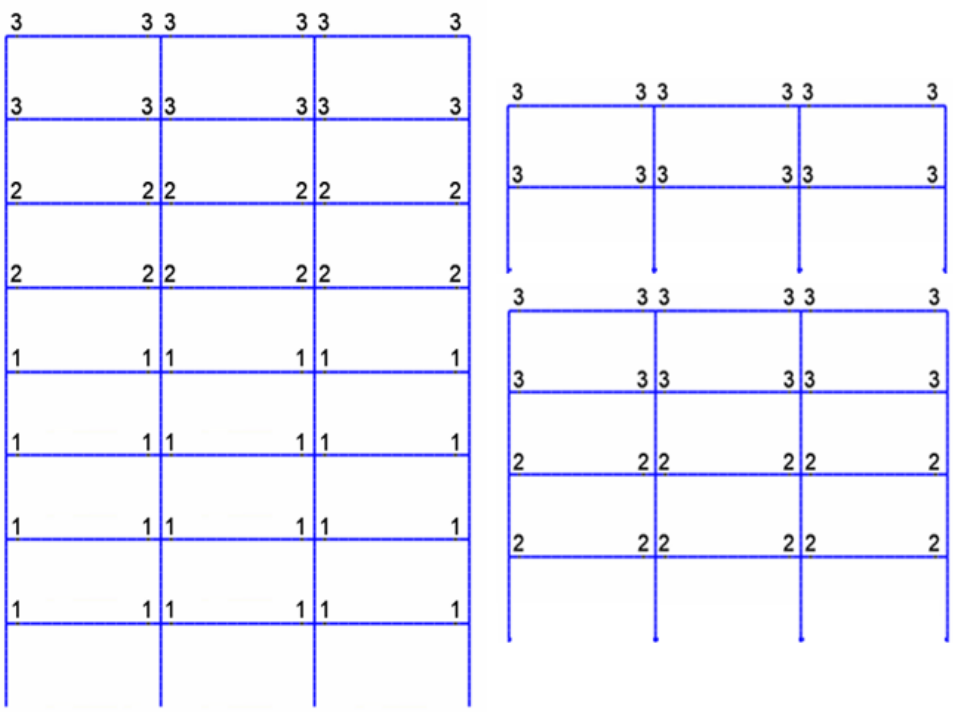
Приета е изкълчвателна дължина 200мм за всички съединения.



1) 2) 3)

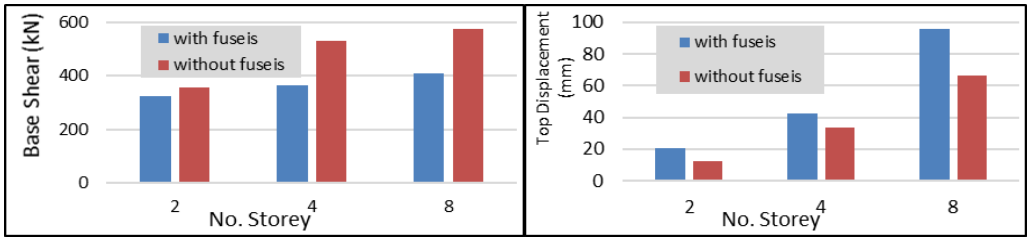
Фиг. 5.23: Хистерезисни криви момент-ротация на съединенията 1) 170x12мм 2) 170x10мм 3) 170x8мм

След определянето на всички геометрични характеристики, по формулата, дадена в раздел 5.3.1, се дефинира нелинейното поведение момент-ротация



Фиг. 5.24: Разпределение на избраните болтови съединения

Основните характеристики са обобщени в следващите фигури.



a) b)

Фиг. 5.25: Срязваща сила в основата (a) и преместване във върха на рамката (b)

Стеблените накладки поемат само срязващи сили. Съгл. принципите на капацитивното проектиране, максималните срязващи сили в краищата на ригелите са функция на носимоспособностите на гредите.Получената минимална необходима площ на стеблената накладка съгл. т.5.5.2.3 е:
Размери на стеблената накладка = 170 x 6мм.

Проектирането трябва да гарантира еластичното поведение на армировката. За оптимизация на решението е необходимо да се използва итерационна процедура, целяща получаването на по-малка площ на армировката. Получените резултати са дадени в таблицата. Трябва да се има предвид, че

само армировката в ефективната широчина на плочата се отчита при получаването на носимоспособността на огъване.

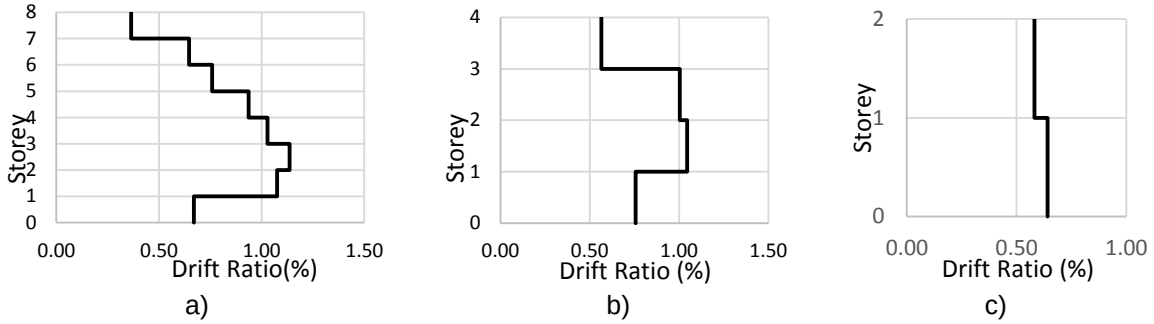
Табл. 5.10: Площ на надлъжната армировка

Съединение No.	A, горна арм. (мм^2)	A, долна арм. (мм^2)
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

5.6.2.1 Междуетажни премествания

Междуетажното преместване се ограничава за предпазване от повреди на неконструктивните елементи. То дава индикация за повредите при различните нива на поведение и дефинира разпределението на коравината в конструкцията.

На Фиг. 5.26 са показани междуетажните премествания, които отговарят на изискванията на EC8.



Фиг. 5.26: Максимални междуетажни премествания

5.6.2.2 P-⊿ ефекти

Съгл. EC8, ефектите от втори ред могат да се оценят чрез следният израз:

$$\theta = \frac{P_{tot}.d_r}{V_{tot}.h} \tag{5.43}$$

Където

θ е коефициент на чувствителност за междуетажно преместване

P_{tot} е общия гравитационен товар на и над разглеждания етаж в изчислителна сеизмична комбинация

d_r е изчислителното междуетажно преместване, определено като разлика от средните хоризонтални премествания на горния и долния етаж

V_{tot} е общата сеизмична срязваща сила
h е етажната височина
Стойността на коефициента θ не трябва да надвишават 0.3[16]. Получените резултати са дадени в Табл. 5.11,
Табл. 5.12 и
Табл. 5.13

Табл. 5.11: Чувствителност на междуетажно преместване за 8-етажната сграда

Floor	Disp (m)	Drift,real (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Check
1	0.0075	0.030	0.008	346	7205	0.16	< 0.3
2	0.0142	0.057	0.014	336	6294	0.27	< 0.3
3	0.0158	0.063	0.016	316	5383	0.27	< 0.3
4	0.0150	0.060	0.015	287	4473	0.23	< 0.3
5	0.0139	0.056	0.014	248	3564	0.20	< 0.3
6	0.0121	0.048	0.012	199	2653	0.16	< 0.3
7	0.0103	0.041	0.010	139	1742	0.13	< 0.3
8	0.0070	0.028	0.007	71	834	0.08	< 0.3

Табл. 5.12: Чувствителност на междуетажно преместване за 4-етажната сграда

Floor	Disp (m)	Drift,real (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Check
1	0.008298	0.033	0.008	230	3531	0.13	< 0.3
2	0.014198	0.057	0.014	206	2631	0.18	< 0.3
3	0.014495	0.058	0.014	158	1731	0.16	< 0.3
4	0.010212	0.041	0.010	87	829	0.10	< 0.3

Табл. 5.13: Чувствителност на междуетажно преместване за 2-етажната сграда

Floor	disp (m)	drift,real (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Check
1	0.009082	0.036	0.009	152	1722	0.10	< 0.3
2	0.011675	0.047	0.012	117	824	0.08	< 0.3

5.6.3 Нелинеен статичен анализ

Нелинейният статичен анализ има за цел да потвърди коефициентите (α_u/α_1)

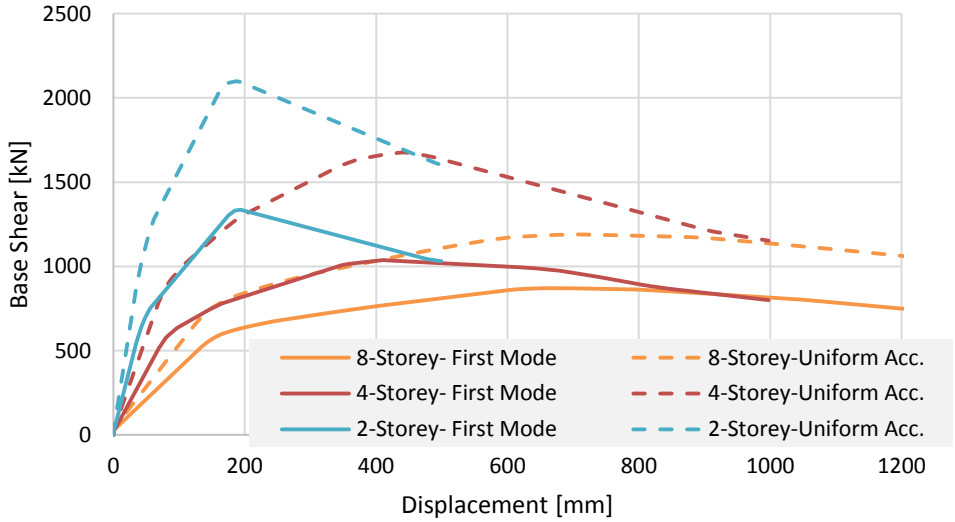
и да предвиди очакваните пластични механизми и разпространение на повредите.

[16] При θ>0.10, усилията от съответното сеизмично въздействие следва да се увеличават, според EN1998-1 / 4.4.2.2 (бел.прев).

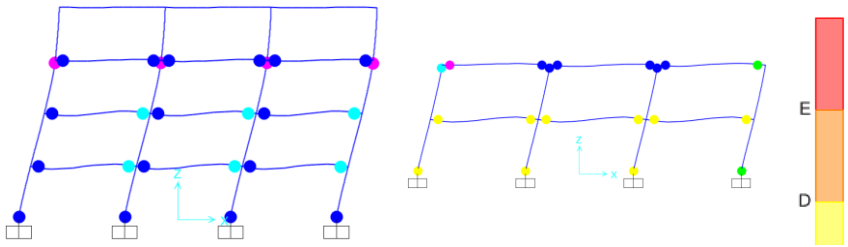
Също така, чрез нелинеен статичен анализ се получават първоначални данни за запасът на носимоспособност на конструкцията “Ω” както и за коефициента на дуктилност “μ”. Получените резултати е възможно след това да бъдат ревизирани чрез допълнителен нелинеен анализ.

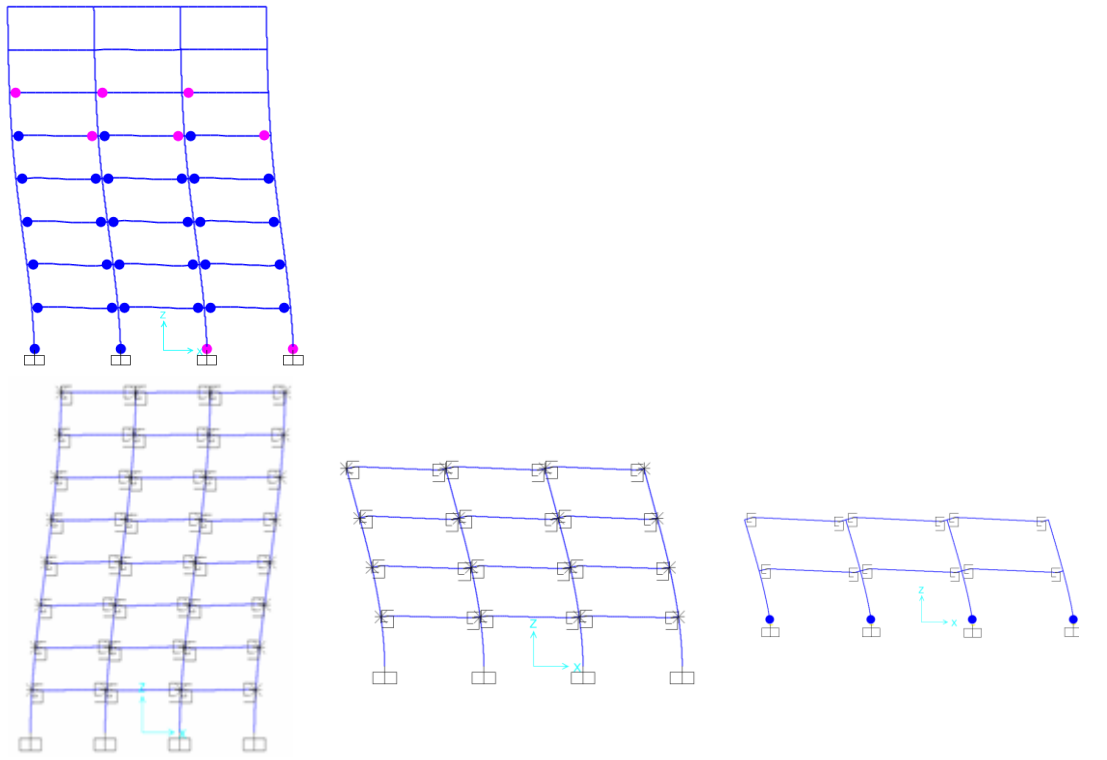
5.6.3.1 Оценка на нелинейното поведение на рамките

При класическите конструктивни системи броят пластични стави и разпределението им по височина са подобни в различните рамки, съгл. резултатите от числови изследвания. Пластичните стави се формират в краищата на гредите и в основите на колоните, съгл. правилата за проектиране на EC8. Пластичните деформации се концентрират основно във FUSEIS съединенията, докато елементите остават в еластичния стадий на работа, при което са защитени от акумулирането на повреди. Трябва да се отбележи, че формирането на пластичния механизъм става почти едновременно на всички етажи при използването на FUSEIS съединенията (Фиг. 5.29). Не се наблюдава формирането на мек етаж. На Фиг. 5.27 са дадени зависимостите срязваща сила-преместване, получени чрез статичен нелинеен анализ.

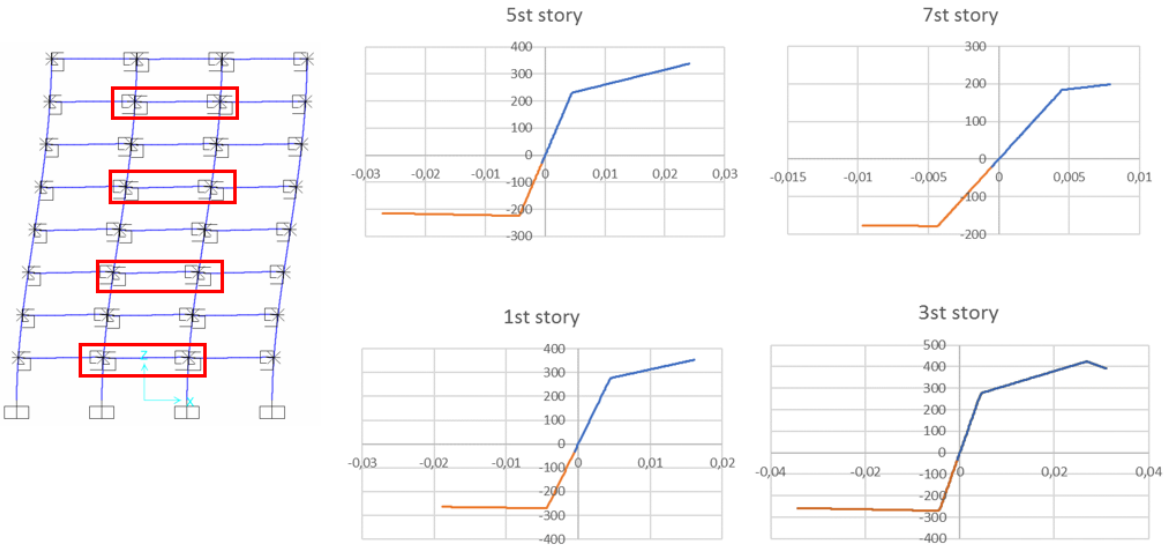


Фиг. 5.27: Зависимост срязваща сила-преместване от статичен нелинеен анализ





Фиг. 5.28: Формиране на пластични стави при преместване във върха от 60см (δ= 60см), (горе) класически рамки и (долу) рамки с FUSEIS съединения

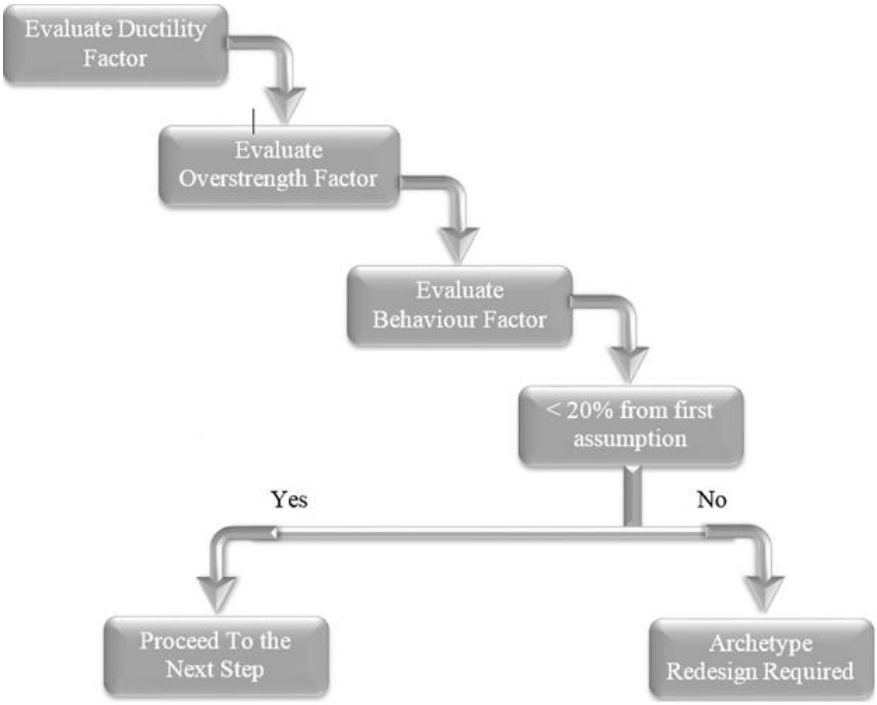


Фиг. 5.29: Глобален пластичен механизъм при δ= 60см

5.6.3.2 Оценка на коефициент на поведение q

Стойността на коефициента на поведение може да се определи чрез класическия метод, базиран на запасът на носимоспособността (Ω) и коефициентът на дуктилност (q): $q_{stat} = q \cdot \Omega$. Ако полученият q_{stat} се

различава с повече от 20% от предварително приетия е възможно да се наложи нова итерация.



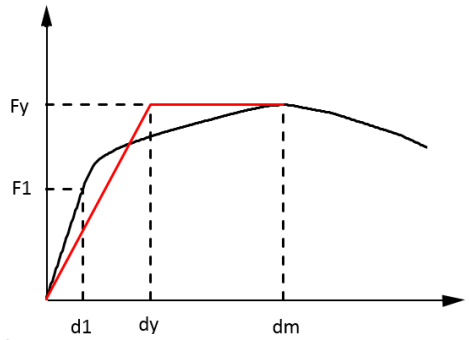
Фиг. 5.30 Процедура за оценка на коефициента на поведение

Чрез коефициента на поведение еластичния спектър на реагиране се модифицира в изчислителен. Той играе важна роля при определянето на усилията в конструкцията. Стойността му е директно свързана с дуктилността, статическата неопределеност, затихването и запасът на носимоспособност на елементите на конструкцията. Тези параметри имат голямо влияние върху способността на конструкцията да разсейва енергия.
Коефициентът на поведение може да бъде изчислен и като произведението на дуктилността и коефициента на запас на носимоспособност:

$$q = q_{\Omega} . q_{\mu} . q_{\xi} \tag{5.44}$$

Където
q_{Ω} е коефициент, зависещ от запасът на носимоспособност, или коефициент на редуциране на носимоспособността
q_{μ} е коефициент, зависещ от дуктилността, който е функция на дуктилността по преместване
q_{ξ} е коефициент на допустимите напрежения, или коефициент на редуциране на затихването, който може теоретично да се приеме равен на единица (ако се приеме едно и също затихване при еластичен и пластичен анализ)

От няколкото различни метода, известни в литературата, за определяне на тези коефициенти, е избран и представен един, чрез който е намерен коефициента на поведение в решените примери.



Фиг. 5.31 Дефиниция на коефициента на поведение

Съгл. Фиг. 5.31, коефициентът на редуциране на носимоспособността може да се намери като:

$$q_{\Omega} = \frac{F_y}{F_1} \tag{5.45}$$

Където:

F_y е носимоспособността, съответстваща на пластичната носимоспособност от идеализираната билинейна диаграма, която може да се приеме равна на максималната срязваща сила в основата.

$$F_y = F_m \tag{5.46}$$

F_m е максималната реална носимоспособност на конструкцията

F_1 е носимоспособността, съответстваща на първата значителна пластификация в елемент на конструкцията.

Коефициентът на редуциране на дуктилността q_μ съгл. Newmark and Hall [7] може да се изрази като дуктилността на системата μ, като функция на собствения период на свободни трептения на конструкцията T:

$$\begin{aligned} q_\mu &= 1.0 && \text{(for T<0.03s)} \\ q_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{(for 0.03s<T<0.5s)} \\ q_\mu &= \mu && \text{(for T>0.5s)} \end{aligned} \tag{5.47}$$

Дуктилността на системата μ може да се определи съгл. израза:

$$\mu = \frac{d_m}{d_y} \tag{5.48}$$

където
d_m е максималното преместване, съответстващо на реалната максимална срязваща сила в основата
d_y е преместването, съответстващо на носимоспособността от идеализираната билинейна диаграма:

$$d_y = 2(d_m - \frac{E_m}{F_y}) \tag{5.49}$$

E_m е площта под кривата до d_m

Табл. 5.14: Коефициенти на поведение за рамките

	8-етажна	4-етажна	2-етажна	
d_m (mm)	660.55	412.35	193.16	
d_y (mm)	329.06	222.68	131.88	
F_m (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F_y (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F_1 (kN)	525.59	515.636	549.55	
d_1 (mm)	135.15	69.43	35.06	Средно
μ	2.01	1.85	1.46	1.77
Ω	1.66	2.01	2.43	2.03
q	3.33	3.73	3.56	3.53
			Дисперсия	4.3%

В Табл. 5.14 са представени резултатите за коефициентите на поведение за трите изследвани рамки с FUSEIS съединения. Средният изчислен коефициент на поведение е 3.53 с дисперсия 4.3%. Трябва да се отбележи, че получените резултати се базират само на метода, представен в този раздел. В рамките на проекта INNOSEIS се разработва нов метод за получаване на q, при който се отчитат няколко подхода, представени в литературата и съвременните стандарти за проектиране.

5.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

FUSEIS болтовите съединения могат да се прилагат в многоетажни сгради с комбинирана конструкция. Оптимален вариант е използването на комбинирани рамки с корави възли в едното направление и РЦВД в другото. Във второто направление обикновено конструкцията е със ставни съединения. FUSEIS болтовите съединения се използват по направление на рамките с корави възли, в краищата на всички ригели.

5.8 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Разработените FUSEIS болтови съединения са много удобни за подмяна и показват много добро поведение що се отнася до тяхната дуктилност, коравина, дисипативност и носимоспособност. Тяхното прилагане води до предпазване на останалите, незаменяеми елементи от повреди. Това се постига чрез концентрация на нееластичното поведение в съединенията, докато останалите елементи работят в еластичния стадий. Самите съединения са лесни за производство, монтаж и подмяна.

Дисипативните елементи са лесни за подмяна, ако такава се налага след силно сеизмично въздействие. Монтажът и подмяната им при експерименталните изследвания се оказаха много бързи и практични – при пълномащабния тест POLIMI, времето, необходимо за подмяна на едно съединение, се оказа 45 минути.

Формулирани са правила за проектиране на рамки с FUSEIS болтови съединения, които са в съответствие с действащите стандарти. Дадени са практически препоръки за конструирането на съединенията и избора на напречно сечение на елементите им, като функция на най-важните параметри на решението.

5.9 ПУБЛИКАЦИИ

[1] L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas – Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2). Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile.

[2] C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, M. Espihna, R.M. Gonçalves, T. Rauert & I. Vayas – Seismic resistant composite steel frames with dissipative devices. Stessa 2012, January 9-11, 2012, Santiago, Chile

[3] I. Vayas, C.A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, A. Drei, L. Calado, T. Rauert, R.M. Goncalves – Dissipative devices for seismic resistant steel frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.

[4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert – Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

5.10 ЛИТЕРАТУРА

[1] E. Commission, BS EN 14399-2 High-strength structural bolting assemblies for preloadingPart2: Suitability for preloading. British Standards, 2005.

[2] E. Commission, BS EN 1993-1-8: 2005 Design of steel structures — Design of joints. 2005.

[3] E. Commission, BS EN 1998-1: 2004 Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. British Standards, 2004.

[4] D. ENV, “BS EN 1994-1-1:2004;‘Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings,’” Eur. Stand., 2004.

[5] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. Washington, D.C.: FEMA, 2000.

[6] C. de Normalización, “EN 1993-1-1: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings,” 2005.

[7] N. Newmark and W. Hall, “Earthquake spectra and design,” Earth Syst. Dyn., 1982

6 FUSEIS ЗАВАРЕНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

6.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Сеизмичната осигуреност на стоманените конструкции се постига чрез използването на разнообразни традиционни конструктивни системи, като например рамки с корави възли, стоманени диафрагми, рамки с центрично или нецентрично включени диагонали. При силни земетресения тези системи могат да понесат значителни повреди и да развият големи остатъчни премествания, което ги прави негодни за експлоатация и води до високи разходи за ремонт на конструкциите.

През последните години бяха предложени няколко дисипативни съединения, системи и устройства, които съчетават носимоспособност, коравина и дуктилност. Те са в състояние да ограничат пластичните деформации само в зоната на заменяемите елементи - „бушони“, което не само предотвратява разрушение, но също така ограничава конструктивните повреди. В допълнение, някои от тях елиминират остатъчните премествания, защото притежават самоцентрираща се способност. В този смисъл те дават възможност сградата да влезе в експлоатация отново незабавно след земетресението, при условие, че повредените елементи - „бушони“ се подменят.

Настоящата брошура представя резултатите от изследванията на сеизмичното поведение на FUSEIS заварените съединения на греди, представя процедурите за проектирането им при стоманени и комбинирани конструкции на сгради, в които съединенията се използват в системи за поемане на сеизмично въздействие и завършва с пример за проектиране.

Заварените FUSEIS съединения на греди използват заменяеми стеблени и поясни снаждащи плочи (накладки) – „бушони“, за да осигурят дисипация на енергия. Системата се основава на прекъсване в двата края на комбинираните греди от рамки с корави възли, което след това се възстановява посредством армировката на плочата и накладките – „бушони“. Докато накладките са проектирани да използват цялата си носимоспособност, армировката е предвидено да работи в еластичен стадий.

Резултатите от експериментални и аналитични изследвания при монотонно и циклично натоварване на индивидуален „бушон“ са извършени в IST Лисабон. Тестовете предоставят данни за нелинейните параметри на накладките, които са използвани за 2D нелинейни статични и динамични анализи на характерни 3D конструктивни рамки със заварени FUSEIS съединения. Използването на заварени FUSEIS съединения на греди е икономично решение и може да се прилага в многоетажни стоманени сгради,

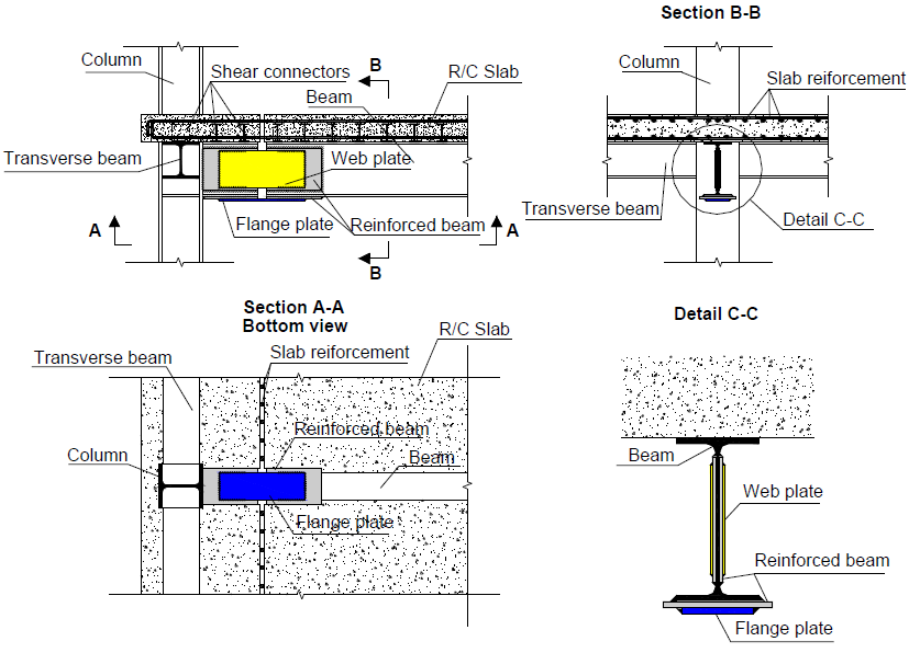
предоставяйки следните предимства:

а) нееластичните деформации са съсредоточени в дисипативните елементи – „бушони“;

б) те могат лесно да бъдат произведени, монтирани и подменени, намалявайки разходите и времето, необходими за въвеждането на сградата в експлоатация след земетресението.

6.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА FUSEIS ЗАВАРЕНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

Иновативната противоземетръсна система на заварените FUSEIS съединения за греди представлява прекъсване в двата края на комбинираните греди от рамки с корави възли, което след това се присъединява посредством армировката на бетонната плоча и стеблените и поясни накладки – „бушони“ (Фиг. 6.1). Тази система за поемане на хоризонтално натоварване е много подобна на традиционните рамки с корави възли, но при силно сеизмично въздействие нееластичните деформации се развиват само в стеблените и поясни накладки – „бушони“, което ще погаси голямо количество входяща енергия, оставяйки останалата част от конструкцията еластична и неповредена. Тъй като повредите са ограничени в „бушоните“, ремонтните работи са сравнително прости и по-евтини в сравнение с традиционната сеизмично устойчива сграда.



Фиг. 6.1: Схематично представяне на заварените FUSEIS съединения за греди.

Фугата в плочата точно над съединението е предназначена да предотврати сериозни повреди на бетона, като позволи на съединението да развие по-големи ротации без контакт бетон в бетон. Големината на фугата може да

бъде различна от междината между стоманените части на съединението. Препоръчителните стойности за широчината на междината в стоманобетонната плоча и стоманените части са съответно 10% от височината на плочата и 10% от общата височина на комбинираното напречно сечение.
Надлъжната армировка минава непрекъсната над междината, като по този начин се осигурява предаването на силите. Като се има предвид, че армировъчните пръти не са заменяеми, пластифицирането им се предотвратява, като нулевата ос в пластично състояние следва да се разполага между горната и долната армировка. За да се постигне това, се препоръчва общата площ на горната армировка да е повече от два пъти по-голяма от тази на поясната накладка.
Усилената зона на гредата е зона, подсилена с допълнителни заварени плочи, както в стеблото, така и в поясите на гредата с цел да се избегнат всякакви повреди (напр. разпространение на пластични деформации) в съединението и в съседните незаменяеми стоманени части на гредата. Няма конкретни препоръки за проектиране на тези усилващи плочи, стига те да могат да изпълнят функцията си.

Системата е гъвкава по отношение на избора на накладки за стеблото и пояса на гредите и дава възможност на проектанта да контролира последователността на пластифициране на заварените FUSEIS съединения. Това може да се постигне чрез смяна или на напречните сечения, или на дължината на снаждащите накладки. С цел да се избегне нежелано преоразмеряване, стоманата за дисипативните елементи – „бушони“ трябва да има контролирани свойства. Съгласно EN 1998-1-1, тяхната граница на провлачване трябва да има максимална стойност:

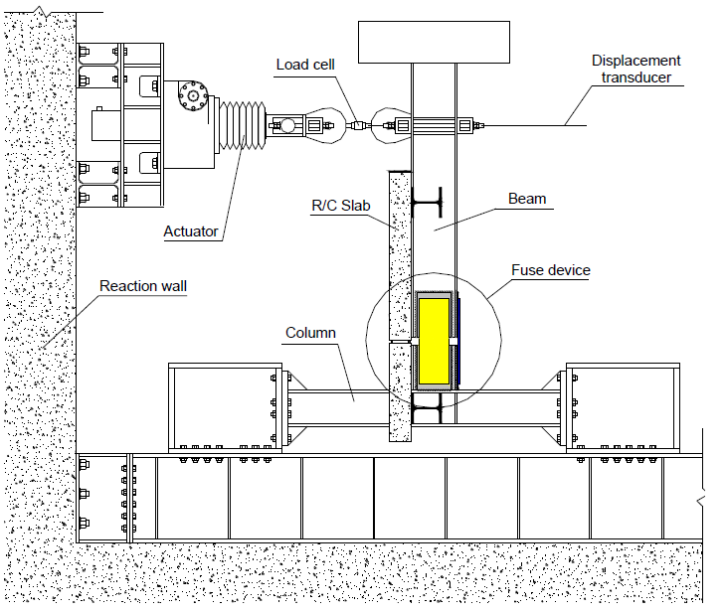
$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot f_y \tag{6.1}$$

където $\gamma_{\text{ov}} = 1.25$ е коефициент на завишена носеща способност, а f_y е номиналната стойност на границата на провлачане.
Номиналната граница на провлачане на стоманата на накладките за поясите трябва да е ниска и за предпочитане да не надвишава 235 MPa. Ако свойствата на материала на накладките се контролират и тяхната максимална граница на провлачане е гарантирано по-ниска от тази, описана в (6.1), коефициентът на завишена носеща способност може да бъде намален и да се постигне още по-икономично проектиране.

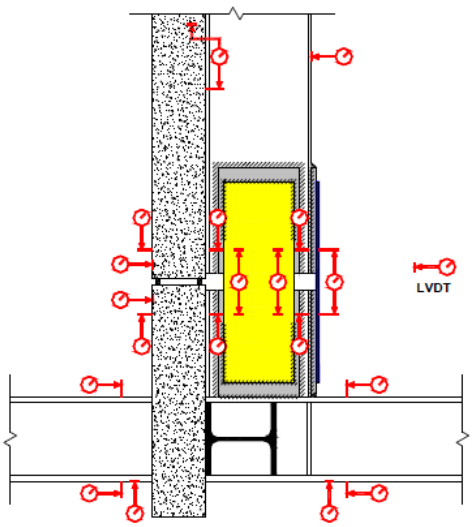
6.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА ЗАВАРЕНИТЕ FUSEIS СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

6.3.1 Експериментална постановка, тестови образци и история на натоварването.

Тестовата постановка за експериментално изследване е показана схематично на Фиг. 6.2. Освен датчици за премествания във върха и датчици за контролиране на силата, изобразени на Фиг. 6.2, тестваните образци са оборудвани със серии от по 21 индуктивни датчици, показани на Фиг. 6.3, за да се следи движението на твърдо тяло в опорите, завъртанията и страничните премествания в различни точки по дължината на гредата и както и приплъзването между гредата и плочата.



Фиг. 6.2: Експериментална постановка



Фиг. 6.3: Разположение на останалите индуктивни датчици (увеличено)

Основният тестов образец се състои комбинирана греда с профил IPE300 и стоманобетонна плоча с дебелина 150 mm и ширина 1450 mm към нея, и колона с профил HEB240. Надлъжната армировка на плочата се състои от прътиФ20 през 100мм горна армировка и Ф16 през 100мм + Ф12 през 200мм долна армировка. Въпреки че не е задължително при раглежданата концепция на съединение, тестваните образци са произведени с дуктилни дюбели, проектирани за пълна връзка на взаимодействие бетон-стомана.

За да се оцени ефективността на системата се извършват общо десет циклични и два монотонни теста върху образци на рамков фрагмент колона-греда, снабдени със съединения – „бушони“ с различни геометрични параметри. Всяко изпитване се провежда до пълно разрушение на поясната

накладка на устройството, след което тя се замества с нова и се извършва друго изпитване. Стеблените накладки са проектирани да издържат на силите на срязване и имат едни и същи размери при всички тестове (200x4 mm^2). Единствените размери, които се променят при тестовете, са дебелината (t_f) и ширината (b_f) на поясната накладка, тъй като свободната дължина на изкорубване на стоманените плочи е 170 mm за всички образци. Склонността към загуба на устойчивост се описва от геометричната стройност λ_G, изчислена като съотношението между изкълчвателната дължина (L_0) и дебелината на поясните накладки. Дължината L_0 е избрана константна така, че напрежението на опън в поясната накладка при предвидените амплитуди на завъртане в съединението да остане в обхвата на пластични деформации, но все пак далеч от границата на опън, получена от монотонните тестове. Размерите, представени в Таблица 6.1 са избрани така, че да се разгледат различни стойности на контролния проектен параметър на устройствата, отношението на носимоспособностите α, дефинирано от (6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}} \tag{6.2}$$

където $M_{max,fuse}$ е максималният огъващ момент в съединението, а $M_{pl,beam}$ е пластичната носимоспособност за огъващ момент в неусилената част на комбинираното напречно сечение на гредата (далече от съединението, без усилващи накладки на пояса и стеблото).

Таблица 6.1: Размери на поясните накладки на заварените FUSEIS съединения за греди (в mm) и съответните им геометрични стройности.

Накладка	A	B	C	D	E	F
t_f	10	10	12	8	12	8
b_f	80	130	110	100	150	140
λ_G	17.0	17.0	14.2	21.3	14.2	21.3

Съответните стойности на отношението на носимоспособностите са изведени в Таблица 6.2 за положителни (α^+) и отрицателни (α^-) стойности на огъващи моменти.

Таблица 6.2: Отношението на носимоспособностите α на заварените FUSEIS съединения за греди

Накладка	A	B	C	D	E	F
α^+	0.45	0.57	0.57	0.47	0.71	0.54
α^-	0.27	0.38	0.39	0.25	0.48	0.30

Изпитването се провежда в три основни фази - първо, циклично, за плочи D, A, B и C, в този ред, с повторения - и след това циклични, за нов комплект плочи - F и E, в този ред - и накрая, монотонно, двупосочно, за плоча C. Последователността на тестване е проектирана да намали ефектите от натрупаните повреди, предизвикани от предишни тестове, т.е. в реда на нарастване на носимоспособността, а в случаите на еквивалентна носимоспособност, на намаляване на геометричната стройност.
Цикличните премествания се прилагат върху образеца от актуатор в горната част на гредата, на вертикално разстояние, приблизително 1,5 м от центъра на съединението. Историята на натоварването е базирана на протокол, подобен на този, предложен в препоръките ECCS (1986), преведени по смисъла на приблизителното завъртане на устройството (Krawlinker, 2009). Протоколът за историята на натоварването е описан в Таблица 6.3 по отношение на стъпков индекс *n*. Ако не се стигне до разрушение след завършване на единадесетте стъпки на предложената история на натоварване, се извършват цикли с амплитуда на завъртане на устройството 40 mrad (60 mm) до пълно разрушение на поясната накладка.

Таблица 6.3: История на натоварването.

Стъпка (n)	Предизвикано преместване във върха (mm)	Приблизително завъртане в устройството θ (mrad)	Брой на цикли
1	2.25	1.5	3
2 ≤ n ≤ 6	3.75(n-1)	2.5(n-1)	3
6 ≤ n ≤ 11	7.50(n-3)	5.0(n-3)	3
n > 11	60	40	3

6.3.2 Тестове за определяне на характеристиките на материалите

6.3.2.1 Тест на стоманата на опън

Определянето на носимоспособността на стоманата се постига чрез стандартни тестове на опън, базирани на европейските препоръки на EN10002-1. Изпитването на образци от конструктивна стомана с различна дебелина и армировъчна стомана с различен диаметър е извършено чрез универсалната машина за тестване Instrom. Средните стойности на пластифициране и граничните параметри, получени от тези изпитвания, са представени съответно в Таблица 6.4 и Таблица 6.5 за конструктивната и армировъчната стомана.

Таблица 6.4: Средни стойности на основните параметри на конструктивна стомана S275.

Thickness (mm)	f_{ym} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
4	271.7	402.2	26.3
8	262.8	417.2	26.7
10	274.6	430.3	24.2
12	276.8	429.5	24.9

Таблица 6.5: Средни стойности на основните параметри на армировъчна стомана A500.

ϕ (mm)	f_{sm} (MPa)	f_{um} (MPa)	ε_{um} (%)
10	535.1	644.3	13.7
12	549.0	674.6	13.0
16	577.9	694.2	13.2
20	550.5	675.3	14.8

Предвид получените стойности, конструктивната стомана отговаря на минималните изисквания за клас стомана S275, а армировъчната стомана за клас A500.

6.3.2.2 Тестове на бетона на натиск.

Средната якост на натиск на бетона f_{cm} е оценена чрез едноосово изпитване на натиск, проведено върху шест образци на куб със страна 150 mm на възраст еквивалентна на възрастта на бетона от цикличните тестове. Получените форми на разрушение са адекватни. Резултатите могат да бъдат видяни в Таблица 6.6. От тези резултати и съгласно предписанията в 3.1.2 of EN1992-1-1, характеристичната стойност на цилиндричната якост на бетона f_{ck} може да бъде получена приблизително чрез израза: $f_{ck} = f_{cm} - 8$ (MPa). Въз основа на този израз се стига до извода, че бетонът е по-близо до клас на якост C30/37

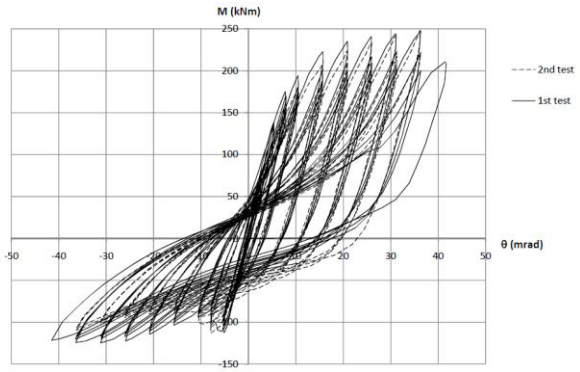
Таблица 6.6: Резултати от тестовете на бетона на натиск.

Образец	F (kN)	f_c (MPa)
1	910.7	40.5
2	940.1	41.8
3	856.1	38.0
4	951.0	42.3
5	869.7	38.7
6	878.3	39.0

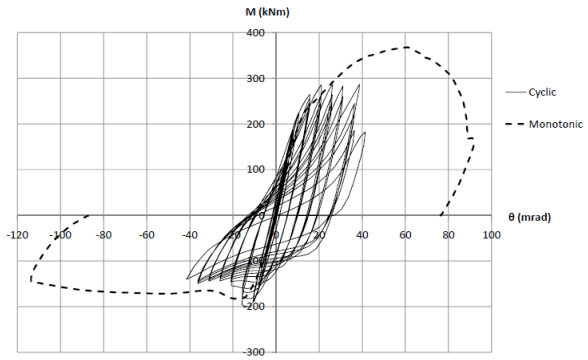
6.3.3 Оценка на експерименталните резултати

6.3.3.1 Общо хистерезисно поведение.

Анализът на резултатите се базира основно на диаграмите момент-завъртане ($M-\theta$) на образците на устройствата. Като пример, $M-\theta$ диаграми и за двата теста на устройство D са показани на Фиг. 6.4 (завъртането θ е приблизително изчислено, като се раздели преместването във върха с разстоянието до центъра на устройството).



Фиг. 6.4: $M-\theta$ диаграми на накладка D



Фиг. 6.5: Сравнение между монотонни и циклични тестове върху накладка C

Диаграмите показват, че хистерезисното поведение на съединенията – „бушони“ е стабилно, характеризиращо се с подчертано прищипване, поради загубата на устойчивост на накладките при огъване, което обяснява и асиметрията на диаграмата по отношение на огъващите моменти. Деформационната способност на устройствата се демонстрира от факта, че всички образци са успели да извършат ± 35 mrad завъртания, което е минималната стойност, препоръчана от EN1998-1-1.

Сравнението на $M-\theta$ диаграмите между първото и второто изпитване на един и същи образец на съединение показва, че има лека деградация по отношение на носимоспособност и дисипативност. Този деградация е обяснена като следствие от натрупаните повреди на тези части на изпитвателния образец, които не се заменят между изпитванията. Формите на разрушение на всички образци са сходни, включващи развитието на пукнатини в средата на поясната накладка, когато е натоварена на опън.

В допълнение, измерванията показват, че както колоната, така и комбинираната греда остават в еластичен стадии на работа, с поведение подобно на твърдо тяло с малки еластични деформации. Образците показват добро комбинирано действие, при което приплъзването в контактната

повърхност между бетон и стомана се оказва относително малко, като стойностите са под 0,20 mm за всички образци.

Монотонното поведение може да бъде сравнено с цикличното поведение чрез наслагване на съответните $M - \theta$ диаграми, както е показано на Фиг. 6.5 за съединение с накладка С. Диаграмите са много сходни по отношение на началната коравина и пластичните моменти. Диаграмата от монотонно натоварване изглежда, че се припокрива добре с тази от циклично натоварване за същия диапазон на завъртане, почти съвпадаща с обвивната крива на цикличните тестове. Комбинацията от кинематично уякчаване (което увеличава носимоспособността при монотонно натоварване) и нискоциклична умора (което намалява носимоспособността при циклично натоварване) обяснява разликите в носимоспособносттите, наблюдавани при положителен огъващ момент. Носимоспособността при отрицателен огъващ момент се контролира от явлението загуба на устойчивост, който се проявява независимо от това, дали тестовете са монотонни или циклични. Деформационният капацитет при цикличните тестове е значително намален поради ефектите от натрупване на повреди (например нискоциклична умора на поясната накладка).

6.3.3.2 Коравина

Резултатите, получени от първия цикличен тест на всяка накладка, показват, че параметърът ξ (коефициент на цикличен спад на коравина), определен според препоръките на ECCS (1986) като съотношение между тангенциалната коравината и началната еластична коравина на образеца, намалява прогресивно с нарастване на циклите, превръщайки се в непрекъсната загуба на коравина. Установено е, че тази загуба е по-изразена при огъване с отрицателен огъващ момент, съпроводено със загуба на устойчивост на поясната накладка. Нещо повече, тестовете с по-ниски стойности на α имат по-висока степен на загуба на коравина, по-специално при огъване с положителен огъващ момент.

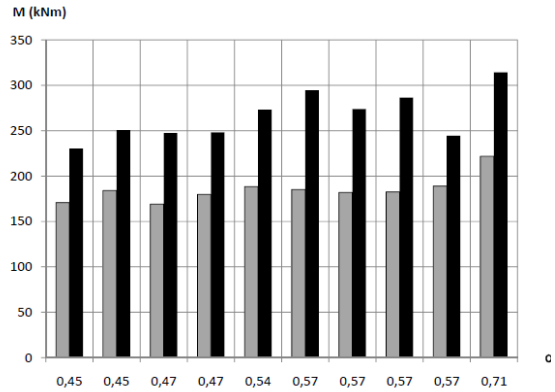
6.3.3.3 Носимоспособност.

За да се опростят сравненията на тестовете, е използвано бездименсионното отношение ε (коефициент за запас на носимоспособност) за края на всеки цикъл. Това отношение е дефинирано в ECCS (1986) като огъващият момент в края на всеки цикъл, разделен на пластичната носимоспособност на образеца на огъване в съответната посока на огъване.

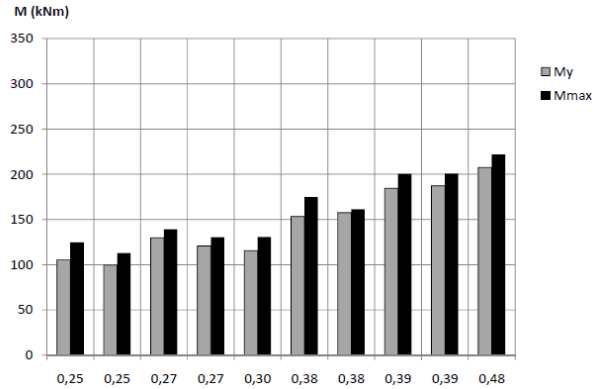
Тенденцията за това бездименсионно отношение с нарастване на циклите изглежда много близка за всички образци при огъване с положителен огъващ момент и представлява значително уякчаване, което в някои случаи достига

стойност от 1,5 пъти от пластичния момент на огъване. Това явление се дължи главно на уякчаването на материала на поясната накладка, подложена на опън.

Наред с горното, за огъване с опънати горни нишки, споменатите по-горе ефекти на уякчаване се балансират от тези, които се дължат на загуба на устойчивост, отново в поясните накладки. В резултат съотношението на носимоспособностите е по принцип по-ниско от единица. Очаква се носимоспособността на устройството на огъване в двете посоки да се контролира пряко от стойностите на отношението на носимоспособностите α^+ и α^-. Тази зависимост е показана на Фиг. 6.6 и Фиг. 6.7.



Фиг. 6.6: Носимоспособност при положителен огъващ момент vs. α^+



Фиг. 6.7: Носимоспособност при отрицателен огъващ момент vs. α^-

Графиката за носимоспособност при огъване с положителен огъващ момент показва, че както момент при провлачане (M_y), така и максималните моменти (M_{max}), определени съгласно ECCS (1986), логично се увеличават с увеличаване на α^+. Въпреки това, има някои изключения, при които една и съща стойност на α^+ съответства на различни стойности на носимоспособност. Това очевидно противоречиво поведение се наблюдава в последни изследвани образци, при които ефектите от натрупването на повреди от предишни тестове са довели до загуби на носимоспособност, което не се взема под внимание при изчисляването на α.

Що се отнася до огъване с отрицателен огъващ момент, Фиг. 6.7 показва, че при носимоспособността се наблюдава по-предсказуемо изменение съвпадащо с изменението на отношението на носимоспособностите. Това показва, че носимоспособността на огъване с отрицателен огъващ момент е по-чувствително към изменението на геометрията на поясната накладка и следователно на α^-.

6.3.3.4 Капацитет за дисипация на енергия

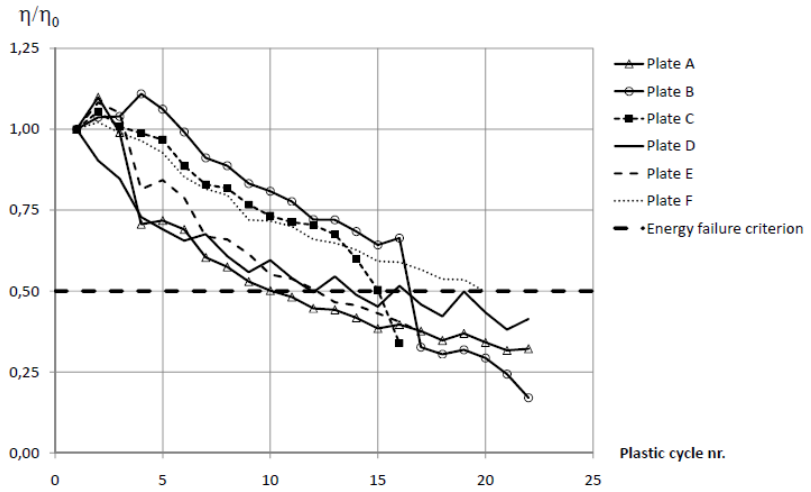
Капацитетът за дисипация на енергия играе една от най-важните роли в описанието на сеизмичното поведение на съединенията. Общото количество дисипирана енергия W_{total} се оказва зависимо от *α*, подчертавайки факта, че степента на пластифициране и загубата на устойчивост на накладките на съединението имат основно влияние върху способността му за дисипация на енергия.

Натрупването на повреди в незаменяемите части между тестовете може да се интерпретира и чрез дисипираната енергия. За тази цел в края на първото и второто изпитване на всеки образец се сравнява общото количество дисипирана енергия в различните накладки. С изключение на накладка D, при първите тестове на другите накладки се достигат по-високи нива на дисипация на енергия. Това показва, че влошаването на незаменяемите части, особено напукването върху горната повърхност на бетонната плоча, влияе върху капацитета за дисипация на енергия.

Промяната на дисипацията на енергия с нарастване на циклите може също така да даде представа за нарастването на натрупаните повреди по време на тестовете. За да се изучи този аспект, се изчислява бездименсионният параметър η/η_0, където η е съотношението на енергиите в края на всеки цикъл, а η_0 дисипираната енергия в края на първия цикъл достигнал пластичен стадий. Съгласно ECCS (1986), коефициентът на дисипираната енергия η_i в края на цикъл i е дадено от (6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y\left(\Delta\theta_i - \Delta\theta_y\right)} \tag{6.3}$$

където W_i е дисипираната енергия в цикъл i, ΔM_y е изменението на пластичните моменти, $\Delta\theta_i$ е изменението на предизвиканите завърания в цикъл i и $\Delta\theta_y$ е изменението на пластичните завъртания. Съответната диаграма е показана на Фиг. 6.8 за първия тест на всеки образец.



Фиг. 6.8: Сравнение на дисипираната енергия в първи и втори тест.

Един възможен енергетичен критерии за настъпване на разрушаване може да бъде задаването на константна стойност на параметъра η/η_0 (вероятно зависим от геометричните и материални характеристики на образеца), под която се приема достигане на разрушаване. Този критерий се използва от Castiglioni и Pucinotti (2009) и Agatino (1995), за да моделират разрушаването на стоманените компоненти. Както първоначално е предложено от Calado и Castiglioni (1996), един възможен опростен подход е да се зададе параметърът с константна стойност от 0,5. Тази граница е показана на диаграмата като пунктирна линия, която изглежда подходящо да съответства на експерименталните резултати, особено за накладки от устройствата с по-висока стойност на α. Същата диаграма показва още, че кривите на накладки A и D преминават тази граница по-рано през теста, във връзка с появата на първи цикъл в пластичен стадий. Тези накладки са склонни да губят устойчивост по-лесно, причинявайки по-изразен ефект на прищипване. Общо взето, резултатите показват, че съединенията с по-високи стойности на α показват по-добро поведение по отношение на коравина, носимоспособност, дисипирана енергия и натрупване на повреди. Устройства със стойности на α, близки до единица, обаче, чиято носимоспособност е близка до тази на комбинираната греда, предизвикват повече повреди извън съединението като не успяват да концентрират пластифицирането в предвидения участък. Такова поведение противоречи на една от началните концепции на устройствата. Следователно стойността на α трябва да бъде ограничена от горна граница, за да се предотврати развитието на пластични деформации в незаменяемите части.

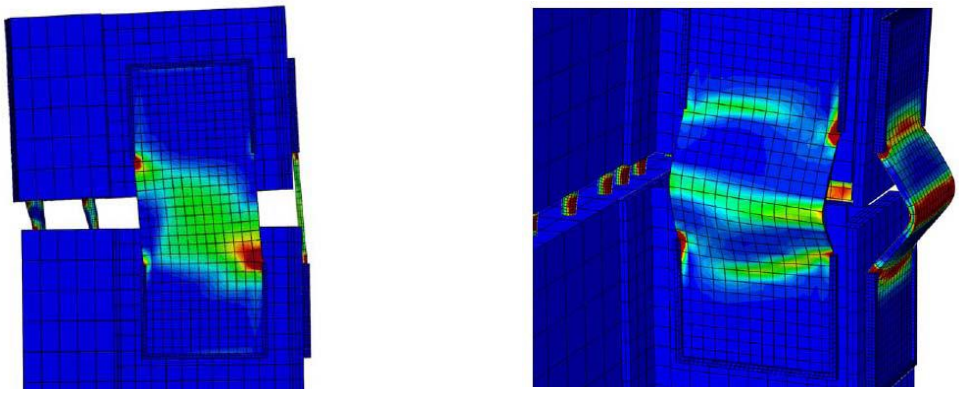
6.4 ЧИСЛЕНО МОДЕЛИРАНЕ НА ЗАВАРЕНИТЕ FUSEIS СЪЕДИНЕНИЯ ЗА ГРЕДИ

6.4.1 Предпоставки при моделиране.

Набор от числени модели с крайни елементи са разработени в ABAQUS с цел възпроизвеждане на експерименталните резултати. Тези модели предполагат, че както гредата, така и колоната притежават нужната коравина, за да се считат за твърди тела и че комбинираната греда има пълна връзка на взаимодействие за предаване на хлъзгането. Тъй като поведението на съединението - „бушон“ зависи предимно от пластифицирането и загубата на устойчивост на стоманените накладки, а при първите изпитвания не се наблюдават сериозни напуквания, бетонът се моделира с еластично поведение, което значително намалява изчислителното време (Espinha, 2011). Приетата зависимост на напрежения и относителни деформации за стоманата се основава на резултатите, получени от експериментални тестове на опън, проведени с проби, извлечени от стоманените профили. Характеристиките на стоманата са моделирани с линейно уякчаване и критерия за пластифициране на Von Mises, като се имат предвид разпоредбите на EN 1993-1-1 и EN 1993-1-5.

6.4.2 Оценка на резултатите

Фиг. 6.9(a) и (b) илюстрират пластичните деформации, които се развиват в съединението при положителен и отрицателен огъващ момент съответно.



(a) (b)

Фиг. 6.9: Развитие на пластични деформации в съединението при (a) положителен и (b) отрицателен огъващи моменти.

Фигурите показват пластичната деформация на съединението посредством контурно изображение на еквивалентните пластични деформации. Тези графики илюстрират способността на съединението да концентрира пластичността в накладките. Числените симулации са проведени с

нарастващо натоварване (монотонно) с контрол на преместванията, което позволява сравнение с експерименталните сумарни циклични натоварвания.

По принцип моделите повтарят експерименталното поведение с относително добра точност, особено под еластичния диапазон. По отношение на максималния момент се наблюдава по-изразено уякчаване в числения модел, тъй като моделът с крайни елементи се натоварва монотонно при недеформирано и неповредено състояние и по този начин не успява да възпроизведе намалението на носимоспособността с нарастване на циклите, което се наблюдава в експерименталната тестове. Що се отнася до коравината, моделът с крайни елементи е по-корав от този, който е тестван експериментално. Тази разлика в коравините е по-изразена за накладки C, E и F, които са сред последните експериментално тествани, което предполага, че разликата може да е следствие от загубата на еластична коравина, показана от тези образци, поради натрупването на повреди в незаменяемите части, напукване на бетона и нискоциклична умора.

Друг аспект, наблюдаван в числените резултати, е, че сеченията не остават равнинни, въпреки че пластичната нулева ос лежи близо до центъра на тежестта на армировката. Хипотезата на Бернули не е напълно валидна в този смисъл, което усложнява разработването на аналитични модели.

6.5 УКАЗАНИЯ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Заключенията от аналитичните и числените изследвания са обобщени в ръководството за проектиране, представено тук за практическо приложение. Ръководството за проектиране дава препоръки за избора на подходящи устройства като функция на най-важните параметри като конфигурация на рамката, сеизмична зона, спектър и по-общо търсената носимоспособност и деформация. Методологията за проектиране, описана в ръководството се основава на разпоредбите на EN1993-1-1, EN1994-1-1 и EN1998-1. Някои клаузи от EN1998-1 са пренаредени по подходящ начин, за да обхванат използването на съединението по нормалните разпоредби на стандарта. Ръководството включва и конструктивни детайли и препоръки.

6.5.1 Предварително проектиране

6.5.1.1 Предложена процедура

Известно е, че е по-сложно да се проектират елементи, които да издържат на сеизмични въздействия. Техните ефекти по отношение на разрезни усилия са трудни за предвиждане, защото степента на ефекта от въздействието зависи от механичните характеристики на елементите. Проектирането на

съединенията на гредите е по-скоро итеративна процедура. В този смисъл настоящият раздел има за цел да даде на проектанта някои препоръки относно предварителното проектиране на размерите на съединенията а гредите.

На първо място, тъй като съединенията се използват предимно, за да се поемат хоризонтални натоварвания (тяхното разположение трябва да бъде близо до нулевите точки за огъващите моменти от основна комбинация), напречното сечение на комбинираната греда трябва да се определи въз основа на крайни гранични състояния при основна комбинация на натоварване и приемане на рамка без съединения – „бушони“.

На второ място, сеизмичното проектиране на конвенционалната конструкция (без заварените FUSEIS съединения) трябва да се извърши с подходящ коефициент на поведение q. Получените огъващи моменти в мястото, където ще бъдат разположени съединенията ще се считат за проектни изчислителни моменти за съединенията. С тези стойности може да се изчислят и предварително зададените стойности на α^{+}, за да се провери дали те са приемливи или не. Проектирането на съединенията на гредите трябва да бъде направено така, че последователността на образуване на пластични стави да следва приблизително деформацията на конструкцията, причинена от сеизмичното въздействие.

На трето място, напречното сечение на поясната накладка на устройството може да се определи от проектния изчислителен огъващ момент за съединението и предвид това, че пластичната нулева ос е разположена близо до центъра на тежестта на горната и долната армировка.

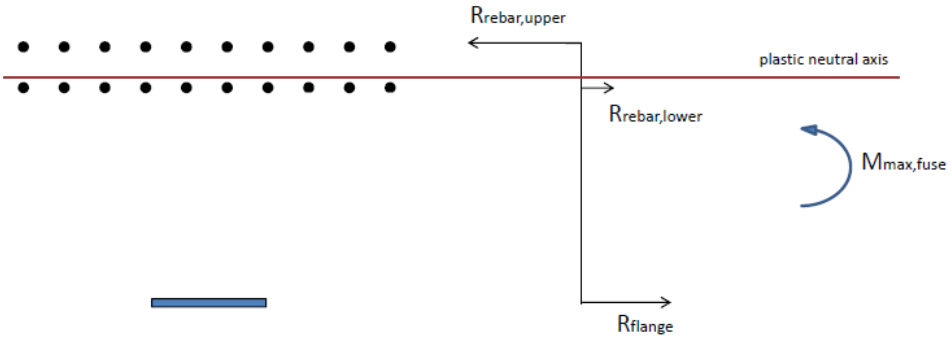
На четвърто място, междината на съединението и свободната дължина L_0 се определят така, че да позволят развитието на желаната ротация, без да се предизвика загуба на устойчивост на накладките или армировката и по този начин се осигурява дуктилността на съединението.

Пето, при условие че пластичната нулева ос остава приблизително на разглежданото място, горната и долната армировка, както и граничните положителен и отрицателен огъващ момент се изчисляват едновременно чрез модела, описан в точка 6.5.1.2. Изчислената площ на армировката трябва да се разглежда като долна гранична стойност. Може да се използват по-големи количества армировка, за да постигне по-консервативно проектиране, осигуряващо работа в еластичната област, стига деформацията в поясната накладка да е по-висока от тази при пластифициране. След това могат да се изчислят реалните стойности α^{+} и α^{-}. Не се препоръчва тези две стойности да имат големи разлики поради

отрицателното влияние върху поведението на конструкцията, тъй като диаграмата момент - завъртане трябва да бъде възможно най-симетрична.
Шесто, с максималните огъващи моменти в съединението могат да бъдат определени няколко неща: а) максималната срязваща сила може да бъде изчислена въз основа на равновесни съображения и приемане на постоянна срязваща сила по дължина на гредата по време на сеизмично въздействие. Това позволява проектирането на стеблените накладки, така че те да поемат изцяло срязваща сила. б) Дължината и необходимата площ за усилващите стеблени и поясни накладки, разположени в усилените зони на гредата могат да бъдат изчислени така, че да се гарантира, от една страна, тяхната носимоспособност за наложените въздействия и, от друга страна, незаменяемите части на гредата да работят само в еластичен стадий.
Накрая, пластичният огъващ момент и съответстващото му завъртане (следователно и коравината на съединението) могат да бъдат изчислени по метода, описан в 6.5.1.3. Полученото хистерезисно поведение на съединението се използва както в линейните, така и в нелинейните анализи на крайната конструкция, за да се извършат всички необходими за сигурността проверки.

6.5.1.2 Модел за определяне на носимоспособността

Максималният положителен огъващ момент може да се изчисли въз основа на схемата, показана на Фиг. 6.10. Тук се правят две приемания: (а) стеблените накладки не се отчитат и (б) моделът предполага хипотезата на Бернули за равнинните сечения.
Анализите на числените модели, обаче, показват, че деформацията по височината на напречното сечение на съединенията не е дори близка до линейната, което намалява и дори променя знака на диаграмата на нормалните напрежения, намалявайки използваната носимоспособност.
От друга страна, приемането на нелинейно разпределение на деформациите противоречи на философията на практичното проектиране, тъй като значително усложнява изчисляването на носимоспособността на съединенията – „бушони“.
За тази цел и като се има предвид, че намаляването на използваната носимоспособност може до известна степен да се компенсира с изключването на стеблените накладки от изчисленията, предложеният модел може да се разглежда като добро приближение за изчислението на максималния и минималния момент на устройството. Трябва да се отбележи, че Фиг. 6.10 е валидна за положителни моменти. За отрицателни моменти, посоката на силите и момента трябва да бъде обърната.



Фиг. 6.10: Модел за определяне на максималния положителен огъващ момент в зоната на устройството.

За положителни огъващи моменти:

Първо, с фиксирането на нулевата ос при пластифициране, граничната кривина на съединението се изчислява посредством задаване на граничната деформация на стоманата на поясната накладка. Максималната носимоспособност за осова сила на поясната накладка е $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot A$, където A е площта на напречното сечение, а $f_{u,flange}$ е границата на опън на стоманата на накладката.

На второ място, деформацията в горната и долната армировка може да се определи чрез линейна диаграма на относителните деформации. Като се има предвид, че армировката трябва да остане в еластичен стадий, напреженията в армировката могат да бъдат получени чрез умножаване на техните относителни деформации по еластичния модул E.

Трето, площта на горната и долната армировка се избират така, че да удовлетворяват равновесното състояние, изразено в (6.4). Предположението, направено за местоположението на нулевата ос при пластифициране, също се потвърждава безусловно чрез удовлетворяване на (6.4). Като отправна точка, площта на горната армировка трябва да бъде два пъти площта на поясната накладка. След това площта на долната армировка се изчислява така, че да се постигне равновесие.

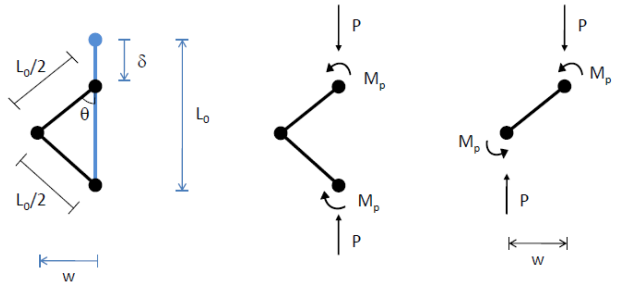
$$\sum_i R_i = 0 \tag{6.4}$$

където R_i е силата, която всеки елемент i понася.

Четвърто, знаейки силите във всеки един компонент, граничната носимоспособност на съединението за огъващ момент се изчислява с (6.5).

$$M_{max,fuse} = \sum_i R_i \cdot z_i \tag{6.5}$$

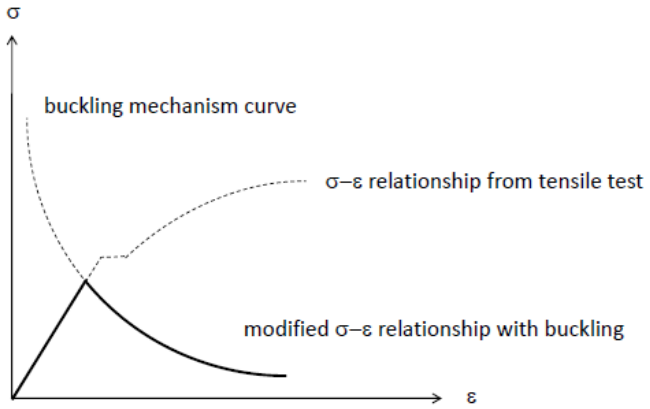
където z_i е рамото на всеки един елемент i.
Накрая, крайното завъртане от положителен момент може да бъде получено чрез умножаване на граничната кривина на съединението и свободната дължина на накладките на устройството.
За отрицателни огъващи моменти:
Трябва да се обърне допълнително внимание на оценката на максималното напрежение на натиск на пояса, поради ефектите на изкорубване. Определянето на тази стойност може да се извърши въз основа на модела, предложен от Gomes и Appleton (1992), който е представен на Фиг. 6.11. Полученият израз е даден в (6.6).



Фиг. 6.11: Пластичен механизъм

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0}\frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} \tag{6.6}$$

където A е площта на напречното сечение на накладката на устройството, σ максималното натисково напрежение, L_0 е свободната неподпряна дължина, M_p пластичния огъващ момент на поясната накладка и ε е относителната деформация. Взаимодействието напрежения – относителни деформации на стоманата на пояса при натиск е получена след това и е показана на Фиг. 6.12.



Фиг. 6.12: Дефиниране на модифицираната крива $\sigma - \varepsilon$ с отчитане загубата на устойчивост.

За да се опрости изчислението на отрицателния клон на хистерезисната крива на съединението, настоящият документ приема, че максималното напрежение на натиск на поясната накладка е равно на границата на провлачане на стоманата. Това предполага, че максималното напрежение при натиск е минималното между две стойности: напрежението при загуба на устойчивост или границата на провлачане на стоманата.
Мобилизираната натискова сила след това се определя чрез умножаване на полученото натисково напрежение и площта на поясната накладка. Накрая, отрицателният огъващ момент се апроксимира до произведението на резултантната натискова сила и разстоянието между центровете на тежестта на накладката и армировката.
Срязваща сила:
Що се отнася до стеблените накладки, които трябва да издържат единствено на срязване, тяхната носимоспособност на срязване трябва да взема предвид възможността за загуба на устойчивост от срязване, съгласно т. 5.2 от EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}} \tag{6.7}$$

където h_w е височината на напречното сечение на стеблената накладка, t_w е дебелината на напречното сечение на стеблената накладка, $f_{y,w}$ е границата на провлачане на стоманата на стеблените накладки, χ_w е коефициент на устойчивост.
Стойността на χ_w е равна на 1.0 ако е изпълнено следното условие:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta}\sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}} \tag{6.8}$$

Където η е параметър, който трябва да се приеме равен на 1,2, както се препоръчва от нормативния документ. Следва да се отбележи, че уравнението е валидно само за незакоравени накладки.

6.5.1.3 Модел за коравината.

Методологията за изчисляване на коравината на заварените съединения също се основава на схемата на модела на носимоспособност. Моментът при пластифициране, кривината и първото приближение на завъртането при пластифицране могат да бъдат получени, след като е известен центърът на коравина, като се приеме, че в поясната накладка напреженията са достигнали границата на провлачане на стоманата.

След това завъртането при пластифициране се коригира с коефициент, за да се отчете намаляването на коравината, вследствие деформациите от срязване. Получената стойност на коефициента, калибрирана въз основа на лабораторните констатации, представени в глава 3, е 6,26.
Тази стойност е калибрирана за интервал от размери на накладката, които варират от 10x80 mm^2 до 12x150 mm^2. Препоръчва се да се обърне особено внимание, когато се проектират съединения с размери на накладките извън посочения интервал. Въпреки това е извършен и анализ на чувствителността, за да се провери как вариацията на калибрираната стойност влияе на глобалното поведение на конструкцията. Наблюдаваните ефекти от тази вариация върху глобалното поведение на конструкцията са много малки и следователно могат да бъдат пренебрегнати.

6.5.2 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

Правилата за проектиране са предназначени да гарантират, че пластифицирането се развива първо в съединенията, преди да се развие пластифициране или разрушение другаде. В този смисъл, проектирането на рамки със заварени FUSEIS съединения се основава на предположението, че съединенията са в състояние да дисипират енергията чрез образуването на пластични механизми на завъртане (пластични стави).

6.5.2.1 Моделиране и предварителна стойност на коефициента на поведение.

Рамкови конструкции със заварени FUSEIS съединения може да бъде моделирана с линейно-еластичен модел чрез въвеждане на подходящи ротационни пружини в двата края на гредите. Коравината на пружините трябва да бъде равна на тези, определени в 5.1.3. Получените разрезни усилия от анализа се разделят с коефициента на поведение *q*. Тъй като само гредовите съединения се очаква да имат нееластично поведение, коефициентът на поведение *q* зависи главно от резервите на дуктилност на „бушоните“ и от вида на конструкцията и нейната регулярност. Някои предварителни насоки за коефициента на поведение са дадени тук, но следва да се извършат по-нататъшни изследвания с нелинеен анализ, за да се оцени правилно неговата стойност. В общия случай, когато възлите греда - колона осигуряват достатъчна коравина, без да предизвикват сериозни ефекти от втори ред, стойността на *q* може да се приеме за 4.0 и 5.0 съответно за среден и висок клас на дуктилност. В случаите, когато общата коравина на конструкцията е много ниска, за да поеме наложените премествания, конструкцията трябва да се разглежда подобна на тип обърнато махало с коефициент на поведение 2.0.

6.5.2.2 Анализ и проверка на безопасността

Статичният линеен анализ се извършва с постоянни и временни товари, а елементите от главната рамка се проектират съгласно изискванията на EN1993-1-1 за КГС и ЕГС. Конвенционалният метод за изчисляване на разрезни усилия при сеизмично въздействие е да се извърши мултимодален спектрален анализ, като броят на формите на трептене, разглеждани във всяко направление, е такъв, че сумата на модалните маси да е най-малко равна на 90% от общата сеизмична маса.

6.5.2.2.1 Ефекти от втори ред.

Възможното влияние на ефектите от втори ред трябва да се контролира чрез ограничаване на коефициента за чувствителност на междуетажните премествания *θ* под граничните стойности, дадени в стандарта. Коефициентът *θ* се изчислява от (6.9) за всеки етаж за двете посоки X и Y на сградата.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \tag{6.9}$$

където P_{tot} е общият вертикален товар от разглежданото ниво и всички нива над него, от сеизмична изчислителна комбинация на товарите, V_{tot} е сеизмичната срязваща сила за етажното ниво, d_r е междуетажното преместване, а h_{story} е височината на разглеждания етаж.

Съгласно изискванията на нормите, коефициентът за чувствителност към междуетажни премествания следва да се ограничи до $\theta \leq 0.1$, ако се пренебрегват ефектите от втори ред. Ако $0.1 < \theta < 0.2$, ефектите от втори ред могат приблизително да бъдат взети предвид, като се умножат съответните ефекти от сеизмично въздействие с коефициент, равен на $1/(1-\theta)$. Ако $0.2 < \theta < 0.3$ се прилага по-точен анализ от втори ред. Във всеки случай стойността трябва да бъде по-малка от 0.3.

6.5.2.2.2 Ограничение на междуетажните премествания

При линеен еластичен анализ реалните премествания, предизвикани от сеизмично въздействие d_s, се изчисляват въз основа на еластичните деформации d_e на конструктивната система чрез израза:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{6.10}$$

Междуетажното преместване d_r се дефинира като разликата между средните стойности на страничното преместване в горната и долната част на разглеждания етаж. В зависимост от типа на неконструктивните елементи (крехки или дуктилни материали, или без влияние върху тех от конструкцията) и класът на значимост на сградата, междуетажното преместване d_r се сравнява със съответни стойности дадени в стандарта.

6.5.2.2.3 Проверка на дисипативните елементи

Заварените FUSEIS съединения трябва да могат да поемат разрезните усилия от най-неблагоприятната сеизмична комбинация и да работят в условитя на едновременно действие на осови сили, срязване и огъващ момент. На първо място трябва да се провери дали носимоспособността на огъване и срязване не трябва да се намали, вследствие наличната натискова сила с уравнението (6.11)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \leq 0.15 \tag{6.11}$$

където N_{Ed} е изчислителната осова сила, а $N_{pl,fuse,Rd}$ е изчислителната носимоспособност за осови сили на завареното FUSEIS съединение.

Проверката за срязващите сили трябва да се извърши по правилата на капацитивното проектиране, вземайки предвид, че пластичните стави се развиват едновременно в двата края на ригела от рамката с корави възли. Трябва да се отбележи, че носимоспособността на срязване на завареното FUSEIS съединение е прието да се осигурява единствено и само от стебелените накладки.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \leq 1.0 \tag{6.12}$$

където $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$ е срязващата сила при капацитивно проектиране, $M_{max,fuse}$ е носимоспособността за огъващ момент на съединението, $L_{fuses,ij}$ е разстоянието между съединенията в една греда, а $V_{pl,fuse,Rd}$ носимоспособността на срязване на стеблените наклдки в съединението.

Проверката за огъване трябва да се изпълни по следния начин:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \leq \frac{1}{\Omega} \leq 1.0 \tag{6.13}$$

където M_{Ed} е изчислителният огъващ момент, $M_{max,fuse}$ е носимоспособността за огъващ момент на съединението, а Ω е коефициент на запаса на носимоспособност.

6.5.2.2.4 Хомогенно дисипативно поведение

За да се постигне хомогенно дисипативно поведение на цялата конструкция, трябва максималната стойност на коефициента Ω за цялата конструкция да не се различава от минималната с повече от 25%.

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1.25 \tag{6.14}$$

6.5.2.2.5 Завъртания в съединението

За да се гарантира, че завъртането в съединението – „бушон“ няма да надхвърли максималната стойност, получена по експериментален път, е решено то да бъде ограничено до 3%. Предвид, че то може да се приблизително да се обвърже с междуетажното преместване, това налага ограничение на междуетажното преместване до 3%.

6.5.2.2.6 Проверка на недисипативните елементи.

Недисипативните елементи (колони, комбинирани греди) трябва да бъдат оразмерени капацитивно с увеличени стойности на разрезните усилия спрямо тези получени от анализа с най-неблагоприятна сеизмична комбинация, за да се подсигури, че разрушението ще се реализира в заварените FUSEIS съединения.

Капацитивно завишените разрезни усилия се получават по формулите:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{\mathrm{Ed},E} \tag{6.15}$$

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \tag{6.16}$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \tag{6.17}$$

където $N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ и $V_{Ed,G}$ са съответно осовата сила, срязващата сила и огъващият момент, получени от несеизмичните въздействия и товари включени в изчислителната сеизмична комбинация. $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ и $V_{Ed,E}$ са съответно осовата сила, срязващата сила и огъващият момент, получени от изчислителното сеизмично въздействие. $\Omega = \min \Omega_i = \min\{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$ е най-малкият запас от носимоспособност от всички зарени FUSEIS съединения в конструкцията, виж (6.14). $\gamma_{ov} = 1.25$ е коефициент на завишена носеща способност, виж (6.1).

6.5.3 Проектиране с нелинеен анализ (Pushover)

Моделът, използван за еластичния анализ, трябва да бъде коригиран, така че да включва поведението на елементите и след еластичния стадий,

очаквани механизми на пластифициране и разпределение на повредите. Характеристиките на възлите при недисипативните елементи трябва да се изчисляват съгласно разпоредбите на съответните норми (напр. FEMA-356). Характеристиките на пластичните стави в гредите трябва да са като за стави, отчитащи само огъващ момент (M3 hinge), докато тези в колоните трябва да работят при наличието едновременно на осова сила и огъваш момент (P-M3 hinges).

6.6 ПРОСТРАНСТВЕН 3D АНАЛИЗ

В този раздел уравненията, характеристиките на елементите, препоръките за проектиране, основните проверки и предложеният коефициент на поведение, включени в ръководството за проектиране, ще бъдат проверени с числени изследвания на пространствени 3D модели на конструкцията със заварени FUSEIS съединения на гредите, с помощта на софтуерен продукт *SAP2000*.

6.6.1 Описание на изследваните рамки

6.6.1.1 Геометрия

За пример е взета 8-етажна сграда с комбинирана стомано-стоманобетонова конструкция, разрезите за представени на Фиг. 6.13(a) и (b), а план на сградата на Фиг. 6.14. Съставен е пространствен 3D модел на конструкцията, но е изследван само в направление Y.

Състои се от рамки с корави възли с по три отвора от по 8 метра в двете направления X и Y. Височината на всички етажи е еднаква, равна на 4 метра и рамките са запънати във фундамента. Фиг. 6.15 показва размерите на приетата комбинирана плоча, а моделирането на комбинираното действие плоча-греда е обяснено в т.6.6.1.4. Използваните материали и сечения са:

В направление Y – рамка с корави възли:

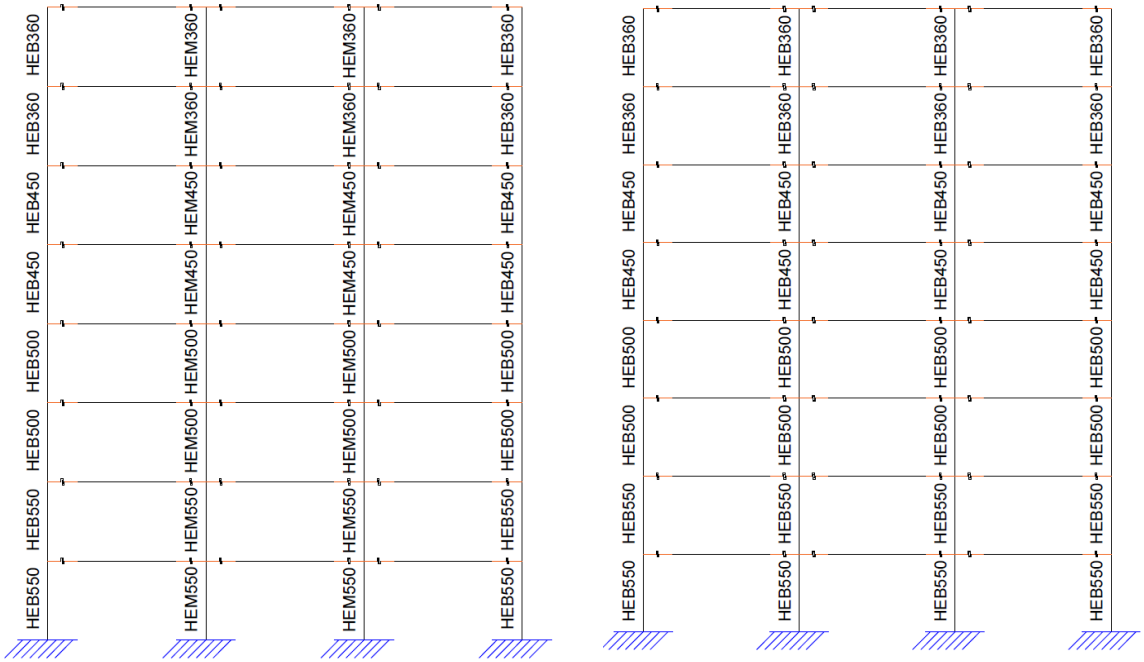
- Комбинирани греди IPE450 (стомана клас S275 и бетон C25/30, A500 NR);
- Комбинирани греди HEA200 (стомана клас S355 и бетон C25/30, A500 NR) – поемат само вертикални товари;
- Колони от стомана клас S355 (разположени по „силната“ ос);

В направление X (не е изследвано) – предполага се връзкова система:

- Греди IPE500 (стомана клас S355);
- Колони от стомана клас S355 (разположени по „слабата“ ос);
- Връзки 2UPN120 и 140 /15/ от стомана клас S355.

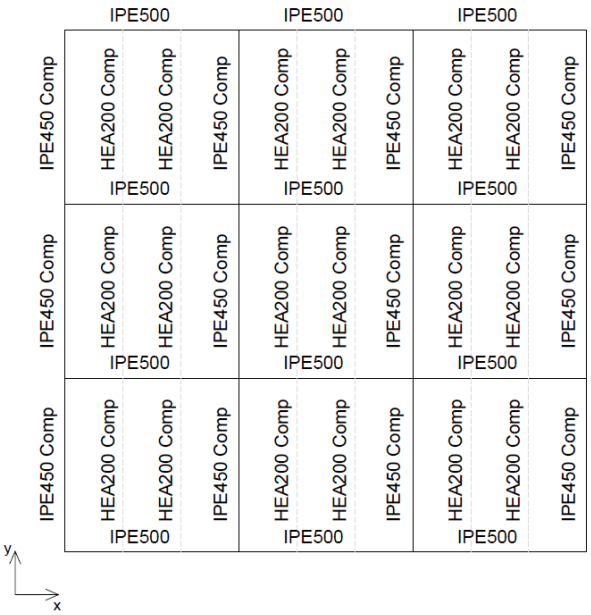
Заварените съединения са разположени на разстояние 0.75 m от възела греда-колона, докато усилването на гредите достига на разстояние и до 1.5 m от същите възли. Дисипативните елементи са от по-нисък клас стомана (S235) в сравнение с другите елементи от конструкцията. В

Таблица 6.7 са обобщени приетите размери на съединенията.

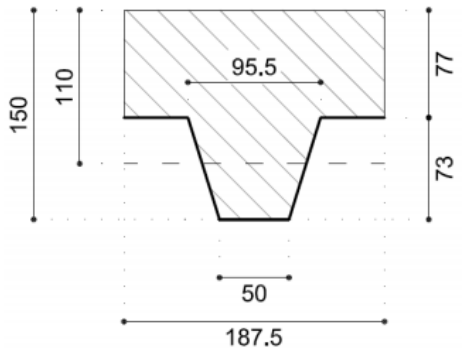


(a) (b)

Фиг. 6.13: Разрези на конструкцията: (a) вътрешни рамки и (b) външни рамки. Усилените части на гредите са показани в оранжево, а черните точки в тях са заварените FUSEIS съединения.



Фиг. 6.14: План на сградата (усилените зони от гредите и заварените FUSEIS съединения не са показани)



Фиг. 6.15: Схематично представяне на комбинираната плоча

Таблица 6.7: Размери на накладките и армировката в зоната на съединенията.

Етаж	Размери на поясните FUSE накладки		Горна армировка	Долна армировка	Размери на стеблените FUSE накладки	
-	b_f (mm)	t_f (mm)	(mm)	(mm)	h_w (mm)	t_w (mm)
1 до 4	170	12	12Φ16	8Φ10	170	8
5 до 6	170	10	12Φ16	8Φ12	170	8
7 до 8	170	8	12Φ16	12Φ12	170	8

6.6.1.2 Натоварване

Товарите са изчислени съгласно EN1991-1-1, EN1993-1-1 и EN1994-1-1, и включват собствено тегло на конструкцията, постоянни товари, експлоатационни товари, фасадно ограждане и леки преградни стени.

Таблица 6.8: Стойности на приложените вертикални товари

Категория товар	Вид товар	Стойност
Собствено тегло	Комбинирана плоча с ламарина за оставащ кофраж	2.75 kN/m
Постоянни товари	Инсталации и окачени тавани	0.70/1.00 kN/m2[17]
	Фасадни стени	4.00 kN/m
Експлоатационни товари	Офисни помещения (Class B)	3.00 kN/m2[18]
	Леки преградни стени	0.80 kN/m2

Сеизмичното въздействие се изчислява съгласно EN1998-1 със съответните параметри, дадени в Таблица 6.9.

[17] 0.70 kN/m^2 за етажите и 1.00 kN/m^2 за покрива *(бел.прев.)*.

[18] Покривът е приет като такъв с достъп, съгласно т.6.3.4.1(2) of *EN1991-1-1* и има същото експлоатационно натоварване както обслужващите етажни нива *(бел.прев.)*.

Таблица 6.9: Стойности за параметрите на сеизмичното въздействие

Коефициент за значимост (Кат. II)	γ_I=1.00
Ускорение на земната основа	agr=0.30g
Тип почва	C
Smax	1.15
T_B	0.20 sec
T_C	0.60 sec
T_D	2.00 sec

6.6.1.3 Комбинации на товарите

Следвайки разпоредбите на EN1990, проверката по крайни гранични състояния трябва да се изпълни както за основна, така и за сеизмична комбинация, които са дадени съответно с формули 6.10 и 6.12b от EN1990. В допълнение, общата маса на конструкцията, за изчисление на сеизмичното въздействие, трябва да бъде определена по формула 3.17 от EN1998-1. В Таблица 6.10 са изведени всички коефициенти за комбиниране на товарите.

Таблица 6.10: Коефициенти, използвани за комбниране на товарите.

Коефициент	Стойност
γ_G	1.35
γ_Q	1.50
Ψ_2 Офисни помещения (Кат. B)	0.30
Ψ_2 Покрив	0.00
φ Етажи със свързано обитаване	0.80
φ Покрив	1.00

6.6.1.4 Моделиране

Конструкцията е моделирана с гредови крайни елементи и разпределената етажна маса се приема приложена в центъра на тежестта на елементите. Този подход опростява изчислението на модела и се счита за приемливо приближение поради следните фактори: (а) конструкцията има напълно регулярна геометрия (симетрична в двете направления и без промяна по височина), (б) масата на всеки етаж е добре разпределена, поради което отпада нуждата да се проверява вертикалната компонента на сеизмичното въздействие[19] и (в) коравината в равнината на комбинираната плоча е

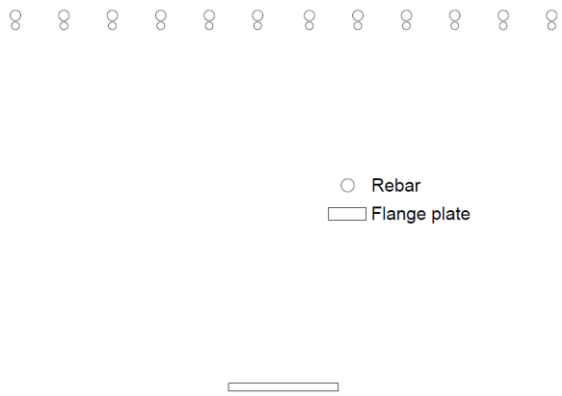
[19] Конфигурацията на конструкцията не предполага да се отчита вертикална компонента на сеизмичното въздействие (*бел. прев.*).

достатъчно голяма, за да осигурява диафрагмено действие на плочите на всеки етаж.

Програмата *SAP2000* предлага широк набор от стоманени профили за използване в гредовите елементи. За да се моделира, обаче, връзката между стоманените греди IPE500 или HEA200 и бетоновата плоча при комбинираните сечения, е необходимо да се дефинира отделно напречно сечение с модула за направа на сечения, наличен с програмата. Дефинирани са два типа напречни сечения за моделиране на зоните с положителен и отрицателен огъващ момент. При положителен огъващ момент бетонът може да се счита за ненапукан и тогава той влиза в напречното сечение с ефективна ширина, определена по т.5.4.1.2(5) от EN1994-1-1. При отрицателен огъващ момент в бетона се появяват пукнатини и в напречното сечение се взема само армировката от плочата. С въвеждането на заварените FUSEIS съединения, гредите в зоните с отрицателен огъващ момент са усилени с допълнителни накладки по стеблото и пояса. На Фиг. 6.16(a) и (b) са показани моделираните сечения за зоните с положителен и отрицателен огъващ момент.

Фиг. 6.16: Напречни сечения на гредите от коравите рамки за зоните с (a) положителен и (b) отрицателен огъващ момент.

За линейния еластичен анализ заварените съединения са моделирани с опорни връзки с опция за въвеждане на ротационна коравина. Тя е определена по методологията описана в т.5.1.3, а компонентите са показани на Фиг. 6.17.



Фиг. 6.17: Напречно сечение на заварено FUSEIS съединение за определяна на носимоспособност и коравина.

6.6.2 Линеен еластичен анализ

6.6.2.1 Спектрален анализ

Извършен е мулти модален спектрален анализ и резултатите са обобщени в Таблица 6.11. Първите три форми, които са транслационни по Y, активират над 90% от масата.

Таблица 6.11: Периоди и коефициенти за участие на масата.

Форма	Период (s)	Коефициент за участие на масата	Сумарен коефициент за участие на масата
1	1.942	0.775	0.775
2	0.629	0.108	0.883
3	0.344	0.046	0.929

Съгласно EN1998-1 за периоди по-високи от T_D,[20] долната граница на проектния спектър за хоризонтални ускорения трябва да бъде проверена по (6.18):

$$S_d(T)\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2.5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{6.18}$$

където $S_d(T)$ е спектралното ускорение, q е коефициентът на поведение, взет със стойност 4, а останалите параметри са описани в таблица Таблица 6.9. Тъй като полученото спектрално ускорение е под долната граница,

[20] В конкретният случай първият период на свободни трептения е незначително по-нисък от ъгловия период T_D. Авторите са го изтълкували като равен или по-голям, което променя незначително крайният резултат (*бел. прев).*

определена от коефициента β, поради високия период на трептене на конструкцията, то е корекция за завишаване на спектралната стойност. Пълната срязваща сила в основата V_{tot}, вертикалния товар P_{tot}, тяхното съотношение и долната граница са дадени в Таблица 6.12.

Таблица 6.12: Проверка на долната граница на проектния еластичен спектър

V (kN)	P (kN)	V/P	Долна граница
1463.36	25256.26	0.058	0.060

6.6.2.2 Проектиране за сеизмично въздействие

6.6.2.2.1 Ограничаване на междуетажните премествания

Предвид, че сградата има дуктилни неконструктивни елементи, ограничението на междуетажните премествания трябва да се повери по следната формула:

$$d_r \cdot \nu \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03\, m \tag{6.19}$$

където $\nu = 0.5$ е редукционен коефициент на изчислителното преместване, зависещ от коефициента на значимост (в случая за обикновени сгради), а h е етажната височина. В Таблица 6.13 са дадени резултатите от проверката за всички етажи. Максималното междуетажно преместване може да се получи като се махне коефициентът ν от израза $d_r \cdot \nu$ за 3-тия етаж и резултатът се раздели на етажната височина. То се получава 1,45% и е по-малко от максималното установено завъртане в съединенията.

Таблица 6.13: Ограничение на междуетажните премествания

Етаж	$d_r \cdot \nu$	$0.0075 \cdot h$	Проверка
0	0.0000	0.03	TRUE
1	0.0138	0.03	TRUE
2	0.0260	0.03	TRUE
3	0.0289	0.03	TRUE
4	0.0271	0.03	TRUE
5	0.0245	0.03	TRUE
6	0.0204	0.03	TRUE
7	0.0167	0.03	TRUE
8	0.0100	0.03	TRUE

6.6.2.2.2 Ефекти от втори ред

Ограничение на ефектите от втори ред тук е основна задача при оразмеряването на колоните и гредите. Проверката се прави по формула

(6.9). Въпреки, че коефициентът за чувствителност е по-висок от 0.2 при 3-тия етаж, стойността не надвишава максималната, дефинирана в стандарта (0.3). Неоходими са, обаче, допълнителни изследвания с нелинеен pushover анализ.

Таблица 6.14: Проверка за ефекти от втори ред

Етаж	Θy	Θy < 0.1	Θx < 0.2
1	0.115	FALSE	TRUE
2	0.199	FALSE	TRUE
3	0.208	FALSE	FALSE
4	0.181	FALSE	TRUE
5	0.144	FALSE	TRUE
6	0.101	FALSE	TRUE
7	0.066	TRUE	TRUE
8	0.030	TRUE	TRUE

6.6.2.2.3 Проверка на заварените FUSEIS съединения

Заварените FUSEIS съединения се проектират за огъващия момент в комбинираните греди на стандартна конструкция, но имайки предвид и стойностите на α^+ и α^-. В Таблица 6.15 са дадени проверките на съединенията за всеки етаж и техния съответен запас на носимоспособност $\Omega = M_{max}/M_{ed}$,

Таблица 6.16 представя стойностите на α^+ и α^- за всеки тип съединение и Таблица 6.17 представя проверките за срязваща сила.

Таблица 6.15: Проверка на огъващите моменти

Етаж	M_{Ed}	M_{Rd} (-)	M_{Rd} (+)	Използвае-мост при (-)	Използвае-мост при (+)	Ω (-)	Ω (+)
1	173.65	272.77	423.38	0.64	0.41	1.57	2.44
2	217.32	272.77	423.38	0.80	0.51	1.26	1.95
3	219.41	272.77	423.38	0.80	0.52	1.24	1.93
4	207.02	272.77	423.38	0.76	0.49	1.32	2.05
5	182.59	226.91	365.06	0.80	0.50	1.24	2.00
6	161.81	226.92	365.06	0.71	0.44	1.40	2.26
7	117.99	162.73	292.83	0.73	0.40	1.38	2.48
8	72.99	162.73	292.83	0.45	0.25	2.23	4.01

Таблица 6.16: Стойности на α^+и α^-

Етаж	α^- ($M_{pl} = 511\ kNm$ за гредата)	α^+ ($M_{pl} = 841\ Nm$ за гредата)
170 x 12	0.5338	0.5034
170 x 10	0.4441	0.4341
170 x 8	0.3185	0.3482

Таблица 6.17: Проверка на срязващите сили

Етаж	V_{Ed} капацитивно	V_{Ed} гравитачно	V_{Ed} проектно	V_{Rd}	Използв.
1	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
2	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
3	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
4	107.10	42.30	149.40	184.52	0.81
5	91.07	42.30	133.37	184.52	0.72
6	91.07	42.30	133.37	184.52	0.72
7	70.09	42.30	112.39	184.52	0.61
8	70.09	42.30	112.39	184.52	0.61

6.6.2.2.4 Хомогенно дисипативно поведение

С изключение на последния етаж, отношението $\max\Omega / \min\Omega$ дава стойност 1.26 за отрицателни моменти. Макар и малко над ограничителната стойност, може да се каже, че конструкцията има доста добро хомогенно дисипативно поведение.

6.6.2.2.5 Проверка на недисипативните елементи

Усилените греди и техните отвори са проектирани, така че да позволят пълно развитие на пластични стави в съединенията и следователно те удовлетворяват проверките за сигурност при сеизмично въздействие. Тъй като колоните са проектирани за основна комбинация на товарите, те трябва да се проверят капацитивно (Таблица 6.18). Стойностите на разрезните усилия се получават по формули от (6.15) до (6.17). Няма нужда да се намалява носимоспособността на огъване, вследствие срязването, защото отношението на срязващи сили към носимоспособност за срязващи сили в пластичен стадии е по-малко от 0.5.

Таблица 6.18: Проверка на носимоспособността на недисипативните елементи

Колона	Ped (kN)	Vz,ed (kN)	Vy,ed (kN)	Mx,ed (kNm)	My,ed (kNm)	Mny,rd (kNm)	Mnx,rd (kNm)	Използв.
HEM360	315.60	144.81	27.45	54.92	344.82	1771.10	689.41	0.12
HEM450	687.35	195.19	29.38	58.97	439.36	2247.51	688.35	0.12

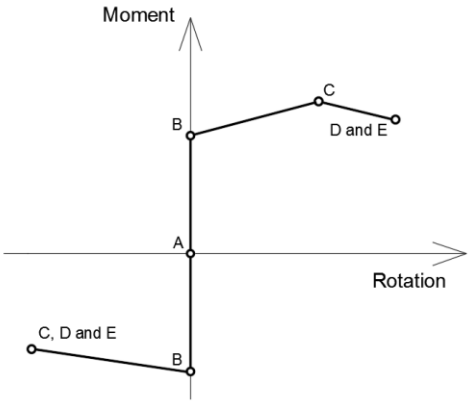
HEM500	1059.66	238.04	29.44	59.27	490.85	2518.37	685.86	0.12
HEM550	1431.29	267.31	16.15	44.35	1089.44	2816.22	687.64	0.21

6.6.3 Нелинеен статичен анализ (Pushover)

6.6.3.1 Оценка на нелинейното поведение на сградата

Нелинейният статичен (pushover) анализ е проведен, за да се провери механизмът на разрушение и коефициентът на поведение, използвани в линейния анализ. Показаните резултати съответстват на модално и равномерно разпределение на хоризонталните сили, и при двете решения с включени P-delta ефекти.

Задаването на пластични стави при недисипативните елементи бе обяснено в т.5.3. Що се отнася до заварените FUSEIS съединения, при тях са зададени нелинейни платични стави с отчитане на гъвването (тип M3), а тяхните характеристики са определени при калибрирането на експерименталните резултати и аналитичните изследвания (също обяснени в настоящия документ). На Фиг. 6.18 е представена диаграма момент-завъртане за едно от заварените FUSEIS съединения. За пластичните стави е избрана хистерезисна крива от линеен тип с характерни точки.



Фиг. 6.18: Диаграма момент-завъртане за пластична става на заварено FUSEIS съединение

Таблица 6.19: Характеристики на пластична става при съединение с поясна накладка 170 x 10. SF – мащабен коефициент

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
C	-0.750	-10.453
B	-1.000	-1.000
A	0.000	0.000
B	1.000	1.000
C	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hogging and sagging	
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hogging and sagging	

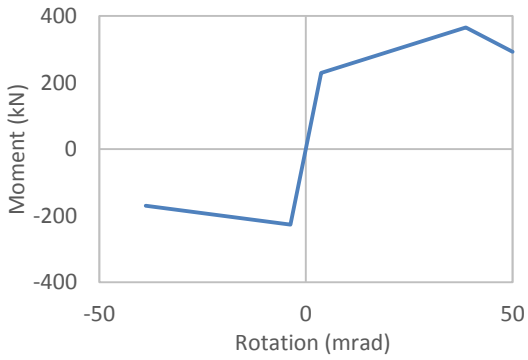
Тези стави притежават максимално завъртане от 38 до 40 mrad, което е повече от посоченото в стандарта минимално завъртане. Критериите за сигурност при определяне на точките на поведение на ставата са определени

съгласно Таблица 6.20, което представлява приблизително 10, 60 и 80 процента от граничното завъртане в съединението.

Таблица 6.20: Стойности на критериите за сигурност

Гранично състояние	Immediate Occupancy (IO)	Life Safety (LS)	Collapse Prevention (CP)
Завъртане в ставата SF	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8

Капацитивна крива с използване на модел с нелинейни пружинни характеристики от типа “link” е получена и срванена с капацитивна крива, получена чрез феноменологияни модели на пластични стави. Характеристиките на нелинейните пружини, еквивалентни на тези, използвани за модела с пластични стави са дадени на Фиг. 6.19 и в Таблица 6.21. Трябва да се отбележи, че падащият клон от положителната страна (горен десен квадрант на графиката) е водещ за симулиране на поведението на конструкцията за спад на носимоспособност след настъпване на пластифициране в накладките, докато падащия клон откъм отрицателната страна (долен ляв квадрант) се стреми да симулира в известна степен загубата на носимоспособност поради изкорубване на накладките.

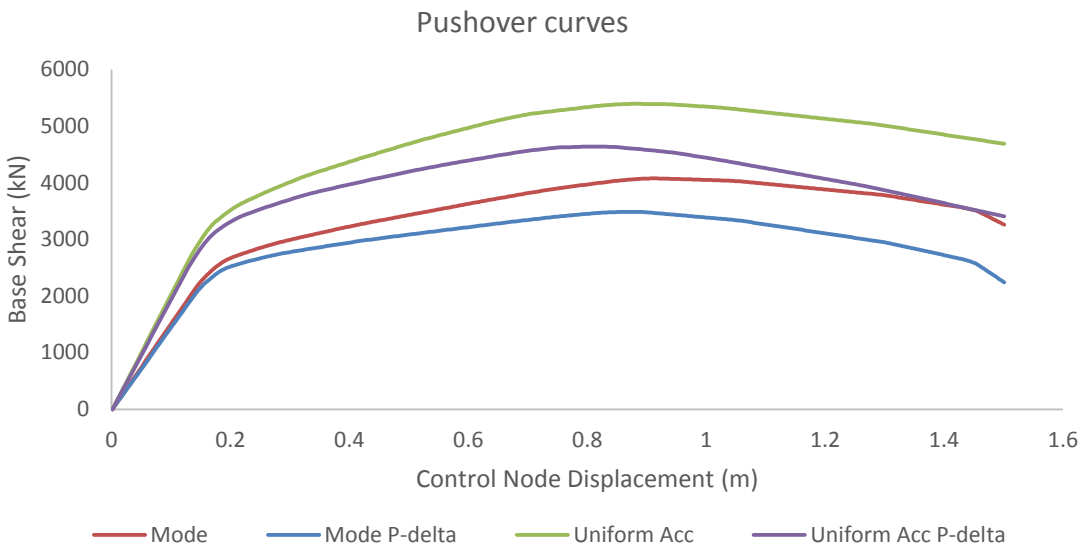


Фиг. 6.19: Диаграма момент- завъртане за пружина на заварено FUSEIS съединение

Таблица 6.21: Характеристики на пружина при съединение с поясна накладка 170 x 10.

Point	Rotation (rad)	Moment (kNm)
1	-0.0387	-170.187
2	-0.0037	-226.916
3	0.0000	0.0000
4	0.0037	228.9388
5	0.0387	365.0577
6	0.0500	292.0461
Stiffness for linear analysis cases	61816 kNm/rad	

Получените капацитивни криви чрез модел с нелинейни пружини тип „link” са показани на Фиг. 6.20.



Фиг. 6.20: Капацитивни криви от модел с пружини тип „link”

По-подробно тук е разгледана кривата. модалното разпределение на силите с включени P-Δ ефекти. Показани са съответната точка на поведение[21] (performance point) и последователността на формиране на пластични стави. Резултаите от СНА ще бъдат сравнени с резултатите от линейния еластичен анализ.

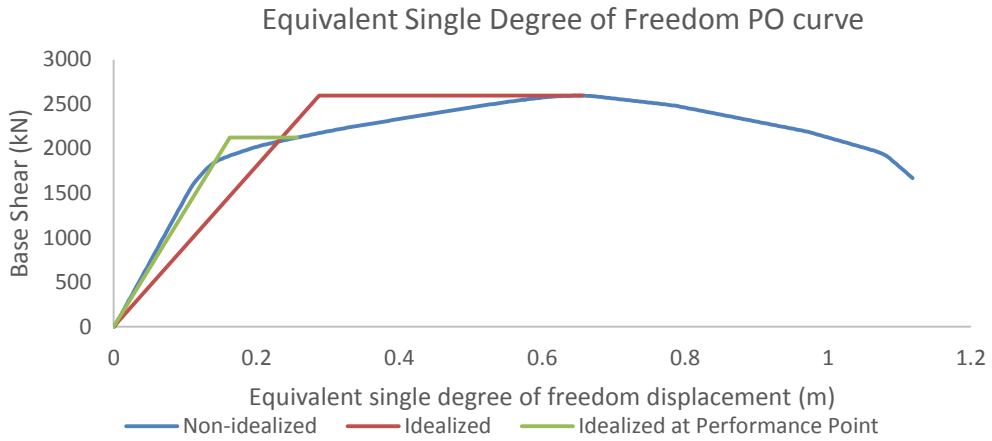
Точката на поведение е изчислена посредством метода N2, залегнал в Еврокод 8. Полученото преместване, съответстващия му периодът и необходимият коефициент на поведение (определен с Метод 1, предложен от POLIMI[22]) са представени в Таблица 6.22. Идеализираната билинейна апроксимация и неидеализраната капацитивна крива на еквивалентната конструкция с една степен на свобода са илюстрирани на Фиг. 6.21.

Таблица 6.22: Характеристики на Performance point

Целево преместване (м), съответстващо на точката на поведение	Съответстващ период на идеализираната система с една степен на свобода T* (s)	Необходим коефициент на поведение q за точката на поведение
0.345	2.048	2.155

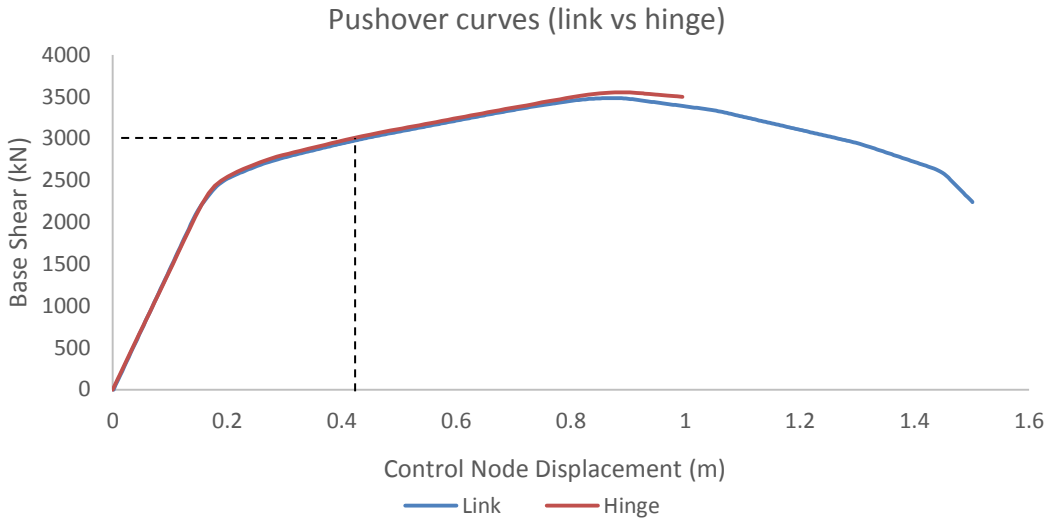
[21] Под точка на поведение в настоящото изложение се разбира, точката от капацитивната крива отговаряща на целевото преместване получено чрез N2 метода залегнал с Еврокод 8 (*бел. прев.*).

[28]. Методът е предложен от Politecnico di Milano (POLIMI) и е представен в Приложение А



Фиг. 6.21: Капацитивна крива на конструкция с една степен на свобода и идеализирани билинейни апроксимации

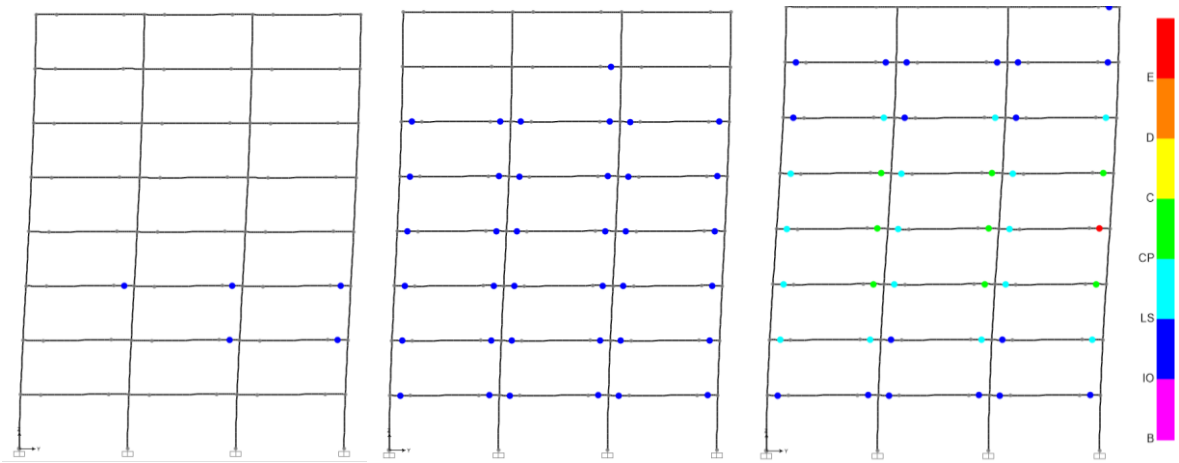
На Фиг. 6.22 е показано, че капацитивните кривите, получени от двата модела (с нелинейни пружини тип „link" и с пластични стави) почти напълно съвпадат. Следователно, последователността на формиране на пластични стави, при достигане на целевото преместване може директно да се определи от модела с пластични стави.



Фиг. 6.22: Сравнение на капацитивните криви, получени по двата метода.

Разпределението на пластичните стави при първо пластифициране, при състояние на достигане на целевото преместване (достигане на точката на поведение) и при първо разрушение в пластична става от СНА са дадени на Фиг. 6.23(a) до (c). Първо пластифициране се проявява в заварено FUSEIS съединение, разположено във вътрешна рамка, поради наличието на по-

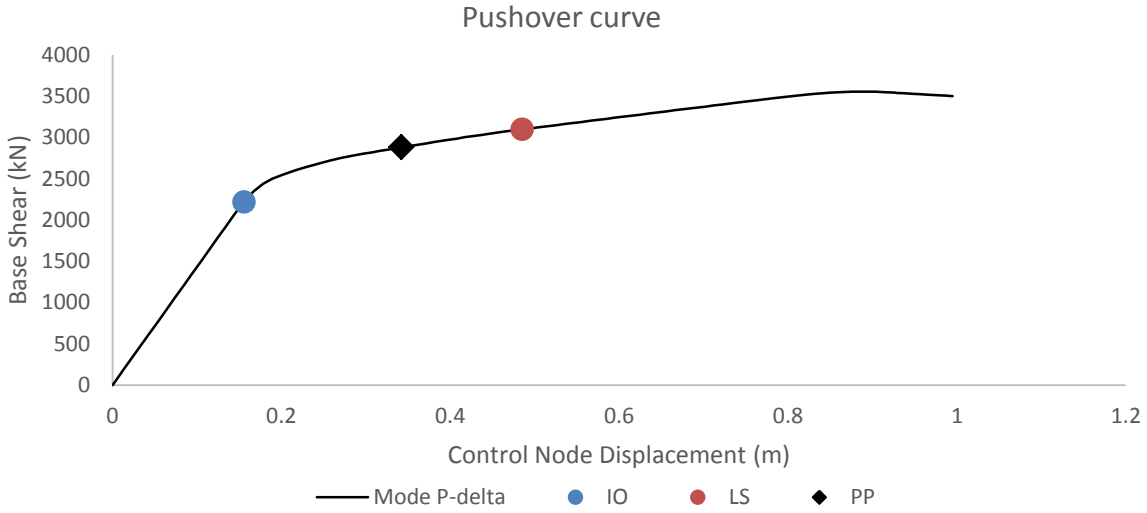
големи огъващи моменти в нея. Може да се види, че съединенията ефективно защитават останалите елементи от пластифициране през всички фази на нарастващото натоварване.



(a) (b) (b)

Фиг. 6.23: Последователност на развитие на пластични стави (a) първа плстична става, (b) при целево преместване и (c) първо разрушение в пластична става

На Фиг. 6.24 е показано, че точката на поведение се намира в зоната между гранични състояния IO и LS, което в известна степен означава, че е възможно сградата да се използва отново след извършване на ремонт. В конкретния случай това означава подмяна на съединенията на гредите след земетресение еквивалентно на проектното.



Фиг. 6.24: Капацитивна крива с нанесени гранични състояния и точка на поведение

6.6.3.2 Междуетажни премествания при достигане на целевото преместване

Междуетажните премествания съответстващи на точката на поведение за всеки етаж са представени в Таблица 6.23. Стойностите показват, че

максималното междуетажно преместване е 2.15%, което е под максимума, установен в т.6.5.2.2.5.

Таблица 6.23: Междуетажни премествания в при достигане на целевото преместване

Етаж	d (m)	dr (m)	h (m)	Относително междуетажно преместване (%)
1	0.025	0.025	4.000	0.625
2	0.084	0.059	4.000	1.470
3	0.164	0.080	4.000	1.993
4	0.249	0.086	4.000	2.148
5	0.329	0.080	4.000	2.000
6	0.392	0.063	4.000	1.575
7	0.432	0.040	4.000	0.998
8	0.450	0.018	4.000	0.440

6.6.3.3 Оценка на коефициента на поведение

Методът за оценка на коефициента на поведение, предложен от POLIMI[23], се основава на информация от капацитивната кривата на конструкцията. Той разглежда над двадесет различни (но сходни) подхода за определяне на двете неизвестни, необходими за изчисление на коефициента на поведение: запасът на носимоспособност (Ω) и коефициентът на дуктилност (μ) (виж (6.20)).

$$q = \mu \cdot \Omega \tag{6.20}$$

Тук пет от над двадесетте подхода са избрани, за да се провери дали приложеният коефициент на поведение в линейния еластичен анализ е приемлив. Тези пет подхода най-добре съответстват на разглежданата конструкция. В Таблица 6.24 са изведени коефициентите на поведение, получени по всеки от подходите.

[23] Методът и съответните подходи са представен в Приложение А. Този метод за приблизителна оценка на коефициента на поведение е известен в техническата литература. Колективът на POLIMI е направил мащабно изследване и е обобщил различни възможни подходи за определяне на билинейната апроксимация и произтичащите от нея коефициенти за принос на дуктилността (q) и запаса на носимоспособност (Ω), които съставляват коефициента на поведение (*бел. прев.*).

Таблица 6.24: Оценка на коефициента на поведение

Подход	q
1	3.81
4	4.63
5	4.40
6	3.43
7	3.26
Средно	3.91

Стойностите варират между 3.26 и 4.63, със средна стойност от 3.91. Използваният коефициент на поведение е приемлив, защото стойността се намира в изчисления интервал. Трябва да се отбележи, обаче, че този интервал е само груба оценка на коефициента на поведение, тъй като са използвани само пет от най-подходящите методи. По-точно изследване трябва да бъде направено с използване на всички методи. Въпреки това, винаги може да се приложи консервативно оразмеряване с използване на по-ниска стойност за коефциента на поведение.

6.7 ЗАКЛЮЧИТЕЛНИ БЕЛЕЖКИ

Настоящото изследване представя иновативни рамки с корави възли за поемане на хоризонтални въздействия, със заварени FUSEIS съединения на ригелите и демонстрира тяхното успешно приложение в сгради със стоманена и комбинирана контрукция в сеизмични райони. Проведени са експериментални и числени изследвания за оценка на сеизмичното поведението и определяне на ключовите параметри за тяхното проектиране. Акцентът е поставен върху проектирането за сеизмични въздействия, посредством нелинеен статичен анализ чрез МКЕ на представителна рамкова конструкция. Фокусирайки се върху глобалното поведение, са взети под внимание някои от важните характеристики на конструкцията като материалите, елементите, съединенията, обща и местна устойчивост и влиянието на ефектите от втори ред. Изследването разкрива важни характеристики на цялостното поведение на системата, но следва да се отбележат следните наблюдения:

a) Системата показва много добро поведение при сеизмично въздействие: добра носимоспособност и корава, съпроводени с добър капацитет за дисипиране на енергия.

b) Тъй като основна цел е съединенията да работят в платичен стадий, те са по-ефективни при ниски сгради. За високи сгради с голяма гъвкавост, определящият параметър при проектиране е коефициентът за чувствителност към междуетажни премествания, което може да доведе до

преоразмерени конструкции. При такъв случай, в стремежа да поддържаме коефициента α над определена граница, съединенията на гредите се получават преоразмерени и до пластифициране не се достига.

c) Нееластичните деформации са строго ограничени само в зоните на съединенията, предпазвайки всички останали елементи от развитие на повреди. Съединенията се произвеждат, монтират и демонтират лесно, тъй като са малки и прости като детайл. С подходящ подбор на напречно сечение е възможно да се постигне последователно и контролирано пластифициране на съединението.

d) Формулирани са правила за проектиране на рамки със заварени FUSEIS съединения, включително практически препоръки за конфигурация и проверки на съединенията, които са събрани в Ръководство за проектиране. Предложени са монтажни детайли и конструктивни препоръки.

В заключение може да се отбележи, че настоящото изследване, в съответствие с международната тенденция в сеизмичното инженерство, представя „интелигентна“ система, която е способна да дисипира сеизмичната енергия и може при нужда лесно да бъде демонтирана и поправена. Влагането на система от рамки със заварени FUSEIS съединения подчертава добре известните предимства на стоманените конструкции при сеизмични въздействия и предоставя по-добро решение от гледна точка на икономия и сигурност.

Иновативните съединения могат да се прилагат при многоетажни сгради и да заменят конвенционалните системи, използвани навсякъде по света (напр. рамки с центрично и нецентрично включени диагонали и др.) като съчетават дуктилност и коравина при архитектурна изчистеност. Внедряването на системата предоставя по-точно и по-икономично проектиране на сградите. Качеството на стоманата в зоната на съединенията може да се контролира и по този начин тяхната носимоспособност може да бъде калибрирана, за да се избегне преоразмеряване. В допълнение, лесната им подмяна след земетресение позволява да се избегне цялостна подмяна на основни онструктивни елементи.

6.8 ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА

[1] Agatino, M.R. (1995), “Criteri di collasso e modelli di danneggiamento per dettagli strutturale in acciaio soggetti a carichi ciclici”, MSc Thesis, Politecnico di Milano. (in Italian).

[2] BS EN 10002-1:2001: Tensile testing of metallic materials. Method of test at ambient temperature.

[3] Calado, L. and Castiglioni, C.A. (1996), “Steel beam-to-column connections under low-cycle fatigue: Experimental and numerical research”, Proceedings of 11th WCEE, Acapulco, Mexico, August.

[4] Calado L, Proença JM, Espinha M, Castiglioni CA, Vayas I. “Hysteretic behaviour of dissipative devices for seismic resistant steel frames (FUSEIS 2)”. Proceedings of the 7th International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.

[5] Calado L, Proenca JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *Steel and Composite Structures* 14, no. 6 (2013): 547-569.

[6] Castiglioni, C.A. and Pucinotti, R. (2009), “Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading”, J. Constr. Steel Res., 65(4), 751-765.

[7] ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.

[8] EN1990, Eurocode 0: Basis of structural design. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.

[9] EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2002.

[10] EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.

[11] EN1993-1-5, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2004.

[12] EN1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.

[13] EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.

[14] EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.

[15] Espinha, M. (2011), “Hysteretic behaviour of dissipative welded devices for earthquake resistant steel frames”, MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.

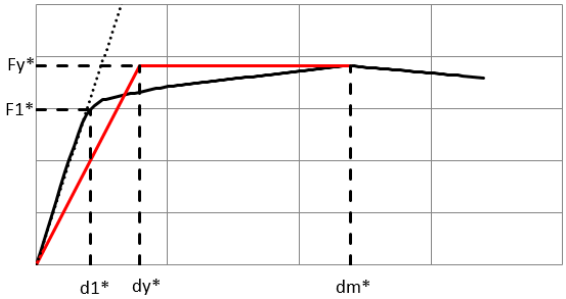
[16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), “Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling”, *Eng. Struct.*, 19(10), 822-826.

[17] Krawinkler, H. (2009), “Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components”, *Proceedings of the 3rd International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering*, San Francisco, US, October.

6.9 ПРИЛОЖЕНИЕ А

Оценка на коефициента на поведение, предложена от POLIMI

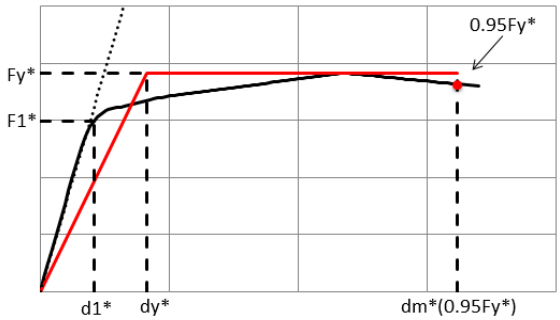
Подход 1



Фиг. А.1: Оценка на коефициента на поведение, предложена от POLIMI - Подход 1

Подход 4 и 5

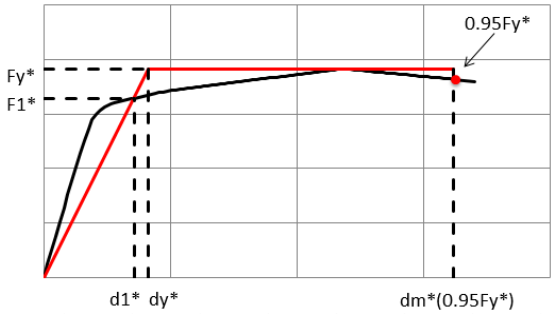
Подход 4: $\Omega = {F_y^*}/{F_1^*}$ Подход 5: $\Omega = {0.95F_y^*}/{F_1^*}$



Фиг. А.2: Оценка на коефициента на поведение, предложена от POLIMI - Подход 4 и 5

Подход 6 и 7

Подход 6: $\Omega = {F_y^*}/{F_1^*}$ Подход 7: $\Omega = {0.95F_y^*}/{F_1^*}$



Фиг. А.3: Оценка на коефициента на поведение, предложена от POLIMI - Подход 6 и 7

7 DUAREM ЗАМЕНЯЕМ СЕИЗМИЧЕН СВЪРЗВАЩ ЕЛЕМЕНТ С БОЛТОВО СЪЕДИНЕНИЕ

7.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Традиционната философия при проектиране на конструкции за сеизмични въздействия е основана на дуктилен отговор на конструкцията, при който повредите от действието на проектното земетресение се поемат изцяло от конструктивните елементи, което от своя страна води до значителни икономически загуби. Често ремонтът след подобно конструктивно поведение е възпрепятстван от наличните постоянни (остатъчни) междуетажни премествания. С цел да се намалят разходите и времето по възстановяване на щетите на конструкция, засегната от сеизмично въздействие и постигане на по-рационално проектиране от гледна точка на поддръжка, е възприета концепцията за заменяеми дисипативни елементи и възможностите за рецентриране на конструкцията. Тези концепции са приложени в дуална система, която комбинира стоманени рамки с нецентрично включени диагонали (РНЦВД) със заменяеми сеизмични свързващи елементи с болтови съединения и рамки с корави възли (РКВ). Капацитетът за дисипация на енергия се осигурява от свързващите елементи с болтови съединения, които осигуряват и улеснен демонтаж и подмяна на дисипативните елементи, а необходимостта от рецентриращо поведение на конструкцията се осигурява от значително по-гъвкавите РКВ. Самоцентриращите дуални рамки с нецентрично включени диагонали са предварително изследвани и разработени от Politehnica University Timisoara (UPT) в рамките на няколко изследователски проекта.

7.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА СЪС ЗАМЕНЯЕМИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ С БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ

7.2.1 Принципи на рецентриращите дуални системи

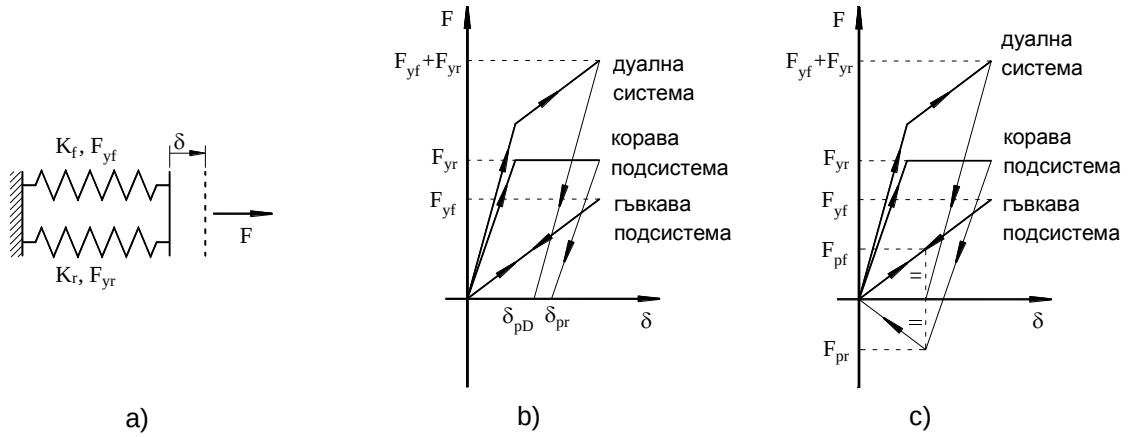
Значителна част от конструкциите, проектирани съгласно изискванията на съвременните нормативни документи, реализират нееластични деформации и постоянни (остатъчни) премествания дори при сеизмични въздействия със средна интензивност, което силно затруднява възстановяването на конструкцията. Съществуват и решения, които осигуряват самоцентриране на конструкцията, но са свързани със специфични технически изисквания: „post-tensioned strands“, устройства със сплави, които „запомнят“ първоначалната си форма и др. Алтернатива е решението, което осигурява възможност за рецентриране на конструкцията (за разлика от самоцентрирането), чрез влагане на заменяеми дисипативни

елементи и дуални (корава – гъвкава) конструктивни конфигурации.

Особено внимание е обърнато на конструктивните системи, които имат за цел да редуцират конструктивните повреди чрез изолиране на пластичните деформации в рамките на лесно подменяеми или лесно „ремонтируеми“ конструктивни „бушони“ и имащи възможността след земетресение да се връщат към първоначалната си недеформирана форма.

Съгласно предложението на Stratan и Dubina [1, 2], с цел да се осигурят рецентриращи свойства на конструкцията с рамки с нецентрично включени диагонали със заменяеми дисипативни елементи, са използвани дуални конструктивни конфигурации, които съвместяват РНЦВД и РКВ. При осигуряване на еластично поведение на „гъвкавата“ система РКВ (една възможност за това е чрез използване на високоякостна стомана за елементите от РКВ), реактивната срязваща сила ще бъде достатъчна да рецентрира конструкцията при подмяна на повредените свързващи елементи.

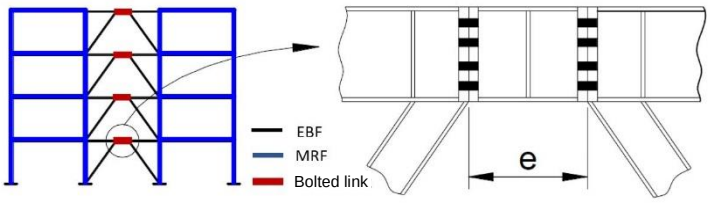
Идеализираната дуална система се състои от две нееластични успоредно свързани пружини, както е показано на Фиг. 7.1а. За да се гарантира способността за рецентриране на системата, е необходимо да се осигури еластично поведение на гъвкавата подсистема до гранично преместване, съответстващо на максималния капацитет за пластични деформации на коравата подсистема. Въпреки това, традиционната дуална система, която отговаря на указаното условие, не би се върнала към първоначалното си положение следвайки деформациите в нееластичната област, дори ако остатъчните премествания δ_{pD} в дуалната система са по-малки от тези, които биха се реализирали само в коравата подсистема δ_{pr}, Фиг. 7.1б. Остатъчните деформации могат да се елиминират при изпълнение на коравата подсистема като лесно подменяема. При разтоварване на дуалната система съществува остатъчно преместване δ_{pD} и съответстващи остатъчни усилия в гъвкавата (F_{pf}) и в коравата (F_{pr}) подсистеми. След демонтиране на заменяемите дисипативни елементи, коравината и носимоспособността на системата се осигуряват от гъвкавата система самостоятелно (F_{pr}=0). При условие, че гъвкавата подсистема е все още еластична, то системата ще бъде върната към първоначалното си положение с нулеви остатъчни деформации Фиг. 7.1в.



Фиг. 7.1: Опростен обобщен модел на дуална система (а), и постоянни деформации в традиционна дуална система (б) и в дуална система с заменяеми дисипативни елементи (в

7.2.2 Описание на системите З-РНЦВД (Рамки с нецентрично включени диагонали със заменяеми сеизмични свързващи елементи)

Приложение на концепцията за заменяеми дисипативни елементи в РНЦВД, където сеизмичните свързващи елементи представляват основните дисипативни зони, е показано на Фиг. 7.2. Съединението между свързващия елемент и гредата е реализирано чрез фланцева плоча и високоякостни болтове, работещи на триене. Основно предимство на заменяемите сеизмични свързващи елементи пред други дисипиращи енергия устройства е възможността те да бъдат проектирани чрез леснодостъпни за конструктивните инженери методи и да бъдат произведени и монтирани чрез стандартни за професията процедури.



Фиг. 7.2: Концепция на заменяемите сеизмични свързващи елементи

Рецентрирането на системата е постигнато чрез проектиране на конструкцията като дуална рамка, комбинираща РНЦВД и РКВ. Еластичното реагиране на гъвкавата подсистема (РКВ) индуцира необходимите възвръщащи сили, веднага след демонтаж на повредените при земетресение свързващи елементи. За да бъде действащ този принцип, е необходимо гъвкавата подсистема да остане в еластична област.

Предложеното решение е потвърдено експериментално чрез тестове, както на отделен компонент, така и на цялата система. Експерименталната програма за определяне на цикличното поведение на отделен сеизмичен

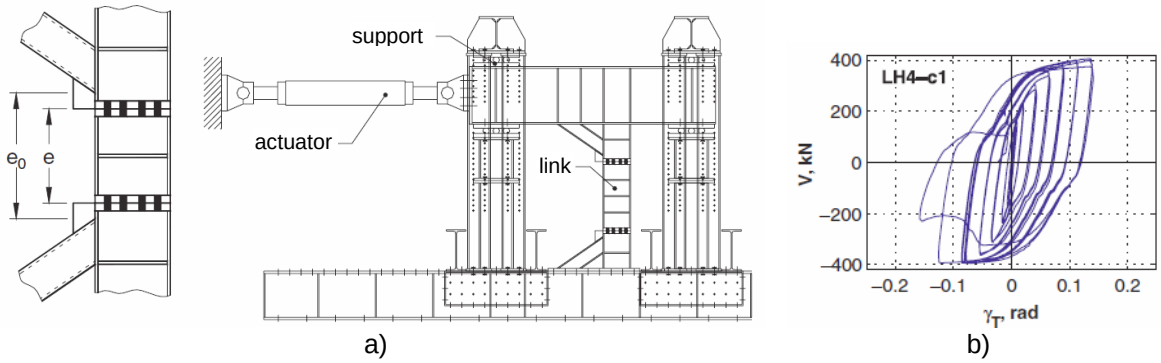
свързващ елемент с болтово съединение е проведена в UPT, CEMSIG Research Centre [1, 2]. Друга експериментална програма е проведена в Европейската лаборатория за конструктивни изпитвания (ELSA) от Обединения изследователски център (JRC) в Испра, Италия, с цел да се потвърди приложимостта на предложеното решение чрез провеждане на серия псевдо-динамични тестове на модел на дуална РНЦВД в реален мащаб [3].

7.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СИСТЕМИ СЪС ЗАМЕНЯЕМИ СЕИЗМИЧНИ СВЪРЗВАЩИ ЕЛЕМЕНТИ С БОЛТОВИ СЪЕДИНЕНИЯ

7.3.1 Експериментални изследвания на самостоятелен сеизмичен свързващ елемент

7.3.1.1 Експериментална постановка и изследвани сеизмични свързващи елементи

С цел изследване на цикличното поведение на свързващи елементи с болтови съединения е проведена експериментална програма в UPT, CEMSIG Research Centre [1-2]. На Фиг. 7.3 е представена експерименталната постановка за изпитване на самостоятелен свързващ елемент.



Фиг. 7.3: а) Експериментална постановка и б) зависимост сила - обща деформация V–γT за образец LH4-c1 [1].

Заменяемият сеизмичен свързващ елемент е произведен от профил IPE240 и стомана клас S235, а всички други елементи от конструкцията – от стомана клас S355. Разгледани са четири дължини на свързващите елементи: e_0=400мм (обозначен с 4), 500мм (обозначен с 5), 600мм (обозначен с 6) и 700мм (обозначен със 7), с „рядко“ (L) и „гъсто“ (H) разположени вкоравители. Всички изследвани свързващи елементи са класифицирани като „къси“ съгласно AISC [4] и EN1998-1-1 [5]. В рамките на експерименталната програма са изследвани свързващи елементи с малка височина на сечението (240мм), такива са използвани и в проект DUAREM. Приложена е пълна процедура на натоварване, съгласно ECCS 1985 [6], състояща се от един монотонен (m) и два циклични (c1 и c2) теста за всеки от

образците. Междувременно, за бъдещи изследвания на свързващи елементи, AISC [4] предлага специален протокол за натоварване, който се препоръчва.

Фланцевите съединения са оразмерени така, че да бъде осигурен достатъчен запас на носимоспособност на съединението, надвишаващ носимоспособността на срязване на сеизмичния свързващ елемент. В резултат на частичната коравина на фланцевата плоча и приплъзването в съединението, е регистрирана редукция в началната коравина на свързващия елемент с болтово съединение в сравнение с тази при класическото решение. Поради това е заключено, че при глобалния анализ на рамки със сеизмични свързващи елементи с болтови съединения е необходимо или прецизно моделиране на поведението на частично коравото съединение, или отчитане на еквивалентна коравина на свързващия елемент.

7.3.1.2 Поведение на експерименталните образци

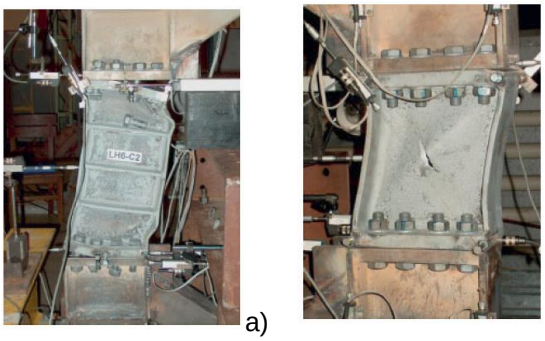
Както се вижда от Таблица *7.1*, при циклично натоварване, ротационният капацитет намалява в рамките на 40% до 70%, като максималната редукция се наблюдава при къси сеизмични свързващи елементи. Ротационният капацитет нараства слабо за много късите сеизмични свързващи елементи, с изключение на образци LL4 и LH4.

Таблица 7.1: Максимални реализирани деформации $\gamma_{Tu,}$ в радиани

Образец	LL7	LL6	LL5	LL4	LH7	LH6	LH5	LH4
m	0.155	0.273	0.360	0.395	0.235	0.278	0.345	0.420
c1	0.097	0.129	0.106	0.101	0.114	0.143	0.170	0.126
c1	0.092	0.133	0.156	0.112	0.109	0.136	0.182	0.125

Цялостното реагиране на дългите образци е силно повлияно от поведението на болтовото съединение (виж Фиг. *7.4*а)), като се характеризира с постепенен плавен спад в носещата способност, вследствие нарушаване на нарязаната част на болта. Наблюдавано е и прищипване на хистерезисните примки, което се изразява в спад на дисипираната енергия в групата цикли с постоянна амплитуда на приложени премествания. Този ефект е частично намален чрез предварително напрягане на болтовете. Водещо в поведението на късите свързващи елементи е срязването в стеблото на свързващия елемент (Фиг. *7.4* б)), което се изразява в значително уякчаване и висок капацитет за дисипация на енергия, но е последвано от рязък спад в носимоспособността след разкъсване на стеблото. Разстоянието между вкоравителите показва максимално влияние за късите свързващи елементи, което се изразява в ограничаване на пластичната местна загуба на устойчивост в стеблото, отразяващо се в повишаване на максималната

носимоспособност и подобряване на деформационния капацитет на свързващия елемент, следователно и по-стабилно циклично поведение. Въпреки това, при достигане на максималната деформация, разрушението на образци LH4 беше по-внезапно в сравнение с разрушението на образци LL4.



a) b)

Фиг. 7.4: Разрушение при повреда в съединението за образец LH6-c2 а) и пластификация в стеблото на образец LL4-c1 б) [1]

Изборът на дължина на свързващия елемент е от определящо значение, като се има предвид, че при сеизмични свързващи елементи с по-голяма дължина ($e<1.6M_{p,link}/V_{p,link}$, където $M_{p,link}$ е носещата способност за огъващ момент на свързващия елемент, а $V_{p,link}$ е носимоспособността на срязване на свързващия елемент) оразмеряването на фланцевото съединение в еластичен стадий е затруднено и може да се стигне до поява на повреди в съединението, което да затрудни процеса на демонтаж и подмяна на свързващия елемент. Този неблагоприятен ефект може да се избегне при използване на много къси сеизмични свързващи елементи ($e<0.8M_{p,link}/V_{p,link}$), какъвто е случаят с тестове JRC и UPT.

Достъпни данни от проведени тестове сочат, че сеизмични свързващи елементи с болтови съединения с по-рядко разположени вкоравители показват стабилен деформационен капацитет от минимум 0.09 rad, докато образците с по-близко разположени вкоравители показват стабилен деформационен капацитет от минимум 0.11 rad. В случая на образци LH5 с дължина $e=0.8M_{p,link}/V_{p,link}$, деформационният капацитет, който беше достигнат, имаше стойност минимум 0.17 rad.

7.3.2 Експериментални изследвания върху дуални рамки със заменяеми сеизмични свързващи елементи с болтови съединения

7.3.2.1 Експериментална програма, постановка и образци

Предложеното решение беше потвърдено чрез провеждане на псевдо–динамична експериментална програма на модел на дуална РНЦВД в реален

мащаб в Европейската лаборатория за конструктивни изпитвания (ELSA) от Обединения изследователски център (JRC) в Испра, Италия в рамките на проект FP7 SERIES DUAREM („Експериментално валидиране на дуални рамки с нецентрично включени диагонали със заменяеми сеизмични свързващи елементи в реален мащаб“).

Експерименталният образец е представен на Фиг. 7.5. Системата за хоризонтални въздействия е представена чрез 2 централно разположени РНЦВД и 4 РКВ за направлението на прилагане на изпитвателното натоварване.

Фиг. 7.5: Експериментален образец: а) 3D изображение; б) разпределение в план [3]

Конструктивните елементи са проектирани от стомана клас S355 с две изключения. За колоните е използван стомана клас S355, а свързващите елементи са проектирани от стомана клас S235.

Изпитванията, на които беше подложен образецът, бяха провеждани на силовата стена Sfacility на ELSA и включваха псевдо–динамични (PsD) тестове, както и няколко монотонни теста и тестове за подмяна на свързващ елемент [3].

За да се оцени конструктивното поведение на изпитваната конструкция, за провеждане на песевдо-динамичните тестове беше избран един запис на сеизмично движение (от общо седем движения, мащабирани към еластичния спектър на реагиране, използван при проектиране), приложен на няколко входни нива (виж Таблица 7.2, където a_{gr} е референтното максимално ускорение на земна основа, а a_g представя максималното почвено ускорение за дадена интензивност на сеизмично въздействие):

Таблица 7.2: Гранични състояния и съответстващи преводни коефициенти за входящото сеизмично движение

Гранично състояние	Проведе-ни PsD тестове	Период на повтаряемост, години	Вероятност от превишение	a_g/a_{gr}	a_g/g	Допълни-телни монотонни тестове
Пълна функцио-налност	FO1, FO2, FO3	-	-	0.062	0.020	
Ограни-чение на повредите	DL	95	10% / 10 години	0.59	0.191	
Значи-телни повреди	SD	475	10% / 50 години	1.00	0.324	PO1
Близо до колапс	NC	2475	2% / 50 години	1.72	0.557	PO2, PO3

Експерименталната програма завърши с два теста на подмяна на свързващ елемент:

- Първа подмяна на свързващ елемент (LR1) – извършена след теста за гранично състояние DL, при който свързващите елементи бяха демонтирани чрез развиване на болтове;
- Втора подмяна на свързващ елемент (LR2) – извършена след тест PO1, при който сеизмичните свързващи елементи са демонтирани чрез газопламъчно рязане с горелка;

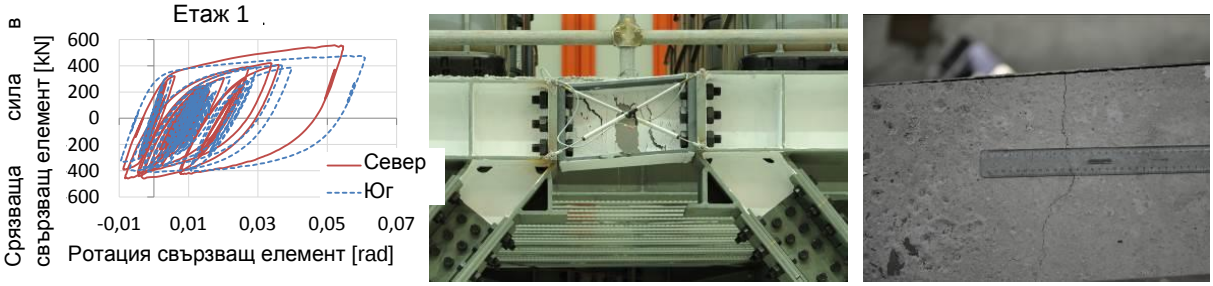
7.3.2.2 Резултати от проведените тестове

Тестовете FO бях проведени с цел да се оцени еластичното поведение на конструкцията при всяка нова серия сеизмични свързващи елементи преди провеждане на основните DL, SD и NC псевдо–динамични тестове и за тях избраната акселерограма беше мащабирана, така че да отговаря на максимално почвено ускорение 0,02g. По време на тези тестове, конструкцията поддържаше еластично поведение.

DL тестът беше проведен, за да се симулира средно силно земетресение, водещо до средни конструктивни повреди и за него избраната акселерограма беше мащабирана, така че да отговаря на максимално почвено ускорение 0,191g. SD тестът беше проведен с цел да се симулира по-силно земетресение, причиняващо по-значителни конструктивни повреди и за него избраната акселерограма беше мащабирана, така че да отговаря на максимално почвено ускорение 0,324g. По време на тези тестове не беше наблюдавана пластификация в елементите извън сеизмичните свързващи елементи, за които се проявиха ниски до средни максимални пластични

деформации. Бяха наблюдавани малки до средни пукнатини в бетоновата плоча (виж Фиг. 7.6). Конструкцията показа както ниски остатъчни премествания на върха, така и ниски остатъчни междуетажни премествания.

Появи се необходимост от провеждането на тест PO1 (монотонен пушоувър тест до допълнително преместване от 55 mm), веднага след края на тест SD. Целта на проведения допълнителен тест беше да се получат по–големи остатъчни премествания, които бяха необходими, за да се потвърди изпълнимостта на процеса по подмяна на свързващ елемент и рецентрирането на конструкцията. По време на този тест не бяха наблюдавани никакви пластични деформации в елементи извън сеизмичните свързващи елементи. В свързващите елементи се наблюдаваха по–високи остатъчни премествания на върха (виж Фиг. 7.6). Бяха наблюдавани по-силно изразени пукнатини в бетоновата плоча (Фиг. 7.6). След провеждане на теста, конструкцията показа значително по-големи остатъчни премествания на върха, както и по-големи остатъчни междуетажни премествания.



Фиг. 7.6: Резултати от тестове PO1 [3]

Тъй като, след провеждане на DL теста, бяха регистрирани ниски стойности на остатъчни премествания на върха на конструкцията и по отделните етажи, беше взето решение да се демонтира първата серия от повредени свързващи елементи като се отстраняваха болтовете ниво по ниво, започвайки от най-долното и вървейки към горните нива. Ниските стойности на остатъчните премествания на върха намаля след края на DL теста и отстраняването на повредените свързващи елементи. След това в конструкцията бяха монтирани нови, неупотребявани сеизмични свързващи елементи.

Поради реализирането на значително по–големи остатъчни премествания на върха и по етажите след провеждане на тест PO1, беше взето решение, втората серия повредени сеизмични свързващи елементи да бъде демонтирана чрез газопламъчно рязане на стеблото и поясите на сеизмичните свързващи елементи, в последователност от горния етаж към

долните. Реализираните остатъчни премествания на върха в края на тест PO1 бяха по-малки след демонтиране на повредените свързващи елементи. Нова серия от неупотребявани свързващи елементи беше монтирана.

С цел да се симулира много по-силно земетресение и да се реализират значителни конструктивни повреди беше проведен NC тестът. Пластифициране в съседни елементи извън сеизмичните свързващи елементи, доведе до загуба на рецентриращите свойства на системата, а избраният запис на сеизмично движение беше мащабиран с коефициент 0,557. Тестът беше преждевременно прекратен, поради изчерпване на капацитета на използваните актуатори (1000kN за рамка на всеки етаж).

След разтоварване на актуаторите след провеждане на тест NC, беше предложен друг цикличен пушоувър тест (PO2), с максимални амплитуди на приложените премествания от 150 мм. Последва крайният цикличен пушоувър тест (PO3), с максимална амплитуда на прилаганите премествания от 400 мм. Последните три теста доведоха до значително пластично поведение на цялата конструкция (виж Фиг. 7.7).

Фиг. 7.7: Състояние на образеца след последния тест [3]

Максималната деформация на свързващ елемент след тест PO1 е 0.075 rad (виж Таблица 7.3), което е по-ниска стойност от залегналият във FEMA356 [7] критерий за това гранично състояние, който е със стойност 0.11 rad.

Таблица 7.3: Необходим деформационен капацитет за сеизмичен свързващ елемент, в радиани

Тест	DL	SD	PO1
Максимална ротация в свързващ елемент [rad]	0.032	0.061	0.075
Остатъчна ротация в свързващ елемент [rad]	0.014	0.022	0.066

След провеждане на DL теста, конструкцията показа ниска стойност на остатъчно преместване на върха – 5 мм (0.05%) при максимална стойност на реализирано преместване на върха от 32 мм. Стойностите на реализираните остатъчни междуетажни премествания бяха също така ниски – максимална стойност от 3 мм (по-малко от 0.1%). В края на процедура LR1 бяха наблюдавани много ниски остатъчни нормирани междуетажни премествания (H/5250 за двете рамки), което е стойност, по-ниска от допустимите монтажни отклонения (H/300), т.е. конструкцията се счита за почти рецентрирана.

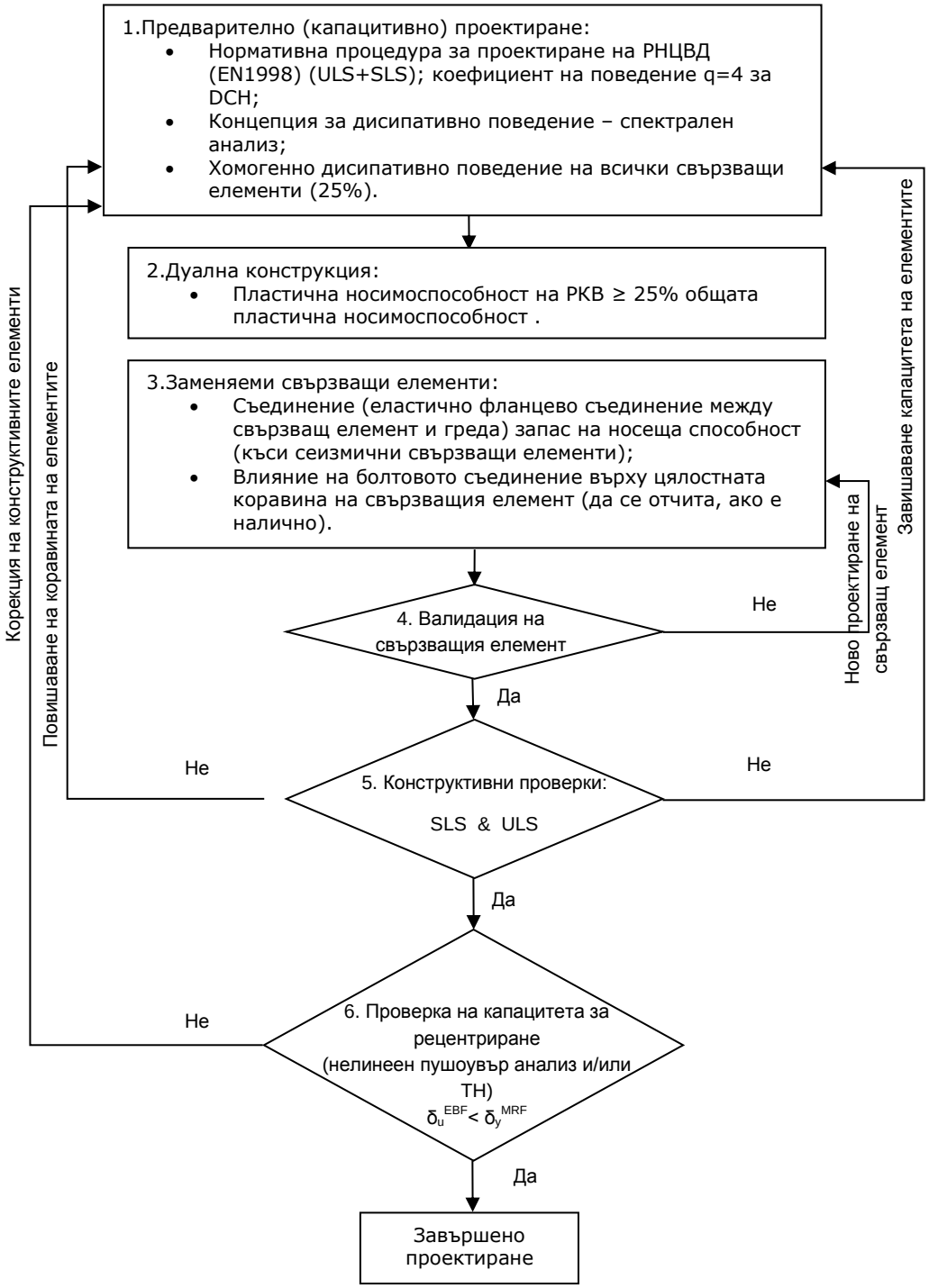
След завършване на тест PO1, конструкцията реализира значително по-големи остатъчни премествания на върха от 45 мм (0.43%) при максимално реализирано преместване на върха от 68 мм. Също така, по-големи нормирани остатъчни междуетажни премествания бяха наблюдавани с максимална стойност от 18 мм (0.5%). В края на процедура LR2 бяха наблюдавани много ниски остатъчни нормирани междуетажни премествания (H/5250 за южната рамка и H/1750 за северната рамка), стойности, по-ниски от допустимите монтажни отклонения.

7.4 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

7.4.1 Процедура за проектиране

Проектирането на дуални системи, комбиниращи стоманени рамки с нецентрично включени диагонали със заменяеми сеизмични свързващи елементи и рамки с корави възли, може да се извърши, позовавайки се на нормативните правила (виж Глава 7.4.1.1), но при удовлетворяване на някои допълнителни критерии (виж Глави 7.4.1.2 до 7.4.1.6).

Блок – схема, илюстрираща обобщено етапите от проектиране на дуални РНЦВД е показана на Фиг. 7.8.



Фиг. 7.8: Блок - схема за проектиране на РНЦВД със заменяеми сеизмични свързващи елементи и капацитет за рецентриране [3]

7.4.1.1 Основни правила за проектиране

Гравитачните товари и сеизмичното въздействие следва да се отчитат при проектиране. Сеизмичните маси следва да се определят от товарна комбинация 1.0·Dead+0.3·Live. Носимоспособността на конструктивните

елементи следва да се определя съгласно EN1993-1 [8] за крайно гранично състояние, а преместванията да се проверят за експлоатационно гранично състояние при постоянна ситуация на комбиниране на въздействията.

Допуска се капацитивно проектиране, съгласно EN1998-1 [5], на рамките с корави възли (при които ригелите са разгледани като дисипативни елементи, дисипиращи енергия при огъване) и на рамката с нецентрично включени диагонали (където късите свързващи елементи са разглеждани като дисипативни елементи, дисипиращи енергия при срязване). Препоръчва се да се използва концепцията за дисипативно конструктивно поведение. Глобалното дисипативно поведение на конструкцията следва да се осигури чрез удовлетворяване на изискването стойността на отношението Ω_i за всеки един къс свързващ елемент да не надвишава минималната стойност Ω с повече от 25% [5].

Усилията от сеизмично въздействие се определят чрез спектрален анализ, като броят на формите на собствени трептения на конструкцията, включени в анализа за всяко направление е такъв, че сумата от ефективните маси е не по-малка от 90% от общата маса. Носимоспособността на конструктивните елементи следва да удовлетворява изискванията за КГС, а междуетажните премествания - изискванията за ЕГС при сеизмична ситуация на комбиниране на въздействията.

Общите и местни несъвършенства следва да се отчитат и да се провери значимостта на ефектите от втори ред.

7.4.1.2 Конфигурация на дуалната система

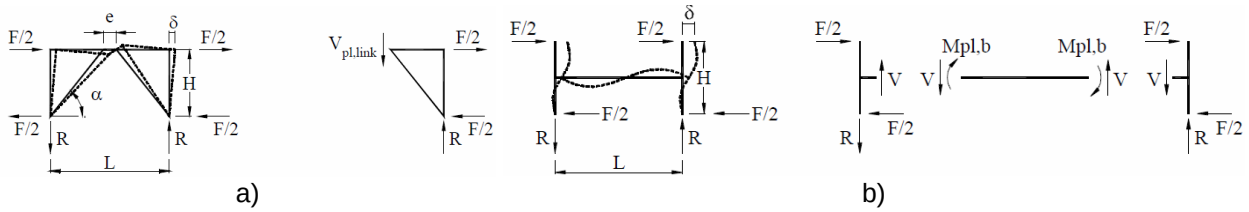
По-слабата и гъвкава подсистема (РКВ) следва да осигурява минимална конструктивна носимоспособност. В този смисъл, дуалността на конструкцията следва да се провери чрез осигуряване на възможността поне 25% от общата сеизмична сила да бъде поета от РКВ [9-11]:

$$F_y^{MRF} \geq 0.25 \quad (F_y^{MRF} + F_y^{EBF}) \tag{7.1}$$

$$F_y^{EBF} = \frac{L}{H} V_{p,link} \tag{7.2}$$

$$F_y^{MRF} = \frac{4M_{pl,b}}{H} \tag{7.3}$$

където: F_y^{MRF} е пластичната носимоспособност на РКВ, F_y^{EBF} е пластичната носимоспособност на РНЦВД, L е отворът на рамката, *H* е етажната височина на рамката, $V_{p,link}$ е носимоспособността на срязване на свързващия елемент, а $M_{pl,b}$ е пластичният момент на гредата.



Фиг. 7.9: Типични компоненти на едноетажна а) РНЦВД б) РКВ [11]

7.4.1.3 Заменяеми сеизмични свързващи елементи

Сеизмичните свързващи елементи трябва да бъдат проектирани като лесно заменяеми (с болтово съединение). Това може да се постигне чрез фланцево съединение между свързващия елемент и гредата, което следва да запази еластична носимоспособност. Следователно изчислителната срязваща сила $V_{j,Ed}$ и огъващият момент $M_{j,Ed}$ в съединението следва да съответстват на усилията в напълно пластифицирал и уякчен сеизмичен свързващ елемент, определени от изразите:

$$V_{j,Ed} = \gamma_{sh}\gamma_{ov}V_{p,link} \tag{7.4}$$

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed}e}{2} \tag{7.5}$$

където γ_{ov} =1.25, а γ_{sh} е приет със стойност 1.8 за DCH (съгласно резултатите от проект DUAREM) и 1.5 за DCM.

За да се постигне уякчаването в съединението са приети дисипативни елементи с много къса дължина (*e* не по-голяма от 0.8 $M_{p,link}/V_{p,link}$, където $M_{p,link}$ е носимоспособността на огъващ момент на свързващия елемент, а $V_{p,link}$ е носимоспособността на срязване на свързващия елемент).

Счита се, че болтовото съединение не оказва влияние върху цялостната коравина на свързващия елемент, поради предварително напрягане на болтовете.

7.4.1.4 Капацитет за рецентриране

Вследствие наличието на постоянни (остатъчни) деформации на конструкцията след силно земетресение, отстраняването на заменяемите сеизмични свързващи елементи силно се затруднява. Този проблем може да бъде решен чрез реализиране на конструкцията като дуална, комбинираща

РНЦВД и РКВ. В случай, че е осигурено изцяло еластично поведение на по–гъвкавата РКВ (възможност за постигане на това е изпълнение на някои от елементите от високоякостна стомана) и пластичните деформации са ограничени единствено в заменяемите сеизмични свързващи елементи, то РКВ ще осигури необходимата възвръщаща сила за рецентриране на конструкцията след отстраняване на повредените заменяеми сеизмични свързващи елементи.

Капацитетът за рецентриране на конструкциите на рамки с нецентрично включени диагонали със заменяеми свързващи елементи може да се докаже чрез осигуряване на условието максималното преместване на РНЦВД (δ_u^{EBF}) при крайно гранично състояние (ULS) (съответстващо на пластичния деформационен капацитет на свързващия елемент) да бъде по-малко от преместването при пластифициране на РКВ (δ_y^{MRF}), което отговаря на условието пластифицирането в РКВ да бъде избегнато до достигане на деформационния капацитет на РНЦВД със заменяеми свързващи елементи. Аналитично, това условие може да се представи чрез следните изрази [11]:

$$\delta_u^{EBF} = \delta_y^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_y^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L \quad e} \quad H \quad \gamma_{pl,u} < \delta_y^{MRF} = \frac{F_y^{MRF}}{K^{MRF}} \tag{7.6}$$

$$K^{EBF} = \frac{K_{link}^{EBF} \quad K_{br}^{EBF}}{K_{link}^{EBF} + K_{br}^{EBF}} \tag{7.7}$$

$$K_{link}^{EBF} = \frac{L}{H^2} \quad (L \quad e) \quad \frac{G \quad A_s}{e} \tag{7.8}$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \quad \frac{E \quad A}{l_{br}} \quad cos^2\alpha \tag{7.9}$$

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \quad \left(\frac{L}{6 \quad E \quad I_b} + \frac{H}{12 \quad E \quad I_c} \right)} \tag{7.10}$$

където δ_y^{EBF} е преместването при първо пластифициране на РНЦВД, δ_{pl}^{EBF} е пластичното преместване на РНЦВД, K^{EBF} е коравината на РНЦВД, *e, L* и *H* са илюстрирани на Фиг. 7.9, $\gamma_{pl,u}$ пластичният деформационен капацитет на свързващия – елемент, K^{MRF} е коравината на РКВ, K_{link}^{EBF} коравината на свързващия – елемент, K_{br}^{EBF} е коравината на диагоналите, *G* е модулът на срязване, A_s е площта на срязване на свързващия елемент, *E* е модулът на Юнг, *A* е площта на напречното сечение на диагонала, l_{br} е дължината на диагонал и α е ъгълът на наклон на диагоналите.

Предложената аналитична процедура следва да се използва при предварително проектиране на способността за рецентриране и е препоръчителна за нискоетажни конструкции, за които хоризонталните деформации на конструкцията са доминирани от деформации, характерни при срязване. Допуска се да се използва и при предварително проектиране при средно- и високоетажни сгради (за които във височина е възможна поява на глобално поведение при огъване), но в тези случаи се препоръчва капацитетът за рецентриране да бъде доказан чрез pushover и/или time-history анализ.

Тъй като аналитичният подход чрез формули е приблизителен и опростен, е препоръчително възможността за рецентриране за всички конструкции, да бъде проверена чрез нелинейни статични и/или динамични анализи. Особености при моделиране за тези типове анализи са представени в Глава 7.4.2 и 7.4.3.

7.4.1.5 Препоръчителен коефициент на поведение

Необходимостта от използване на много къси сеизмични свързващи елементи (с дължина до e=0.8$M_{p,link}/V_{p,link}$), наложена от вида на съединението между свързващ елемент и греда – болтово с недисипативна фланцева плоча (Глава 7.4.1.3), води до по-високи изисквания за деформационен капацитет на свързващите елементи за изчислително сеизмично движение. Като резултат, РНЦВД с много къси сеизмични свързващи елементи не успяват да задоволят изискванията за реално конструктивно поведение при ULS при приета стойност на коефициента на поведение q=6 за DCH. За да се облекчат тези изисквания и да се реализира задоволително конструктивно поведение е необходимо стойността на коефициента на поведение q да се намали на 4 за DCH. В случай на DCM, препоръчителната стойност на коефициента на поведение е 2.5.

7.4.1.6 Валидиране на сеизмичния свързващ елемент

Изложените по-горе изисквания за проектиране водят до необходимостта от предварително квалифициране на късите заменяеми сеизмични свързващи елементи (валидиране) [12]. Поради ограничения брой проведени експериментални тестове на къси сеизмични свързващи елементи с болтово съединение от разглеждания тип (с фланцева плоча) и напречно сечение (I с височина 240 mm), е препоръчително при използване на други типове напречни сечения и съединения, реалното поведение на свързващия елемент да бъде потвърдено чрез експериментални изпитвания и/или числови тестове.

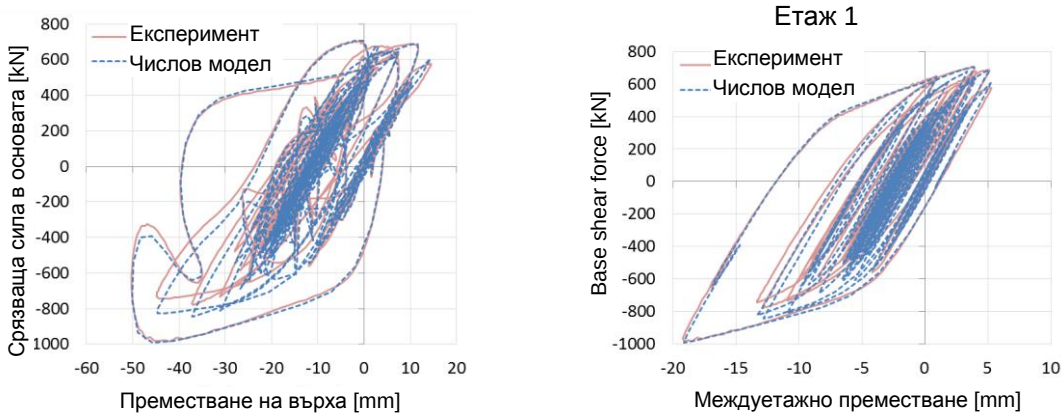
7.4.2 Моделиране за статичен нелинеен (пушоувър) анализ

За провеждане на статичния нелинеен анализ е необходимо да се дефинира нелинейното поведение, както за използваните материали, така и за конструктивните елементи.

За дисипативните елементи следва да се използват очакваните (базирани на γ_{ov}) материални характеристики, а номиналните стойности – за недисипативните елементи.

В краищата на ригелите от РКВ следва да бъдат вложени пластични стави, отчитащи огъващ момент M3, а в краищата на колоните и гредите в РНЦВД - пластични стави, отчитащи осова сила и огъващ момент M3. За диагоналите се допуска да бъдат използвани пластични стави, отчитащи само осова сила, разположени в средните сечения на диагонала. Характеристиките на използваните пластични стави могат да бъдат определени съгласно ASCE41-13 [13].

Извършено е калибриране на числовия модел на дуалната рамка с нецентрично включени диагонали (Д-РНЦВД) със заменяеми сеизмични свързващи елементи спрямо експериментални резултати от програма DUAREM и е достигнато добро съвпадение от гледна точка на глобално и етажно поведение (виж Фиг. 7.10).



a) b)

Фиг. 7.10: Глобално а) и етажно б) поведение

За да се отчете нелинейното поведение при срязване (V2) на късите сеизмични свързващи елементи, е необходимо да се дефинират многолинейни пластични пружини за срязване, описано чрез скелетната крива, представена на Фиг. 7.11.

Фиг. 7.11: Нелинейно поведение на сеизмични свързващи елементи, работещи на срязване

където: K_1 е началната (еластична) коравина на свързващия елемент (отчитаща коравината на срязване и огъване), V_y е носимоспособността на срязване на свързващия елемент ($V_{p,link}$), V_u е прието $1.8V_y$ за DCH и $1.5V_y$ за DCM, γ_u е максималната ротация при срязване, имаща стойност 0.15 rad за DCH и 0.1 rad за DCH, а стойността на γ_f е приета 0.17 rad за DCH и 0.11 rad.

Мултилинейните пластични пружини с така описаните характеристики, следва да се разположат между крайните възли на всеки сеизмичен свързващ елемент с болтово съединение, а крайните елементи, моделиращи късите сеизмични свързващи елементи, следва да са ставно свързани в краищата.

Статичният нелинеен анализ следва да се извърши с контрол по преместване до достигане на характерно преместване на контролния възел на върха на конструкцията. Първо следва да се приложат гравитачните товари (от товарна комбинация 1.0·Dead+0.3·Live) с контрол по сила, а след това да се приложат хоризонталните сили при модално разпределение, които да действат върху анализираните рамки при контрол по преместване.

7.4.3 Моделиране за динамичен нелинеен (time history) анализ

Както при статичния нелинеен анализ, така и при динамичния е необходимо да се дефинира нелинейното поведение на използваните материали и конструктивните елементи.

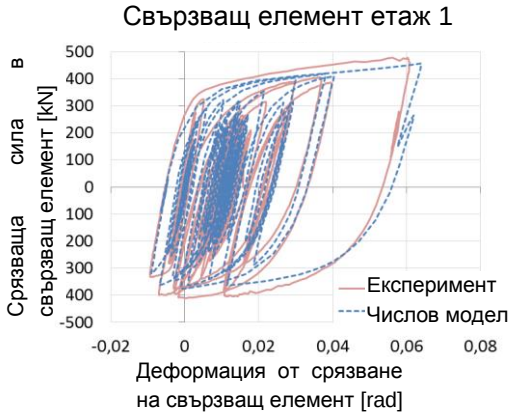
Дефинираните при пушоувър анализа мултилинейни пластични пружини, моделиращи поведението при срязване на късите сеизмични свързващи елементи, следва да бъдат подходящо модифицирани като отчитат особеностите на хистерезисното поведение.

За динамичния time-history анализ, както и в случая на пушоувър анализа, трябва да бъде дефинирано нелинейното поведение за използваните материали и конструктивни елементи. Успешно приложена при

калибриране чрез time-history анализ на експерименталните резултати от проект DUAREM, е „гладката“ хистерезисна примка, описана от Sivaselvan и Reinhorn [14-15], формулирана чрез закони за деградация на коравина и носимоспособност и прищипване (виж Фиг. *7.12*). За пълно описание на кривата е необходимо да се дефинират двадесет и два параметъра. Необходимите параметри са две групи: общи параметри, свързани със скелетната крива и специфични параметри за хистерезисните закони. Наборът от параметри, описващ хистерезисните закони, в случая на гореспоменатото калибриране, са представени в следващата таблица.

Таблица 7.4: Примерни параметри, описващи хистерезисното поведение на "гладка" примка

Специфични параметри	Стойност
Stiffness degrading parameter	20
Ductility-based strength decay parameter	0.001
Hysteretic energy-based strength decay parameter	0.001
Smoothness parameter for elastic-yield transition	0.5
Parameter for shape of unloading	0.2
Slip length parameter	0
Slip sharpness parameter	100
Parameter for mean moment level of slip	0
Exponent of gap closing spring	10
Gap closing curvature parameter	1000
Gap closing stiffness coefficient	1



Фиг. 7.12: Числово калибриране на сеизмичен свързващ елемент, работещ на срязване

7.5 АНАЛИЗ НА 2D РАМКИ

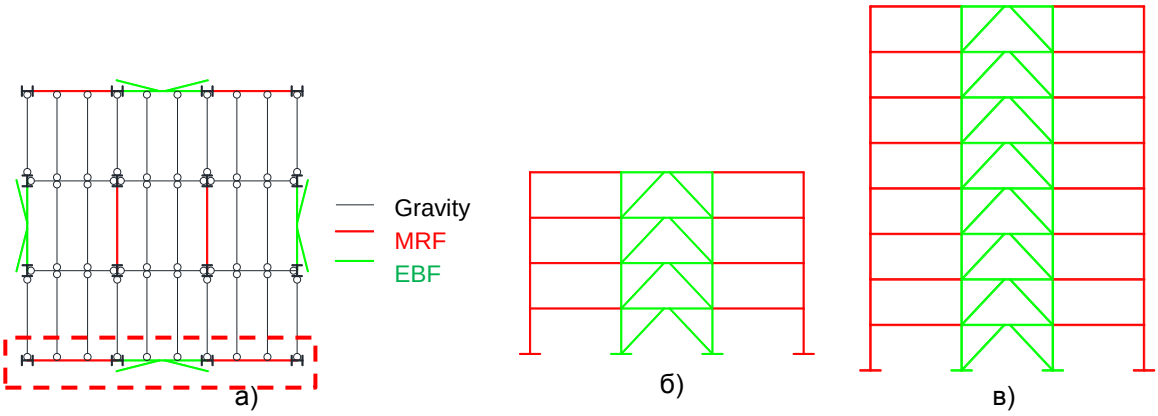
В настоящата точка, чрез разработен пример, е демонстрирана описаната процедура за проектиране. Първоначално рамките са проектирани чрез еластичен анализ за гранични състояния ULS и SLS. Конструктивното поведение отвъд еластична област е изследвано чрез нелинейни статични анализи.

7.5.1 Описание на изследваните конструктивни рамки

7.5.1.1 Геометрия и предпоставки

Представените примери включват проектиране и анализ на две 4-етажни и две 8-етажни сгради. Общият план на сградите е представен на Фиг. *7.13*а. Отворите са 3 на брой в двете направления с междуосие от 8м. Височината на всеки етаж е 4м. Основната система за поемане на хоризонтални въздействия се състои от четири РКВ и две РНЦВД в напречно направление и две РКВ и две РНЦВД в надлъжно направление.

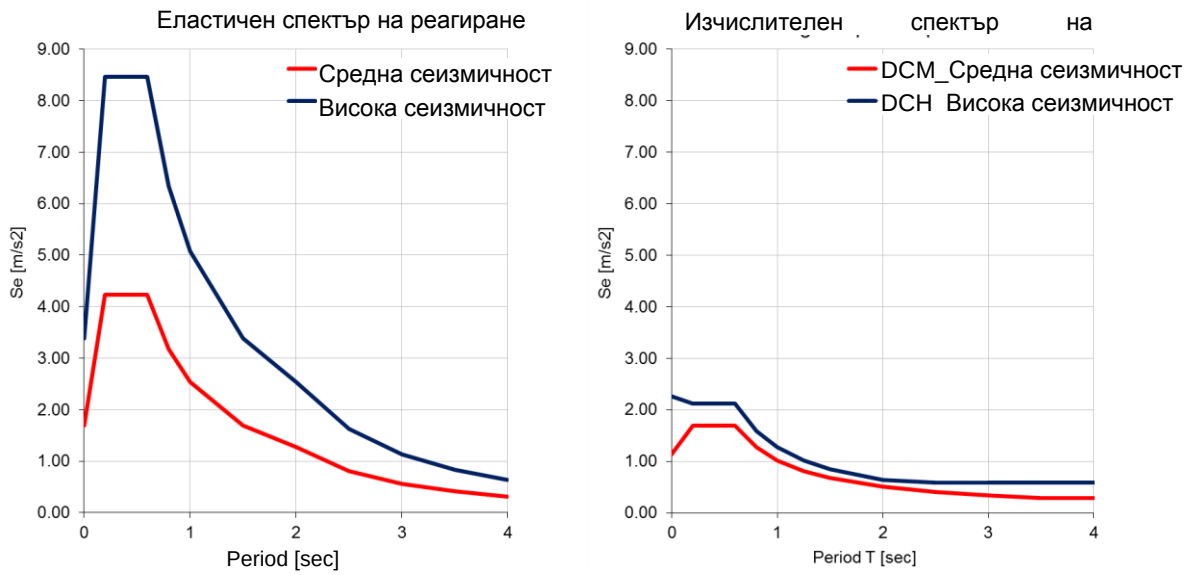
Периферните рамки в напречно направление се състоят от дуални стоманени рамки, комбиниращи две рамки с корави възли (РКВ) (които осигуряват необходимият капацитет за рецентриране на конструкцията) с една централно разположена рамка с нецентрично включени диагонали (РНЦВД) със заменяеми сеизмични свързващи елементи с болтово съединение (на които се разчита да осигурят капацитета за дисипация на енергия, както и да са лесно заменими) (Фиг. *7.13*б-в). Тези равнинни рамки ще бъдат обект на последващото проектиране. Всички останали рамки са част от системата за поемане на гравитачните товари (със ставно свързани комбинирани стоманобетонни греди HE200A). Основните греди, колони и диагонали са разработени от Европейски I-сечения (тип IPE, HEA, HEB и HEM), докато заменяемите сеизмични свързващи елементи са разработени от заварени I-сечения. Материалът, използван за конструктивните елементи е стомана клас S355.



Фиг. 7.13: Описание на конструкцията: а) конфигурация в план б) вертикален разрез на 4-етажната сграда и в) вертикален разрез на 8-етажната сграда

Натоварването включва приетите гравитачни и сеизмични въздействия. Гравитачните товари са приложени като равномерно разпределен товар

върху второстепенните греди и редуцирани до концентрирани сили за главните рамки. Товарите от собствено тегло включват тегло на комбинираната плоча и стоманената ламарина, общо 2.75 kN/m^2. Временните товари, които са взети предвид, включват тегло на инсталации, окачени тавани и подове, общо 0.7 kN/m^2 за междинните етажи и 1.0 kN/m2 за последния етаж. Теглото на стенното ограждане е прието за 4.0 kN/m2 към постоянните товари. При определяне на полезните товари е взето предвид предназначението на сградите (офиси – клас B), както и подвижните преградни стени, които възлизат на 3.8 kN/m^2. Всички гравитационни товари, приложени върху изследваните рамки, съответстват на ширина равна на половината от отвора (4м). Разгледани са два изчислителни случая: среден (съответстващ на DCM) и висок (съответстващ на DCH) случаи на сеизмичност. При проектиране е използван спектър на реагиране Тип 1-C за две стойности на максимално ускорение на земната основа: 0.3g за случая на висока сеизмичност и 0.15g за случая на средна сеизмичност (Фиг. 7.*14*).



a) b)

Фиг. 7.14: Спектри на реагиране при висока и средна сеизмичност: а) еластичен и б) изчислителен

Коефициентът на поведение е приет q=4 за DCH. В случай на DCM се приема стойност на q=2.5.

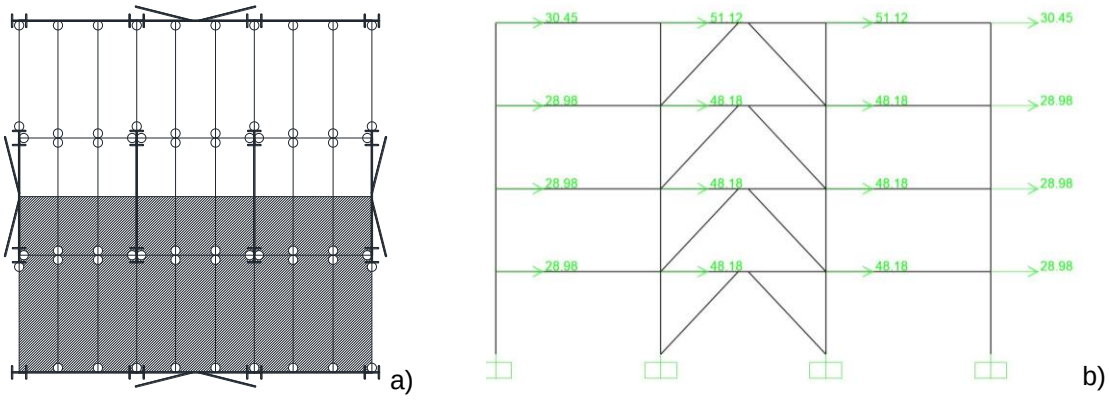
Таблица 7.5: Товари и въздействия

Вертикални товари	
Постоянни въздействия (комбинирана плоча + стоманена ламарина)	2.75 kN/m^2
Временни товари (Инсталации, тавани, подове)	0.7 kN/m^2 – за междинни етажи 1.0 kN/m^2 – за последния етаж
Стенно ограждане	4.0 kN/m^2
Подвижни товари – (офиси, клас B + подвижни преградни стени)	3.00+0.800=3.8 kN/m^2
• Висок клас на дуктилност DCH:	
Еластичен спектър на реагиране	Тип 1
Максимално ускорение на земната основа	a_{gR}=0.3g
Клас на значимост II	γ_I = 1.0 (Обикновени сгради)
Тип земна основа	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Препоръчителен коефициент на поведение q (DCH)	4
Коефициент на затихване	5%
Коефициент на съчетание за квазипостоянна стойност на променливите въздействия при сеизмична изчислителна комбинация	ψ_2=0.30
• Среден клас на дуктилност DCM:	
Еластичен спектър на реагиране	Type 1
Максимално ускорение на земната основа	a_{gR} =0.15g
Клас на значимост II	γ_I = 1.0 (Обикновени сгради)
Тип земна основа	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Препоръчителен коефициент на поведение q (DCM)	2.5
Коефициент на затихване	5%
Коефициент на съчетание за квазипостоянна стойност на променливите въздействия при сеизмична изчислителна комбинация	ψ_2=0.30

7.5.1.2 Моделиране за линеен еластичен анализ

Програмният продукт SAP2000 [16] е използван при извършване на моделирането, анализа и проектирането на разглежданите сгради. Изчислителният модел е линейно-еластичен 2D модел с крайни елементи на конструкцията. Ефектите от стоманобетоновите плочи са симулирани чрез задаване на корави диафрагми на всяко етажно ниво.

Конструктивните маси (в тонове), прилежащи на една рамка за хоризонтални въздействия са определени от товарна площ със ширина, равна на половината от общата ширина на сградата (12m) и са приложени във всеки от конструктивните възли Фиг. *7.15*.



Фиг. 7.15: Конструктивни маси: а) товарна площ за една рамка б) приложение във възлите от изчислителния 2D модел

7.5.2 Постоянна изчислителна ситуация

7.5.2.1 Крайни Гранични Състояния

РКВ са проектирани за основна товарна комбинация за крайно гранично състояние (ULS) *1.35·G+1.5·Q*, където *G* са постоянните въздействия (собствено тегло), а *Q* - временните въздействия. Гредите са проектирани с напречни сечения IPE330, HE160B – за колоните от 4-етажните сгради и HE200B за колоните от 8-етажните сгради.

7.5.2.2 Експлоатационни Гранични Състояния

Провисванията на гредите са проверени за основна товарна комбинация за експлоатационни гранични състояния *1.0·G+1.0·Q.* За да се удовлетвори условието за максимално провисване *L*/350 (22.86mm), напречното сечение на гредите е променено на IPE360.

7.5.3 Спектрален анализ с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене

Резултатите от проведения мулти-модален спектрален анализ са обобщени в Таблица 7.*6*. Първите две собствени форми на свободни трептения на 4-етажните сгради и първите три собствени форми на свободни трептения на 8-етажните сгради активират повече от 90% от общата конструктивна маса.

Проектната срязваща сила в основата на изследваните рамки е представена в Таблица 7.*6*. Може да се забележи, че проектните срязващи сили за 8- и 4-етажната конструкция са близки по стойност. Въпреки че 8-етажната конструкция има почти два пъти по-висока конструктивна маса от 4-етажната конструкция, по-високият основен период на собствени трептения на 8-етажната сграда, води до по-ниски изчислителни спектрални ускорения.

Таблица 7.6: Резултати от спектрален анализ

Рамка	a_g	Проектна срязваща сила в основата, V_b [kN]	Форма на собствени трептения No	Период (s)	Активирана сеизмична маса (%)	Общо (%)
4-ет.	0.30g	2935.45	1	0.517	78.89	95.09
			2	0.193	16.2	
	0.15g	1754.12	1	0.576	79.32	94.89
			2	0.213	15.57	
8-ет.	0.30g	3082.59	1	1.126	71.58	94.85
			2	0.385	17.76	
			3	0.221	5.51	
	0.15g	2064.79	1	1.246	72.56	94.91
			2	0.437	17.25	
			3	0.253	5.1	

7.5.4 Общи несъвършенства и ефекти от втори ред

Общите несъвършенства са отчетени в конструктивния анализ чрез въвеждане на еквивалентни хоризонтални сили H_i при комбинация 1.35·Dead + 1.5·Live съгл. EN1993-1-1. Тези сили са изчислени от действието на общия гравитачен товар и общо начално несъвършенство ϕ за всяко ниво и са добавени към всяка товарна комбинация при следващите итерации. Получените стойности на еквивалентните хоризонтални сили не са големи - 8.7 kN за междинните етажни нива и 8.9 kN за покрива.

Ефектите от втори ред не са отчитани при проектирането, тъй като коефициентът на чувствителност θ, определен съгл. EN1998-1-1, за всеки от етажите е по-нисък от 0.1.

7.5.5 Проектиране за сеизмична изчислителна комбинация

7.5.5.1 Крайни Гранични Състояния – дисипативни елементи

Сеизмичните свързващи елементи, работещи на срязване, са главните дисипативни елементи на системата. Те са проектирани от заварени I-сечения (h x b x t_f x t_w) от клас 1.

С цел да се постигне запас на носимоспособност на съединението, са приети много къси дисипативни елементи (виж точка 7.4.1.) с дължина 0.5 m за 4-етажните сгради и 0.9 m за 8-етажните сгради.

Напречните сечения на свързващите елементи са определени от меродавната сеизмична изчислителна комбинация на въздействията: $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + 1.0 \cdot A_{Ed}$ (където A_{Ed} е изчислителното сеизмично въздействие) и са представени в следващите таблици:

Таблица 7.7а: Дисипативни елементи от 4-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	Сечение свързващ елемент	Ω_i	Min Ω_i	Ω
4-етажна	0.3g	1	350x190x18x9	2.28	2.13	2.67
		2	350x190x18x9	2.42		
		3	290x190x16x8	2.23		
		4	230x140x16x6	2.16		
	0.15g	1	350x130x18x6	1.59	1.59	2.00
		2	350x130x18x6	1.70		
		3	290x140x16x6	1.77		
		4	230x120x16x5	1.92		

Таблица 7.8б: Дисипативни елементи от 8-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	Сечение свързващ елемент	Ω_i	Min Ω_i	Ω
8-етажна	0.3g	1	490x260x20x8	2.44	1.96	2.45
		2	490x260x20x8	2.41		
		3	440x230x20x7	2.09		
		4	440x230x20x7	2.31		
		5	390x200x20x6	1.96		
		6	390x200x20x6	2.29		
		7	330x210x16x5	2.25		
		8	250x190x14x4	1.97		
	0.15g	1	440x230x20x7	2.34	1.93	2.41
		2	440x230x20x7	2.27		
		3	390x220x18x6	1.93		
		4	390x220x18x6	2.19		
		5	350x220x18x6	2.24		
		6	330x210x16x5	2.08		
		7	290x210x16x5	2.23		
		8	210x190x14x4	2.15		

За всяка сграда е осигурено условието за хомогенно дисипативно поведение на сеизмичните свързващи елементите по височина на сградата (до 25% разлика в Ω_i). Коефициентите на запас на носеща способност на свързващите елементи са определени, както в [5]:

$$\Omega = \gamma_{ov}\, \Omega_i \tag{7.11}$$

$$\Omega_i = \gamma_{sh} \frac{V_{p,link,i}}{V_{Ed,i}} \tag{7.12}$$

където: γ_{ov} в 1.25, а γ_{sh} е приет 1.8 за DCH (съгласно резултатите от проект DUAREM [1]) и 1.5 за DCM.

7.5.5.2 Крайни Гранични Състояния – недисипативни елементи

Недисипативните елементи на предложената система са колоните от РНЦВД, диагоналните елементи и гредите. Те са проектирани за сеизмична изчислителна комбинация на въздействията, която осигурява запас на носимоспособност (Ω, капацитивна корекция) на тези елементи спрямо дисипативните елементи $1.0 \cdot G + 0.3 \cdot Q + \Omega \cdot A_{Ed}$. Получените напречни сечения са представени в следващите таблици:

Таблица 7.9: Недисипативни елементи от 4-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	Диагонали	Греди	Колони
4-етажна	0.3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
		3	HE240B	HE300A	HE300B
		4	HE200B	HE240A	HE300B
	0.15g	1	HE240B	HE360A	HE260B
		2	HE220B	HE360A	HE260B
		3	HE220B	HE300A	HE240B
		4	HE180B	HE240A	HE240B

Таблица 7.10: Недисипативни елементи от 8-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	Диагонали	Греди	Колони
8-етажна	0.3g	1	HE320B	HE500A	HE340M
		2	HE320B	HE500A	HE340M
		3	HE300B	HE450A	HE300M
		4	HE280B	HE450A	HE300M
		5	HE280B	HE400A	HE300B
		6	HE260B	HE400A	HE300B
		7	HE240B	HE340A	HE280B
		8	HE200B	HE260A	HE280B
	0.15g	1	HE260B	HE450A	HE300M
		2	HE260B	HE450A	HE300M
		3	HE260B	HE400A	HE280M
		4	HE240B	HE400A	HE280M
		5	HE220B	HE360A	HE280B
		6	HE220B	HE340A	HE280B
		7	HE200B	HE300A	HE260B
		8	HE180B	HE220A	HE260B

7.5.5.3 Експлоатационни гранични състояния (Ограничение на междуетажните премествания)

При предпоставката за дуктилни неконструктивни елементи, е проверено условие на (7.13).

$$d_r v \leq 0.0075h = 0.0075.4000 = 30mm \qquad (7.13)$$

където d_r изчислителното относително междуетажно преместване, v=0.5[24] е редукционен коефициент, свързан с по-ниския период на повтаряемост на сеизмичното въздействие, свързан с изискването за ограничаване на повредите, а h е етажната височина. Таблица 7.*11* обобщава резултатите от анализите като проверката ограничаване на междуетажните премествания е удовлетворена за всеки етаж при стойности на максималните междуетажни премествания, много по-ниски от граничната стойност от 30mm.

Таблица 7.11: Ограничение на междуетажните премествания

Рамка	a_g	Междуетажно преместване [mm]
4-ет.	0.3g	11.26
	0.15g	14.62
8-ет.	0.3g	15.3
	0.15g	7.83

7.5.5.4 Дуална конфигурация на системата

Дуалното поведение на системата беше оценено чрез удовлетворяване на условието поне 25% от общата сеизмична сила, да бъде поета от РКВ (виж точка 7.4.).

За да бъде осигурено това условие, сеченията на ригелите от рамките с корави възли бяха променени, като приетите сечения са обобщени в Таблица 7.*12* и Таблица *7.13*.

Таблица 7.12: Напречни сечения ригели на 4-етажните РКВ

Рамка	Етаж	Сечение
4-етажна	1	IPE400
	2	IPE400
	3	IPE360
	4	IPE360

[24] В оригиналния текст е акцентирано, че редукционният коефициент v=0.5 е свързан и с класа на значимост на сградата *(бел. прев.).*

Таблица 7.13: Напречни сечения ригели на 8-етажните РКВ

Рамка	a_g	Етаж	Сечение
8-етажна	0.3g	1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
		4	IPE400
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360
	0.15g	1	IPE400
		2	IPE400
		3	IPE360
		4	IPE360
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

7.5.5.5 Силни колони – слаби ригели

Удовлетворяването на критерия „силни колони – слаби ригели“, наложи промяна на напречните сечения на колоните от всички разглеждани сгради:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \tag{7.14}$$

където: $\sum M_{Rc}$ е сумата от носимоспособността на огъване на колоните над и под разглежданото етажно ниво, а $\sum M_{Rb}$ е носимоспособността на огъване на ригела на РКВ.

Последната итерация за подбор на напречни сечения на колоните от РКВ при проведения еластичен анализ са представени в таблицата:

Таблица 7.14: Напречни сечения колони от 4-етажната рамка

Рамка	Етаж	Сечение
4-етажна	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

Таблица 7.15: Напречни сечения колони от 8-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	Сечение
8-етажна	0.3g	1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
		4	HE240B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B
	0.15g	1	HE240B
		2	HE240B
		3	HE220B
		4	HE220B
		5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

Окончателните напречни сечения на елементите от рамките след проведения еластичен анализ са представени в таблицата:

Таблица 7.16: Напречни сечения на елементите от 4-етажната рамка

a_g	Етаж	Свързващ елемент	Диагонали	Ригели	Колони	Ригели РКВ	Колони РКВ
0.3g	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B
0.15g	1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B
	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B
	4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B

Таблица 7.17: Напречни сечения на елементите от 8-етажната рамка

a_g	Етаж	Свързващ елемент	Диагонали	Ригели	Колони	Ригели РКВ	Колони РКВ
0.3g	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE300B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE280B	IPE360	HE220B
0.15g	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
	5	350x220x18x6	HE220B	HE360A	HE280B	IPE360	HE220B
	6	330x210x16x5	HE220B	HE340A	HE280B	IPE360	HE220B
	7	290x210x16x5	HE200B	HE300A	HE260B	IPE360	HE220B
	8	210x190x14x4	HE180B	HE220A	HE260B	IPE360	HE220B

7.5.6 Статичен нелинеен анализ (Пушоувър)

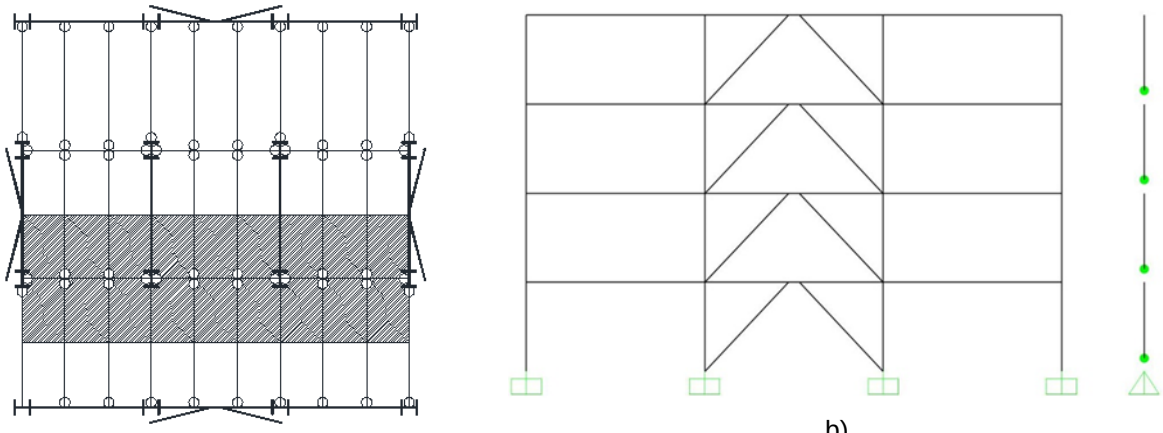
Поради сравнително ниската височина на изследваните рамки, регулярността на сградите в план и височина и липсата на влияние на по-висши форми на собствени трептения върху поведението на конструкцията, при оценката на конструктивното поведение при сеизмично въздействие е използван статичен нелинеен (пушоувър) анализ.

7.5.6.1 Моделиране на рамките за статичен нелинеен анализ

За оценка на капацитета за рецентриране на конструкцията, е проведен пушоувър анализ чрез програмния продукт SAP2000.

Пушоувър (ПО) анализ е проведен както за 4-етажните, така и за 8-етажните рамки, при прието модално разпределение на хоризонталните сили. В ПО анализа са включени и P-Δ ефекти.

За да се отчетат ефектите от втори ред, породени от действието на гравитачните товари, действащи върху вътрешните гравитачни рамки, е моделирана помощна наклонена колона (‘leaning column’) - Фиг. *7.16*.



a) b)

Фиг. 7.16: Подход с използване на помощна наклонена колона: а) гравитачни товари, действащи върху вътрешните рамки б) модел на рамката с помощна наклонена колона

За дисипативните елементи са използвани очакваните стойности на материалните характеристики при γ_{ov}=1.25, а за недисипативните елементи са използвани номиналните стойности.

Пластични стави, отчитащи огъващ момент M3 са приложени в краищата на ригелите от РКВ, а в краищата на колоните и гредите от РНЦВД - пластични стави, отчитащи осова сила P и огъващ момент M3. За диагоналите - пластични стави, отчитащи само осови сили P, са приложени в средата на елемента. Характеристиките на пластичните стави са определени съгласно ASCE41-13 [13].

За да се отчете нелинейното поведение на късите свързващи елементи при срязване (V2) са дефинирани мултилинейни пластични пружини, с нелинейни характеристики по направление 2 и стойности, представени в Таблица 7.*18*.

Таблица 7.18: Характеристики на мулти-линейните пластични пружини за 4-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	K_1 [kN/m]	V_y [kN]
4-етажна	0.3g	1	433680	612
		2	433680	612
		3	310683	449
		4	174867	263
	0.15g	1	289798	408
		2	289798	408
		3	232550	337
		4	146315	219

Таблица 7.19: Характеристики на мулти-линейните пластични пружини за 8-етажната рамка

Рамка	a_g	Етаж	K_1 [kN/m]	V_y [kN]
8-етажна	0.3g	1	255735	771
		2	255735	771
		3	191066	603
		4	191066	603
		5	151086	455
		6	151086	455
		7	115904	322
		8	65865	193
	0.15g	1	179466	603
		2	179466	603
		3	140361	457
		4	140361	457
		5	146401	408
		6	114501	322
		7	97069	281
		8	50887	161

Мулти-линейни пластични пружини, с представените характеристики, са приложени между двата крайни възела на всеки свързващ елемент и успоредно с тях са моделирани къси свързващи елементи, ставно свързани в двата края и отчитащи само осовата коравина на сеизмичните свързващи елементи.

7.5.6.2 Резултати от пушоувър анализа

След провеждане на ПО анализа на еластично проектираните рамки в случаите на 4- и 8-етажни сгради за висок клас на дуктилност DCH, преди достигане на граничния капацитет на преместване на РНЦВД със заменяеми сеизмични свързващи елементи, беше достигнато пластифициране в РКВ. Това наложи промяна на напречните сечения на някои от елементите, както следва: за 4-етажната рамка бяха приети по-големи сечения за колоните от РНЦВД, а за 8-етажната рамка беше променен класът стомана на S690 за елементите от РКВ.

След направените корекции, рамките бяха проверени отново за всички състояния при еластичното проектиране (основни комбинации, сеизмични комбинации, дуалност, силни колони-слаби ригели) и приетите напречни сечения след поредната итерация са, както следва:

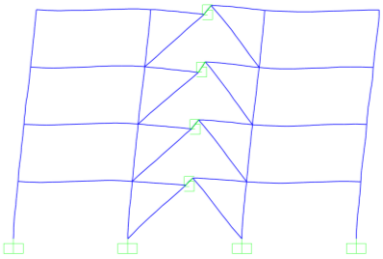
Таблица 7.20: Напречни сечения от последна итерация за рамките при DCH

Рамка	Етаж	Свързващ елемент	Диагонали	Ригели	Колони	Ригели РКВ	Колони РКВ
4-етажна	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
8-етажна	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
	5	390x200x20x6	HE280B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	6	390x200x20x6	HE260B	HE400A	HE260B	IPE360	HE220B
	7	330x210x16x5	HE240B	HE340A	HE240B	IPE360	HE220B
	8	250x190x14x4	HE200B	HE260A	HE240B	IPE360	HE220B

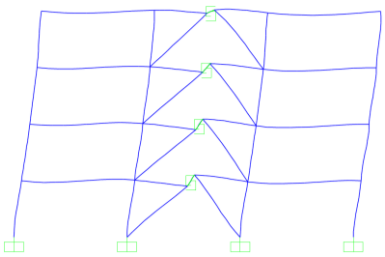
След направената корекция, при провеждане на ПО анализ, не се наблюдава пластификация преди достигане на 0.15 rad в свързващите елементи за DCH и 0.1 rad за DCM (Фиг. 7.*17*).

Не е наблюдавано пластифициране в никой друг конструктивен елемент преди достигане на граничната ротация от 0.15 rad в сеизмичните свързващи елементи за DCH и 0.1 rad за DCM. При рамките, проектирани за DCH, при достигане на граничната стойност на ротация на свързващия елемент от 0.15 rad, се наблюдава пълен пластичен механизъм с пластична ротация в останалите свързващи елементи в диапазона от 0.102 rad до 0.128 rad за 4-етажната рамка и в диапазона 0.066 rad и 0.149 rad за 8-етажната рамка. За рамките, проектирани за DCM, при достигане на граничната ротация за свързващ елемент от 0.1 rad, останалите сеизмични свързващи елементи показват деформации в диапазона 0.061 rad и 0.094 rad за 4-етажната рамка и между 0.024 rad и 0.095 rad за 8-етажната рамка.

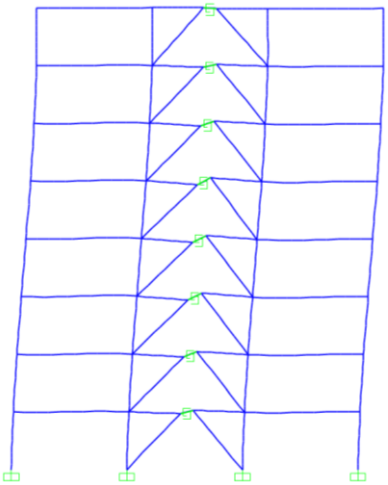
Получените криви за всички рамки са представени на Фиг. 7.18.



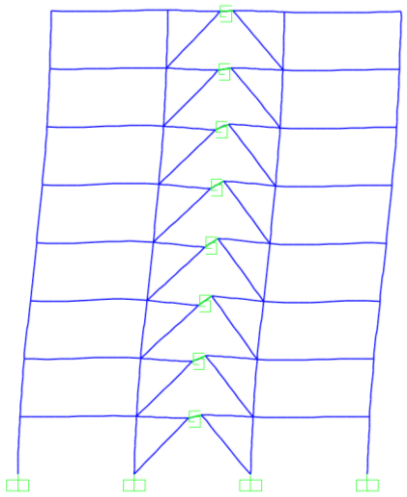
a) 0.15 rad – свързващ елемент 3^{ти} етаж



b) 0.1 rad – свързващ елемент 2^{ри} етаж

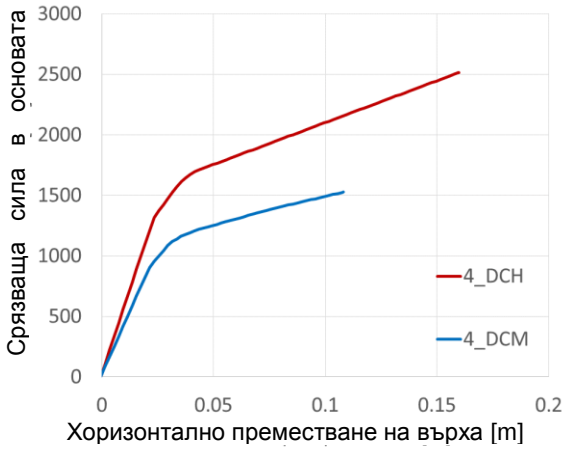


c) 0.15 rad – свързващ елемент 5^{ти} етаж

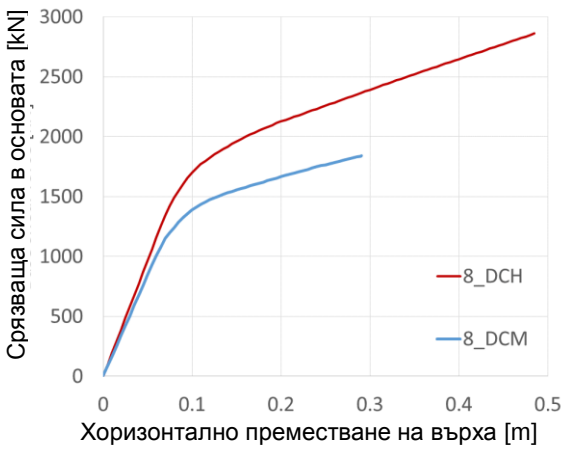


d) 0.1 rad – свързващ елемент 3^{ти} етаж

Фиг. 7.17: Деформирани схеми на рамките от проведения ПО анализ с модално разпределение на етажните сили: а) 4-етажна конструкция при DCH б) 4-етажна конструкция при DCM в) 8-етажна конструкция при DCH г) 8-етажна конструкция при DCM



a) 4-етажни рамки



b) 8-етажни рамки

Фиг. 7.18: Пушоувър криви

Рамките, проектирани за DCH имат по-висок капацитет и дуктилност в сравнение с тези, проектирани за DCM. 8-етажните рамки са с по-висока дуктилност от 4-етажните и са проектирани за подобни сеизмични сили (в рамките на един и същ клас на дуктилност) (виж точка 7.5.3).

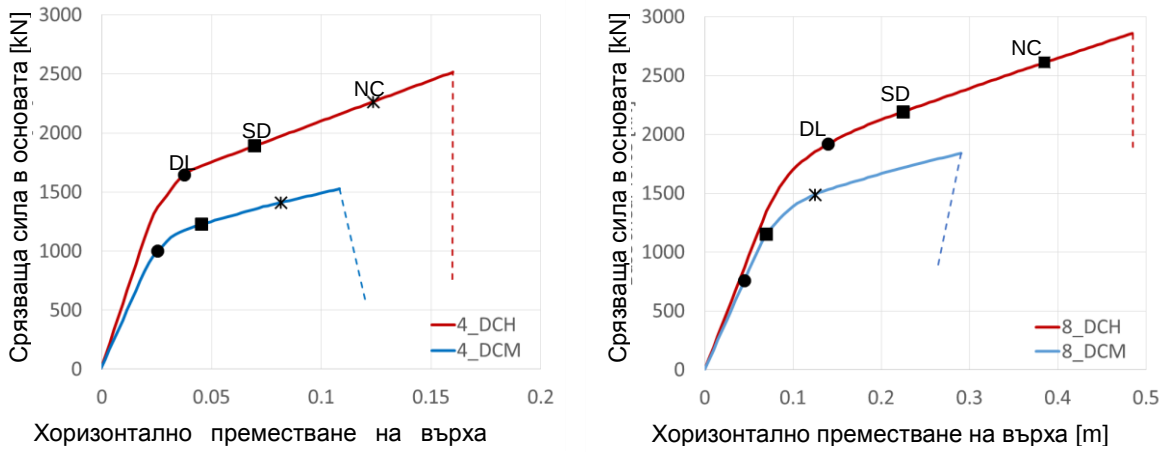
Поради загуба на сходимост на решението при по-големи премествания, кривите са изобразени до достигане на максималния капацитет (при достигане на граничната деформация при срязване на свързващия елемент).

Целта да се поддържа еластично поведение на РКВ до достигане на граничната ротация за състояние SD (на натрупани значителни повреди) в заменяемите свързващи елементи (0,14 rad) от РНЦВД е постигната. Това условие представлява основното изискване за дуални рамки със заменяеми дисипативни елементи. РКВ осигуряват рецентриране на системата до достигане на граничната деформация (0.15 rad).

7.5.6.3 Оценка на сеизмичното поведение

Сеизмичното поведение на анализираните рамки е оценено чрез N2 метод [17], използвайки билинейна идеализация на еквивалентна система с една степен на свобода, която има една и съща начална коравина с тази на системата с краен брой степени на свобода (подход P100 [10]).

Конструктивното поведение е оценено за граничните състояния, дефинирани в т. 7.3. (DL, SD и NC) и са изобразени на Фиг. 7.19. За всяко от дефинираните гранични състояния е определено целевото преместване (D_t) на върха и съответстващите ротации в свързващите елементи (Таблица 7.*21* и
Таблица 7.*22*).



a) 4-етажни рамки b) 8-етажни рамки

Фиг. 7.19: Оценка на реалното сеизмично поведение на конструкциите

Таблица 7.21: Оценка на реалното поведение на 4-етажните рамки

Клас дуктилност	Гранично състояние	Dt [mm]	Ротация в свързващия елемент при Dt [rad]	Допустима ротация [rad]	Съответстващо преместване на върха [mm]
DCH	DL	36.8	0.016	0.005	23.5
	SD	69.7	0.053	0.14	151.5
	NC	127.4	0.115	0.16	-
DCM	DL	26.5	0.009	0.003	19.5
	SD	46.3	0.037	0.09	99.5
	NC	81.3	0.074	0.11	-

Таблица 7.22: Оценка на реалното поведение на 8-етажните рамки

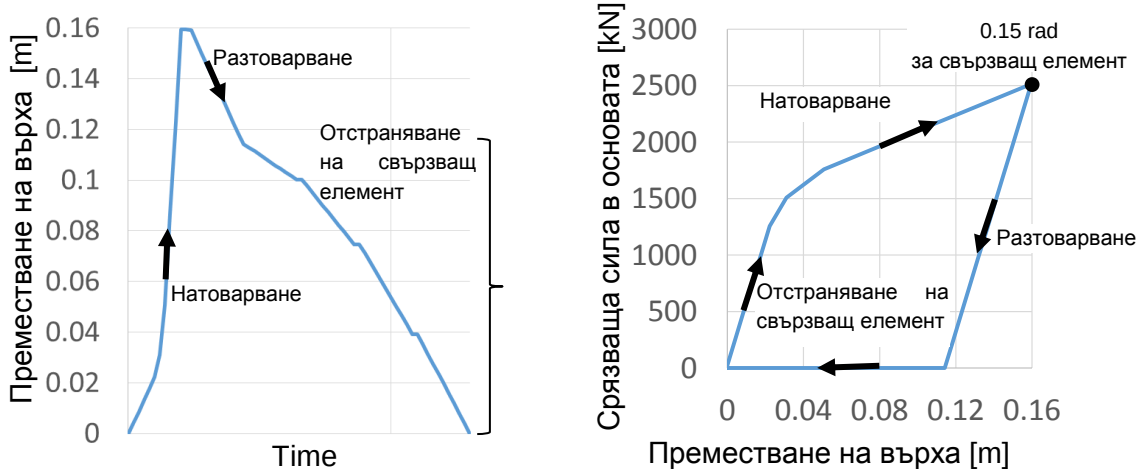
Клас дуктилност	Гранично състояние	Dt [mm]	Ротация в свързващия елемент при Dt [rad]	Допустима ротация [rad]	Съответстващо преместване на върха [mm]
DCH	DL	107.3	0.031	0.005	59.9
	SD	182.2	0.062	0.14	404.9
	NC	313.3	0.109	0.16	-
DCM	DL	41.9	0.003	0.003	44.9
	SD	71.2	0.009	0.09	259.9
	NC	122.4	0.036	0.11	-

Изискванията за конструктивно поведение при гранични състояния SD и NC са удовлетворени. Въпреки че изискванията за конструктивно поведение при гранично състояние DL не са удовлетворени чрез N2 подхода, главното условие за дуалност на системата със заменяеми дисипативни елементи, изискващо липса на пластификация в елементи от РКВ до достигане на гранична деформация за SD в заменяемите свързващи елемент (0.14 rad) на РНЦВД е изпълнено. РКВ осигурява рецентриране на системата до достигане на граничната деформация в свързващ елемент (0.15 rad).

7.5.6.4 Отстраняване на сеизмичните свързващи елементи и рецентриране на рамките

По отношение на възможността за отстраняване на сеизмичните свързващи елементи и рецентриране на рамките, беше приложен стъпков статичен нелинеен конструктивен анализ в SAP2000 за 4-етажната рамка, проектирана за DCH. Стъпките на анализа са следните: първо рамката е натоварена с гравитачни товари и след това с хоризонтални сили (до достигане на граничните деформации в свързващите елементи), след което конструкцията се разтоварва и второ – свързващите елементи се отстраняват етаж по етаж, започвайки от първи етаж към върха [18]. След

отстраняване на последния свързващ елемент, конструкцията се връща към първоначалното си положение (виж Фиг. *7.20*).



a) b)

Фиг. 7.20: Рецентриране на рамката след премахване на свързващите елементи: а) преместване на върха във времето б) зависимост срязваща сила в основата – преместване на върха

Технологично най-лесният начин за отстраняване на свързващите елементи е чрез газопламъчно изрязване на стеблото и поясите на свързващия елемент [19] при реализирани големи остатъчни междуетажни премествания или чрез развиване на болтовете, етаж по етаж [20]. Тези подходи бяха надеждно приложени в изпитването на конструкциите при изпълнение на проект DUAREM.

Подобна процедура се прилага и за останалите три разглеждани рамки в примера.

7.6 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Рецентриращите дуални рамки с нецентрично включени диагонали и заменяеми сеизмични свързващи елементи представляват едно ефективно решение за намаляване на разходите по възстановяване и ремонт на конструктивни повреди, получени при действие на силни земетресения. Предложена е процедура за проектиране, включваща няколко допълнителни проверки към съществуващите нормативни изисквания.

Дуалните конструкции с нецентрично включени диагонали показват отлично поведение при SLS и ULS земетресения в рамките на проведената експериментална програма. Малки остатъчни деформации са регистрирани за двете нива на интензивност на сеизмичното въздействие, които са в рамките на допустимите отклонения, дефинирани в EN 1090.

Наблюдаваното конструктивно поведение е реализирано главно в следствие на високата нееластична коравина на системата, осигурена от рамките с корави възли. Показател за добрите самоцентриращи свойства на системата са и ниските стойности на остатъчните премествания.

Представени са методика за проектиране, както и препоръки за осигуряване на рецентриране на дуалната РНЦВД със заменяеми сеизмични свързващи елементи. Освен това, към съществуващите изисквания на действащите нормативни документи за РНЦВД, са препоръчани специфични правила за проектиране, целящи осигуряване на капацитет за рецентриране и дуалност на изследваните рамки в разглеждания пример.

Необходимо е потвърждаване на резултатите за късите сеизмични свързващи елементи. Поради ограничения брой проведени експериментални изпитвания на къси сеизмични свързващи елементи с болтово съединение от разглеждания тип (с къса фланцева плоча) и напречно сечение (I с 240 mm височина), е препоръчително, при използване на друг тип напречни сечения и съединения, поведението на свързващите елементи да бъде доказано или чрез експериментални изпитвания, или чрез числово изследване, основано на параметрични изследвания.

Препоръчително е проверката за достатъчен капацитет за рецентриране на системата да бъде извършена чрез нелинеен статичен и/или динамичен анализ. Сеизмичното поведение на изследваните рамки е оценено чрез N2 метод. Изискванията за конструктивно поведение са задоволени за гранични състояния SD и NC. Въпреки че критериите за конструктивно поведение за гранично състояние DL не са удовлетворени, използвайки N2 подхода, условието за запазване на еластично поведение на РКВ до достигане на граничните деформации за SD в заменяемите сеизмични свързващи елементи (0.14 rad) за РНЦВД е изпълнено. То е основното условие за проектиране на дуални рамки със заменяеми дисипативни елементи.

7.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Дуалните рецентриращи се РНЦВД със заменяеми сеизмични свързващи елементи с болтови съединения могат да намерят приложение при конструкции на многоетажни сгради със стоманена носеща конструкция, при което се постигат намалени разходи на средства и по-кратки срокове за възстановяване и ремонт на конструкцията, която е била подложена на силно сеизмично въздействие. След отстраняване на повредените при земетресение сеизмични свързващи елементи, еластичната коравина на

гъвкавата подсистема (РКВ) осигурява необходимата възвръщаща сила за системата.

7.8 ПУБЛИКАЦИИ

1. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, „Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links", Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
2. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, "Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links" - Proceedings of the Romanian Academy - series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
3. Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report FP7 SERIES DUAREM Project – "Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links" (2014) (http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136).
4. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

7.9 БИБЛИОГРАФСКА СПРАВКА

1. Stratan A, Dubina D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop ''connections in steel structures V. behavior, strength & design", June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
2. Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
3. Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1, Gen-eral rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Stand-ardization, 2004;
6. ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Struc-tural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Wash-ington DC, USA, 2000;
8. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003;
9. NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other struc-tures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code – Part 1: Rules for buildings;

11. Stratan A., Dinu F., Dubina D., “Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames”, 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;
12. Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – ASCE/SEI 41-13, 2013;
14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
15. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com;
17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;
18. A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D’Aniello and R. Landolfo, “Seismic performance and re-centring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links”, 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
19. Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
20. Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October, 2012, Pecs, Hungary.

8 ЗАМЕНЯЕМИ ТЪНКОСТЕННИ ДИАФРАГМИ

8.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на Европейска изследователска програма RFSR-CT-2008-00032 „Дисипативни устройства за стоманени рамки, поемащи сеизмични въздействия“, са представени иновативни дисипативни системи, наречени заменяеми тънкостенни диафрагми и са разработени съответните насоки при проектиране. Настоящият документ представя резултатите от проведените изследвания върху сеизмичното поведение на системата, правила за проектиране на стоманени конструкции, в които е използвана системата със заменяеми стенни панели и продължава и разглежда проектирането на няколко примера.

8.2 ОПИСАНИЕ НА ЗАМЕНЯЕМИТЕ ТЪНКОСТЕННИ ДИАФРАГМИ

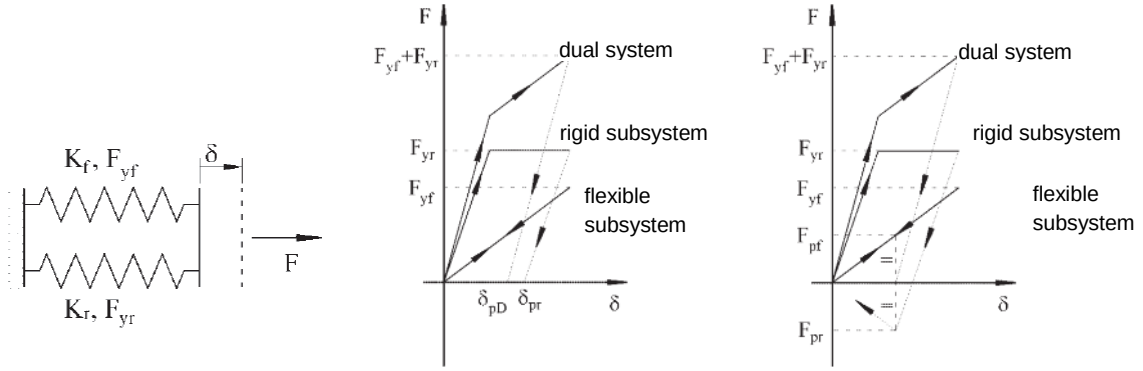
8.2.1 Основни принципи на рецентриране на дуалните рамкови системи

Висок процент от конструкциите, проектирани съгласно съвременните нормативни документи реализират пластични деформации дори и при сеизмични въздействия със средна интензивност, свързани с постоянни (остатъчни) премествания след сеизмичното въздействие. В тези случаи отстраняването на повредите е затруднено. Съществуват решения, които позволяват самоцентриране на конструкцията („post-tensioned strands“, устройства със сплави, които „запомнят“ първоначалната си форма и др.). Алтернативно решение са системите с капацитет за рецентриране (различаващи се от самоцентриращите се), осигурен от заменяеми дисипативни елементи и дуална конфигурация на системата (корава-гъвкава). Системите, при които ограничаването на остатъчните конструктивни повреди се реализира чрез изолиране на пластичните деформации в лесно отстраняеми или „лесно ремонтируеми“ „бушони“ и осигуряване на капацитет за връщане на системата в първоначалното й, недеформирано състояние след земетресение, представляват значителен интерес.

Stratan and Dubina [1] предлагат решение за осигуряване на капацитет за рецентриране на конструкцията със заменяеми дисипативни елементи чрез прилагане на дуална конфигурация, реализирана от комбинацията между рамки с корави възли (РКВ) и заменяеми тънкостенни диафрагми. Ако реагирането на по-гъвката подсистема РКВ е ограничено в еластична област, тя би имала капацитета да осигури необходамата за рецентриране на конструкцията възвръщаща сила, след подмяна на повредените заменяеми диафрагми. Една възможност за осигуряване на това поведение е

изпълнението на тънкостенните диафрагми от стомана с ниска граница граница на провлачване.

Идеализирана схема на дуалната система, състояща се от две нееластични пружини, свързани успоредно, е представена на Фиг. *8.1*a. С цел да се осигури необходимият капацитет за рецентриране, гъвкавата подсистема следва да остане еластична до достигане на граничния пластичен деформационен капацитет на коравата подсистема. Въпреки това традиционната дуална система, отговаряща на това условие, не би се върнала в първоначалното си положение, следвайки деформациите в нееластичната област, дори когато остатъчните премествания δ_{pD} в дуалната система са по-малки от тези, които биха се развили в самостоятелната корава система δ_{pr} (Фиг. *8.1*b). Остатъчните премествания биха могли да се отстранят, ако коравата (дисипативна) подсистема е релизирана като заменяема. При разтоварване, дуалната система има остатъчно преместване δ_{pD} и съответни остатъчни сили в гъвкавата (F_{pf}) и в коравата (F_{pr}) подсистема. След като веднъж заменяемите дисипативни елементи са демонтирани, коравината и носещата способност на системата за хоризонтални въздействия се осигурява от гъвкавата подсистема самостоятелно (F_{pr}=0). Ако гъвкавата подсистема е все още в еластична област, то тя ще осигури възвръщането в първоначално положение на системата с нулеви остатъчни премествания (Фиг. *8.1*c).



a) Опростен модел на дуална система

b) Традиционна дуална система

c) Дуална система със заменяеми дисипативни елементи

Фиг. 8.1: Постоянни деформации

8.2.2 Описание на системата

Конструкциите със заменяеми тънкостенни диафрагми са надеждна система за поемане на хоризонтални въздействия. В зависимост от стройността на диафрагмите може да се наблюдава следното поведение: развитие на пластифични деформации в тънкостенните диафрагми преди да

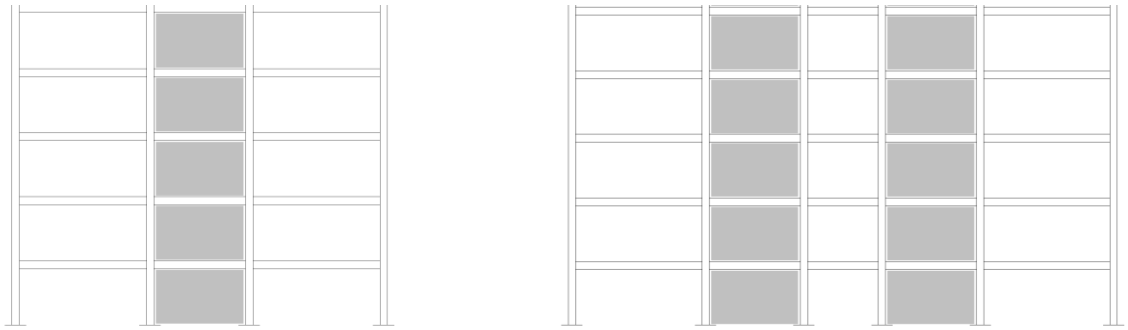
е налице загуба на устойчивост или наличие на загуба на устойчивост при почти еластично поведение на тънкостенната диафрагма.

Основното преимущество на стройните диафрагми е по-ниското им тегло, бърз монтаж и по-лесното възстановяване [2]. В допълнение, при подходящо проектиране и детайлиране, системите могат да се класифицират като дуктилни. Проектираните, в съответствие със съвременните нормативни документи, конструкции със заменяеми тънкостенни диафрагми имат достатъчен капацитет за удовлетворяване на критериите за ограничение на междуетажните премествания при движения на земната повърхност, доближаващи се до изчислителните [3]. Въпреки това, характерна особеност на тези системи за хоризонтални въздействия е ранната загуба на устойчивост на панелите, отразяваща се в прищипване на хистерезисните примки. Това води до намаляване на площта на примките и в резултат по-ниска дисипация на енергия. За да се редуцира ефектът от прищипване и да се увеличи капацитетът за дисипация на енергия, диафрагмите може да се комбинират с рамки с корави възли между ограждащите елементи. Така полученото рамково действие осигурява известна коравина при нулеви междуетажни премествания [4].

Дуалната система може да се конструира като единична рамка със тънкостенни диафрагми (

Фиг. 8.2а), или от сдвоени системи с успоредни рамки с корави възли (

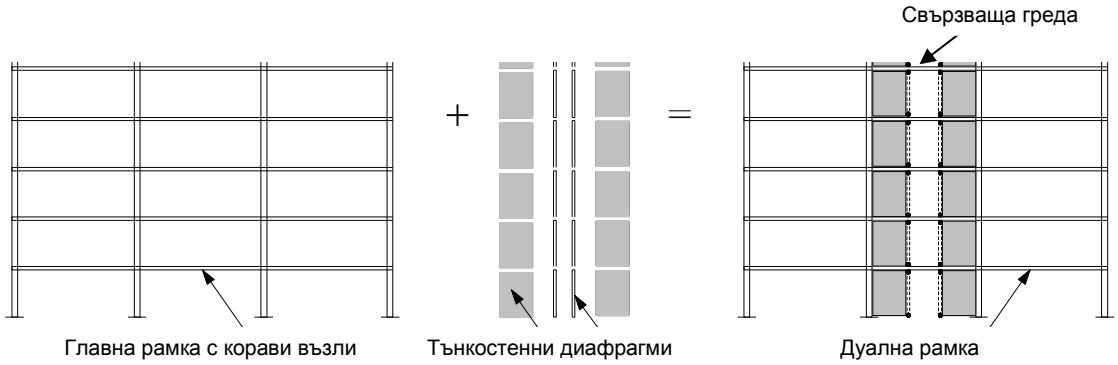
Фиг. 8.2б). В случая на големи отвори, разполагането на тънкостенните диафрагми в цялото поле на рамката с корави възли, води до високи стойности на отношението дължина/височина на панела (L/h), което повлиява поведението на диафрагмата като увеличава нейната деформируемост. Сдвоената система е специфична дуална система, при която две полета с тънкостенни диафрагми са обединени чрез „свързваща“ греда.



а) Единична система б) Сдвоена система

Фиг. 8.2: Дуални системи с тънкостенни диафрагми

Иновативно решение е разполагането на две системи с тънкостенни диафрагми в рамките на рамката с корави възли, с което се цели постигане на допълнителна хоризонтална коравина (Фиг. 8.3). Тънкостенните диафрагми са ограничени от допълнителни вертикални елементи (подпори), които са ставно свързани към гредите. Гредата, свързваща двете полета тънкостенни диафрагми може да се разглежда като къс, среден или дълъг линк-елемент, в зависимост от ширината на диафрагмата и отвора на рамката.



Фиг. 8.3: Дуални рамки със заменяеми стенни панели

По време на силни земетресения, диафрагмите загубват устойчивост от срязване, а пластичните деформации се развиват в диагоналните опънни полета, както и в двата края на свързващите греди. Тези системи могат да намерят приложение, както в конструкции на нови сгради, така и за повишаване на капацитета за хоризонтални въздействия на съществуващи конструкции. Предложената система се характеризира с добро сеизмично поведение, висок капацитет за дисипация на енергия и малки остатъчни междуетажни премествания. Прилагането им също подобрява коравината за преобръщане и намалява необходимата носимоспособност за осови сили на вертикалните ограждащи елементи на диафрагмите (ВОЕ).

Важен аспект от поведението на системата са ниските остатъчни премествания след земетресение и свързаните с тях разходи за ремонт. Остатъчните или постоянни премествания са неблагоприятни, тъй като предполагат конструктивни повреди. Ремонтът на повредените конструктивни елементи може да се окаже сериозна технически задача, дори може да се окаже и невъзможен за изпълнение, но при всички случаи се свързва с високи разходи. Ако повредите са локализирани само в лесно заменяеми елементи, то ремонтът е много по-лесен и струва по-малко. Освен това рецентрирането на конструкцията позволява лесно заменяне на повредените или „пожертвани“ елементи. Специфичното поведение на предложената

система ги прави подходящи за приложение в разгледаните ситуации [5], [6].

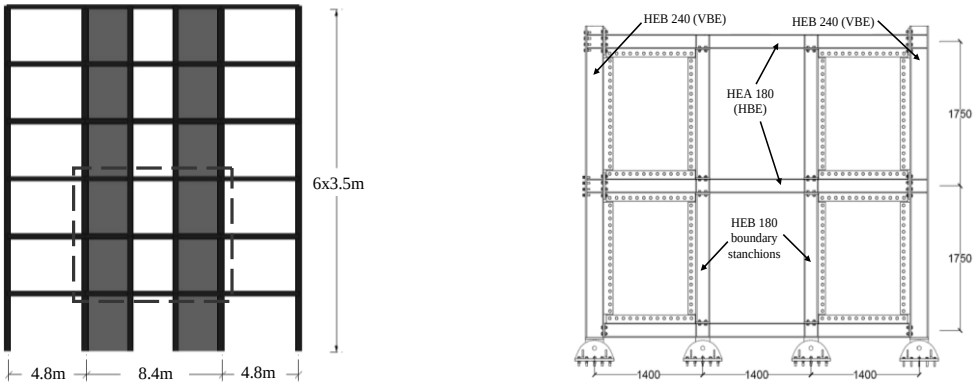
Това решение е частично валидирано чрез експериментални тестове. Експериментална програма беше разработена в лабораторията за стоманени конструкции в Politehnica University Timisoara ([7], [8]), целяща валидиране на предложеното решение и да се получат репери за калибриране на числовите модели на стоманени конструкции със стенни дифрагми.

8.3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СТЕННИ ДИАФРАГМИ

8.3.1 Експериментални образци и постановка

Четири експериментални образци са проектирани и конструирани. Те представляват извадка от втория и трети етаж на 6-етажна референтна сграда (

Фиг. 8.4а).



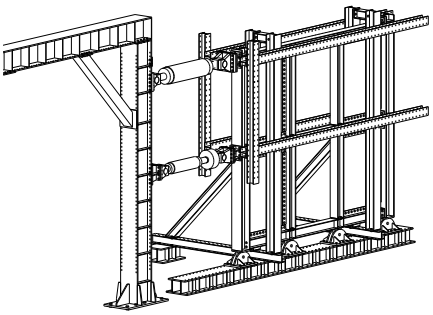
а) 6-етажна референтна конструкция б) Експериментален образец в мащаб 1:2

Фиг. 8.4: Конструиране на образеца в мащаб 1:2

Поради технологични ограничения, образците са в мащаб 1:2, което означава, че образците са с размери 3500 мм височина и 4200 мм ширина, измерени между осите на елементите (

Фиг. 8.4б). Дебелината на диафрагмите е приета 2 мм. Отношението ширина/височина (L/h) на стенните диафрагми е 0.8, а стройността на диафрагмата, определена от отношението L/t_w е 595. Конструкцията на изследваните образци се състои от рамка с корави възли, две стенни диафрагми, закрепени към гредите и два допълнителни вертикални елемента, разположени като вертикални гранични елементи. Всеки един от

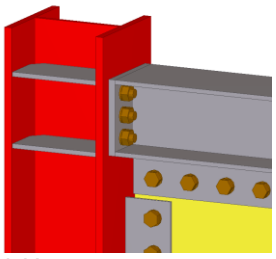
образците беше монтиран към силова рамка, както е показано на Фиг. 8.5.



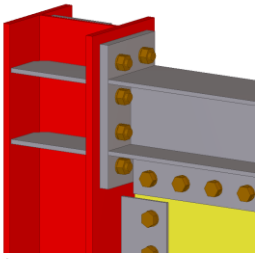
Фиг. 8.5: Експериментална постановка

Силовата рамка е укрепена, за да се намалят деформациите в равнината й. Направляващи греди бяха монтирани в първо и второ етажно ниво, за да се осигурят преместванията в равнината на рамката. Странична връзкова система беше използвана за предотвратяване на нежелани деформации извън равнината на направляващите греди.

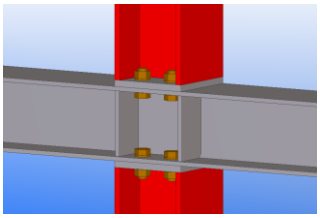
С цел да се проследи влиянието на типа на съединението върху цялостното поведение на рамката, бяха приложени два типа болтови фланцеви съединения за връзка между хоризонталните и вертикалните елементи (HBE–VBE) на рамката. Конструирането на първия тип болтово съединение е представено на Фиг. 8.6а, а вторият тип съединение с болтови редици извън височината на гредата и съответно удължена фланцева плоча, е представено на Фиг. 8.6б. Фиг. 8.6в илюстрира съединението между вертикалните гранични елементи и гредата.



а) Частично корава връзка греда-колона (SR)



б) Корава връзка греда-колона (R)

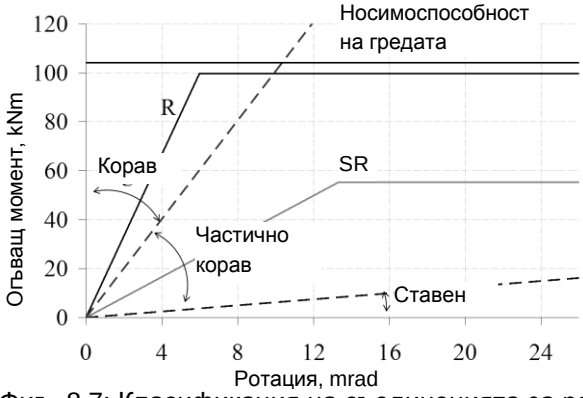


в) Съединение вертикални гранични елементи –греда

Фиг. 8.6: Типове съединения, използвани в експерименталните образци

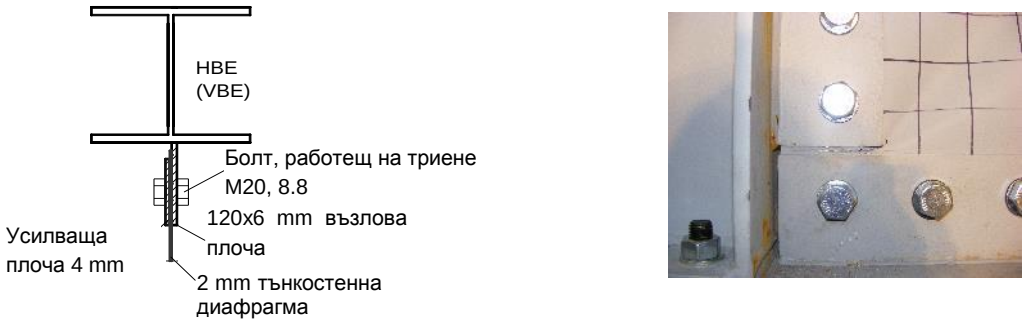
Съгласно класификацията на EN1993-1-8 [9], това съединение може да се разглежда като номинално ставно. Фланцевото съединение между греда и колони е частично кораво и неравноякостно ($M_{j,Rd}$ = 0.53$M_{b,Rd}$), (наричано в изложението частично кораво - SR), а съединението с удължена фланцева плоча се разглежда като кораво и неравноякостно, но с капацитет приблизително равен на този на присъединявата греда ($M_{j,Rd}$ = 0.96$M_{b,Rd}$),

(наричано в изложението кораво - R) (Фиг. 8.7).



Фиг. 8.7: Класификация на съединенията за рамковите образци [9]

Диафрагмите са свързани с болтове към граничните елементи по всички страни чрез възлови плочи с дебелина 6 мм, ширина 120 мм и болтове M20 8.8, работещи на триене (Фиг. 8.8). Болтовите съединения са предпочетени пред заваръчните поради затрудненото изпълнение и контрол на заваръчните съединения на място. В допълнение, демонтажът на повредените диафрагми е улеснен при използване на болтови съединения. Поради гореспоменатите условия, авторите считат, че изпълнението на съединенията като заварени не е практично решение. С цел да се увеличи носимоспособността на диафрагмите и да се предотврати разрушение в отслабените сечения, допълнителни (усилващи) плочи са заварени към стенните диафрагми. Усилващите плочи са с дебелина 4мм (сумарна дебелина с дебелината на стенната диафрагма 6 мм) и са заварени към стенната дифрагма. Интензивността на потока при заваряване беше контролирана, така че да не се получи прегаряне на материала на тънката стенна диафрагма.

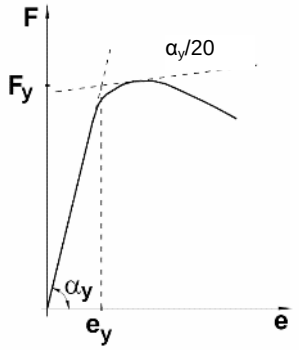


a) Напречен разрез b) Изглед

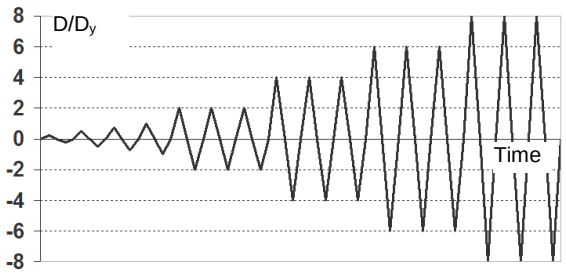
Фиг. 8.8: Съединение между тънкостенните диафрагми и ограждащите елементи

8.3.2 Протокол на натоварване

Възприетият протокол на натоварване беше в съответствие с препоръките на ECCS [10] за статично циклично изпитване. Първоначално беше проведен монотонен тест за получаване на зависимостта сила – преместване (Фиг. 8.9а). Посредством получената зависимост беше определено преместването при пластифициране D_y като пресечна точка между тангентата в точката с максимална сила, имаща наклон 20% от началната коравина и началният еластичен клон (виж [8]). В последствие експериментално определената стойност за D_y е използвана за дефиниране на цикличния тест, което предполага прилагане на 4 цикъла с нарастваща амплитуда на приложените премествания със стойност $\pm 0.25D_y$, $\pm 0.5D_y$, $\pm 0.75D_y$, and $\pm 1.0D_y$, последвани от серии от три цикъла с амплитуда $\pm 2n \times D_y$ (n = 1,2,3…) до достигане на разрушение (Фиг. 8.9б).



а) Определяне на преместването при пластифициране



б) Протокол за циклично натоварване

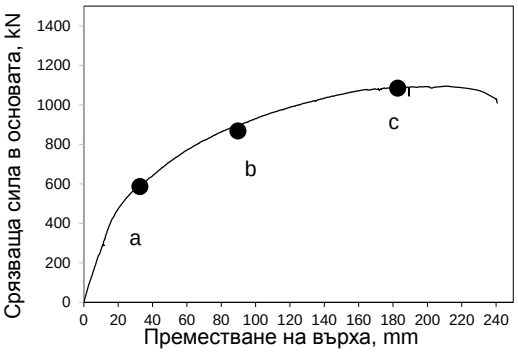
Фиг. 8.9: Протокол на натоварване

Хоризонталното натоварване беше прилагано като контролирано преместване с триъгълниково разпределение между двата етажа. Важно е да се отбележи, че за определянето на D_y при този вид системи няма стандартизирана и единна дефиниция. Процедурата на ECCS [10] за оценка на D_y е първоначално разработена за изпитване на възли между греда-колона, следователно с оглед спецификите в поведението на системата тънкостенни диафрагми, за определяне на D_y могат да се приложат и други методи. Тъй като реагирането на система се влияе от загубата на устойчивост от срязване на тънкостенните диафрагми и работата на болтовите съединения, то преместването при първо пластифициране може да се разглежда като „преместване при пластифициране“.

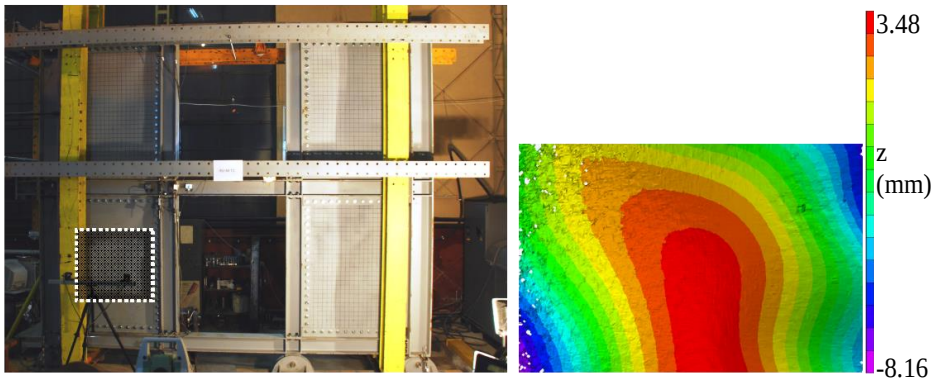
8.3.3 Резултати от монотонния тест

За първия изпитван образец (R-M-T2) са използвани R съединия греда-колони и дебелина на тънкостенните диафрагми 2 mm. *Фиг. 8.10* илюстрира експериментално получената зависимост срязваща сила в основата – преместване на върха. Посредством оптична измервателна система, бяха

регистрирани деформации извън равнината за лявата диафрагма на първи етаж. Фиг. 8.*11* илюстрира началното състояние при експерименталния тест. Отчетените деформации извън равнината на рамката са 8.1 мм. Тези начални деформации се появиха по време на производство, както и след монтаж на експерименталната постановка.

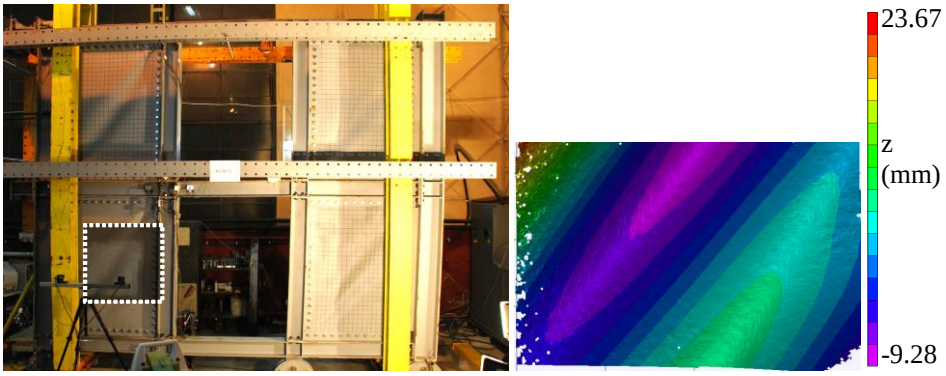


Фиг. 8.10: Експериментална капацитивна крива за образец с корави (R) съединия



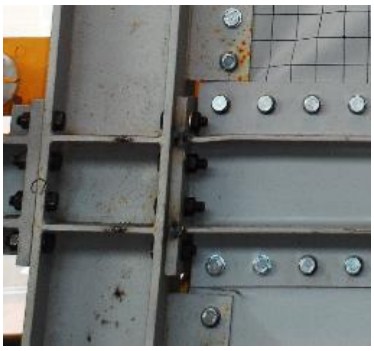
Фиг. 8.11: Начално състояние

Образците запазиха изцяло еластично поведение до относително преместване от 0.9% мерено до върха. Първа пластификация беше регистрирана в тънкостенните диафрагми, което се отрази в промяна в коравина (Фиг. 8.*10*, точка a). В тази точка срязващата сила в основата достигна 482 kN и съответното преместване на върха – 20.7 mm. Отчетените премествания извън равнината на рамката са 23.6 mm (Фиг. 8.*12*).



Фиг. 8.12: Етап на първо пластифициране

В ограждащите елементи и съединенията греда-колони не бяха регистрирани пластични деформации до 2% относителни междуетажни премествания. При относителни междуетажни премествания по-големи от 2%, бяха регистрирани пластични деформации в натиснатия пояс в края на гредата, което кореспондира на наблюдавания наклон на експерименталната крива сила-преместване, илюстрирана на Фиг. 8.*10*, точка b. При тази стойност на междуетажни премествания от 2% беше наблюдавано и зараждане на пукнатини в ъглите на диафрагмите, които впоследствие се развиха по дължина на заваръчните шевове, които съединяват диафрагмите и усилващите плочи (Фиг. 8.13б).



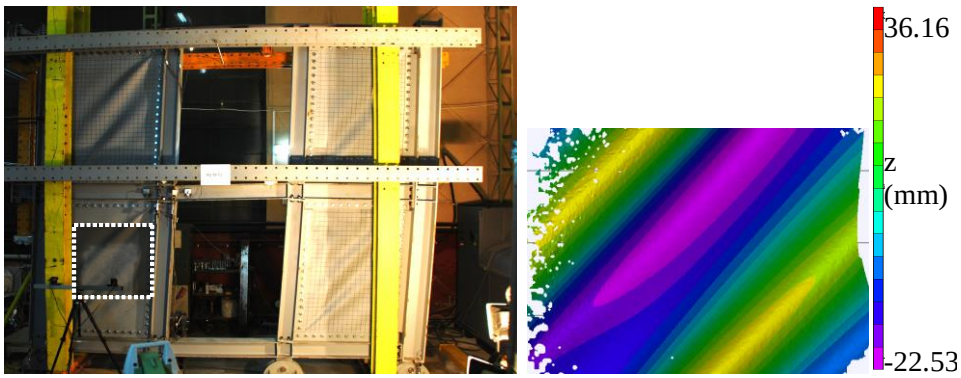
а) Повреда в гредата

б) Пукнатини в ъглите

Фиг. 8.13: 2% междуетажно преместване

Не са налице индикации за спад в капацитета на конструкцията, вследствие на тези локални повреди. Беше установено, че главна причина за поява на тези пукнатини е недостатъчния луфт между двете съседни възлови плочи, които влизат в контакт при ротацията на гредата спрямо колоната. Максималният капацитет на системата беше достигнат при 6% междуетажни премествания (съответстващо на 210 мм преместване на върха) при срязваща сила в основа от 1094 kN (Фиг. 8.*10*). В момента на максимална носимоспособност на системата, регистрираните деформации извън

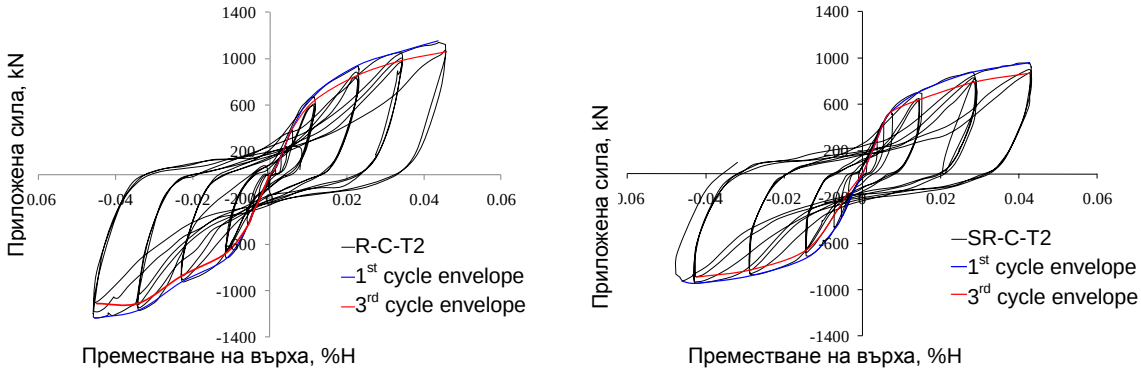
равнината на рамката бяха 36.1 мм, а ъгловите пукнатини започнаха да навлизат към средата на диафрагмата. Тестът беше спрян при преместване на върха 240 мм, поради изчерпване на хода на буталото, а не поради разрушение на образеца.



Фиг. 8.14: Стадий на максимална носимоспособност

8.3.4 Резултати от цикличния тест

Всички експериментални образци (R-C-T2 and SR-C-T2) показаха стабилно циклично поведение с наличие на известно прищипване на хистерезисните примки, които са в съответствие с характеристиките, наблюдавани и в други тестове. Графични изображения на регистрираните зависимости сила-преместване на върха от проведените циклични тестове на изпитваните образци, са представени на Фиг. 8.15.



a) Образец с R съединения греда-колони b) Образец с SR съединения греда-колони

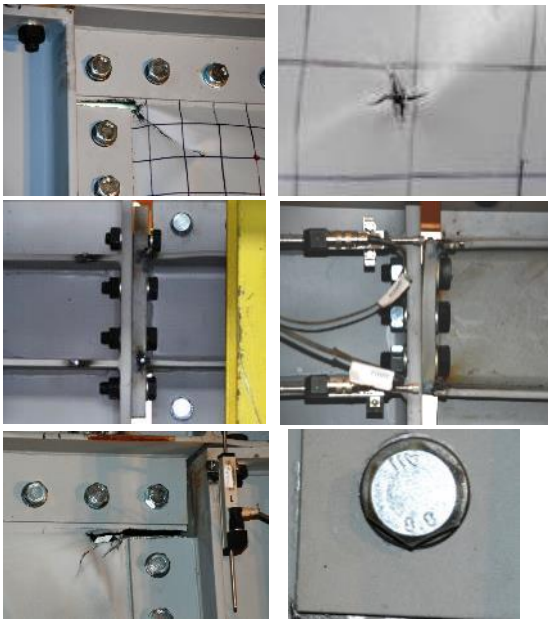
Фиг. 8.15: Хистерезисно поведение на изпитваните образци

Наблюдаваните деформации по време на цикличния тест са представени на Фиг. 8.16. Началните несъвършенства извън равнината на рамката повлияха началната коравина и носимоспособността при пластифициране на тънкостенните диафрагми, но имаха пренебрежимо влияние върху максималния капацитет на системата. Образците

пластифицираха съответно при 0.90% и 0.95% относителни премествания на върха, което индикира и пренебрежимото влияние върху конструктивното поведение на коравината на възлите греда-колони до момента на поява на първа пластификация. При междуетажни премествания от порядъка на 2% бяха наблюдавани някои местни пукнатини в ъглите на диафрагмите, които се разпространиха по дължина на заваръчните шевове към усилващите плочи. При същите премествания бяха наблюдавани и местни пластични деформации в натиснатите пояси на гредата при образците с корави съединения. За образците с частично корави съединения, първите пластични деформации бяха наблюдавани в съединенията при огъване на фланцевата плоча при приблизително 2.5% междуетажни премествания. Всички образци показаха стабилно поведения до цикли от 4% междуетажно преместване, след което беше регистриран спад в носещата способност на системата. Граничното преместване на образците е от порядъка на 4.5% междуетажно преместване, но дължащо се отново на изчерпване на максималния ход на буталото, а не на конструктивно разрушение. Приносът на рамката с корави възли върху общия отговор на конструкцията нараства с нарастване на хоризонталните премествания.

Що се отнася до поведението до първо пластифициране, разликата между изпитваните образци SR-C-T2 и R-C-T2 е малка, както беше споменато по-горе, но максималният капацитет намалява с 20% при използване на съединения с по-ниска коравина. Колкото до максималните междуетажни премествания, разликата между образците с корави и частично корави съединения е отново малка.

а) Повреда в тънкостенна диафрагма в основата



б) Детайли от рамката

c) Съединение на вертикалите към основната греда от рамката

Фиг. 8.16: Експериментални тестове

Една от целите на експерименталната програма беше оценката на коефициента на поведение q, детайли по този проблем са разгледани в [7]. Средната стойност на коефициента на поведение, получен от експерименталните резултати, е 6.2.

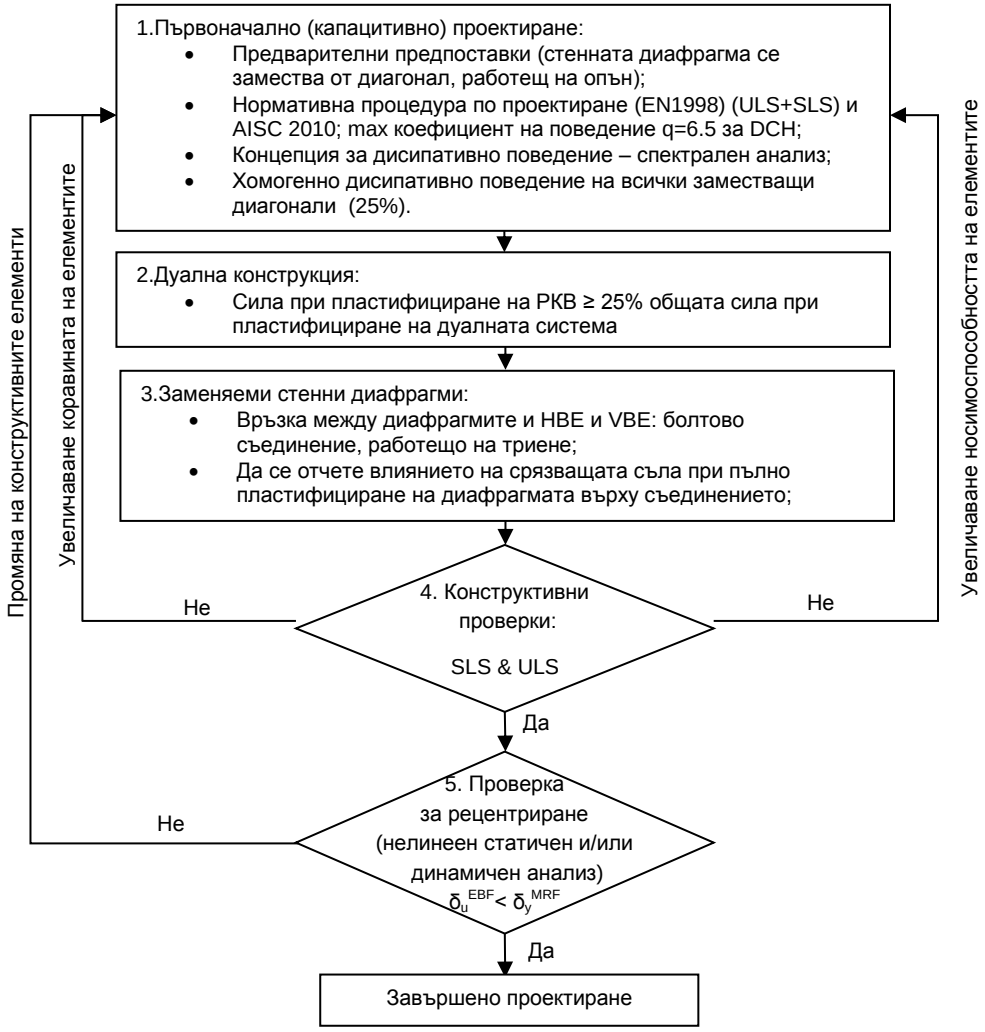
8.3.5 Заключителни бележки

Изследвано е поведението на рамките с тънкостенните диафрагми, свързващи греди и съединения греда-колони с различна коравина. Резултатите показаха, че системата с тънкостенни диафрагми е ефективна система за хоризонтални въздействия, имащи стабилно циклично поведение и добра дуктилност. Частично коравите съединения водят до по-нисък капацитет и дисипираната енергия в сравнение с коравите съединения, но опростеното им детайлиране ги прави по-съвместими с особеностите на детайлите в ъглите на диафрагмите. Следва да се отбележи, че съставената дуална рамка с болтова връзка между тънкостенните диафрагми и ограждащите елементи и ставно свързани вертикални ограждащи елементи, доказват своята ефективност като система за поемане на хоризонтални въздействия.

8.4 ПРАВИЛА ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ

8.4.1 Процедура при проектиране

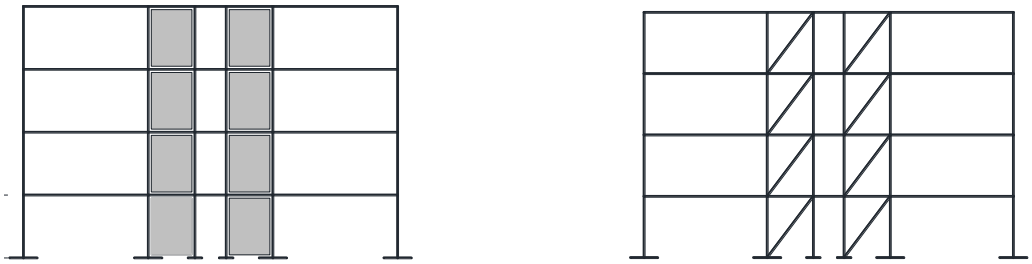
Проектирането на дуална конструкция, получена при комбиниране на рамки с корави възли и заменяеми стоманени тънкостенни диафрами, може да бъде извършено съгласно изискванията на действащите нормативни документи при удовлетворяване на някои допълнителни критерии (8.4.1.1 – 8.4.1.7). Блок-схема, илюстрираща главните етапи на процеса на проектиране на рецентрираща система с тънкостенни диафрагми е показана на Фиг. 8.*17*.



Фиг. 8.17: Блок-схема на процеса на проектиране на рецентриращи системи с тънкостенни диафрагми

8.4.1.1 Общи правила за проектиране

Редица аналитични подходи са приложими за първоначално капацитивно проектиране и определяне на необходимите сечения на хоризонталните и вертикални ограждащи елементи (HBE и VBE), както и дебелината на тънкостенната диафрагма. Един от тях е апроксимацията на системата с вертикална фермова структура с диагонали, работещи само на опън (наричана „еквивалентна връзкова система“), в съответствие с критериите в AISC 2010 [13] (Фиг. 8.18).



a) Рамки с тънкостенни диафрагми b) Еквивалентна връзкова система

Фиг. 8.18: Апроксимация на системата тънкостенни диафрагми с вертикална ферма

Съгласно AISC 2010 Provisions [13] за проектиране на този тип системи, приложимостта на този подход е ограничена за диафрагми с отношение дължина/височина в диапазона 0.8 < L/h < 2.5. Това ограничение е основано на експериментални изпитвания, проведени в U.S. до издаване на AISC-2005 [14]. Преди това издание и нанесените корекции, проектирането е в съответствие с изискванията на нормативните документи като е считано, че и по-ниски стойности на отношението L/h показват задоволително поведение. Например, образци с L/h = 0.6 (Lee and Tsai, 2008 [15]) показват дуктилно хистерезисно поведение, което е сравнимо с това на панели с по-високо отношение L/h.

Теоретична горна граница на отношението L/h не е дефинирана, но с нарастване на отношението, нараства и изискването върху хоризонталните ограждащи елементи НВЕ, при следване на принципите за капацитивно проектиране. В този смисъл, може да се дефинира горна граница на отношението с практически смисъл, за която системата е неикономична, като не е необходимо дефинирането на произволна граница (например 2.5), при условие че инженерът е доказал пластифицирането на всички заместващи диагонали при междуетажни премествания, равни на целевите (Bruneau and Bhagwagar, 2002 [16]).

Тъй като тънкостенните диафрагми не се оразмеряват за гравитачни товари, носимоспособността на елементите от РКВ следва да бъде определена в съответствие с изискванията на EN1993-1 [11] за крайно гранично състояние (ULS), а провисванията следва да удовлетворяват критериите за експлоатационно гранично състояние (SLS) за постоянна ситуация на комбиниране на въздействията.

Капацитивното проектиране може да бъде извършено съгласно EN1998-1 [13], като дисипативни елементи за РКВ са ригелите, работещи на огъване, а за еквивалентната връзкова система диагоналните елементи се разглеждат като дисипативни, работещи на опън. Препоръчва се системата да се проектира при концепцията за дисипативно поведение.

Глобалното дисипативно поведение на конструкцията следва да бъде осигурено чрез проверка на стойностите на Ωi за всеки от дисипативните елементи[25] не надвишават минималната стойност на Ω с повече от 25% [13]. Усилията в елементите вследствие сеизмично въздействие са определени чрез спектрален анализ, за който броят форми на собствени трептения на конструкцията, включени в анализа за всяко от разглежданите направления на въздействието е такъв, че сумата от ефективната маса не е по-малка от 90% от общата конструктивна маса.

Носимоспособността на конструктивните елементи следва да бъде проверена при ULS, а междуетажните премествания – за SLS при сеизмична комбинация на въздействията.

Следва да се отчитат общите и местни несъвършенства, както и да бъде проверено влиянието на ефектите от втори ред.

Препоръчителният коефициент за редукция на ефектите от сеизмично въздействие (q) е 6.5, базиран на експериментални и числови изследвания, проведени в PUT Timisoara, Romania [8].

8.4.1.2 Вертикални и хоризонтални ограждащи елементи към тънкостенните диафрагми (VBE и HBE)

Съгласно AISC 2010 [13], хоризонталните и вертикалните ограждащи елементи следва да се проектират за максималните усилия, получени от опънното поле при напълно пластифицирали диафрагми. Ограждащите елементи са подложени на осови, срязващи усилия и огъващи моменти, поради спецификите в общото напрегнато състояние на тънкостенните диафрагми. Изисква се HBE и VBE да останат предимно еластични под действие на реактивните усилия от напълно пластифицираните диафрагми като се допуска развитие на пластични стави от огъване в двата края на хоризонталните ограждащи елементи.

- Хоризонтални ограждащи елементи (HBE)

С цел да се отчете небалансираният товар, който възниква вследствие на разлика в носимоспособността на тънкостенните диафрагми, разположени под и над разглеждания HBE, се изисква инерционният момент (I_b) на HBE около оста, перпендикулярна на равнината на стеблото, да бъде не по-малък от:

$$I_b \geq 0.0031 \cdot \frac{\Delta t_w \cdot L^4}{L} h \qquad (8.1)$$

[25] В оригиналния текст е написан ´individual values of the ratios Ω_i for each short link´, short link е заменен с дисипативни елементи в превода (*бел. прев.*).

където L е ширината на диафрагмата, h е нейната височина, а Δt_w е разликата между дебелините на диафрагмите в двата съседни етажа.
При големи ширини на диафрагмите, HBE на върха и в най-долната част на системата са най-неблагоприятно натоварени, поради липса на връзка между две диафрагми и самоуравновесяване на разпределения товар от опънните полета в съседните диафрагми.

Натоварването върху най-долният HBE е обикновенно най-неблагоприятно поради това, че дебелината на диафрагмата в първи етаж е обикновено най-голяма (по-специално за високи сгради). В случите, когато е възможно да се използват контрафорси или пилоти във фундаментната система, един или два от тях се препоръва да се разположат между колоните, за да редуцира необходимата носимоспособност на огъване на най-долния HBE.

- Вертикални ограждащи елементи (VBE)

За да се предотвратят значителните деформации, водещи до преждевременна загуба на устойчивост, вследствие опънното действие в диафрагмите, минималният инерционен момент на VBE (I_c), следва да удовлетворява критерия, дефиниран от (8.2). Когато за VBE са използвани различни напречни сечения (например в случаите на колона от едната страна и двуставен вертикален ограждащ елемент) се допуска при изчисленията да се използва осредненият инерционен момент.

$$I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \qquad (8.2)$$

8.4.1.3 Съединение HBE-VBE

Анализите на сгради с разглежданата система, сочат че използването на ставни съединения между ограждащите греди и колоните редуцира рецентриращата сила на системата, следователно коравите съединения може да се окажат по-целесъобразни. Когато тънкостенните диафрагми са разположени в рамки с корави възли, ъглите на диафрагмите действат като оребряване под и над коравия възел като редуцират значително изискването за ротационен капацитет към коравите съединения. Тази особеност в поведението предполага, че съединения с по-ниска коравина (частично корави съединения) е удачно да се използват, вместо коравите. Още повече, частично коравите съединения намаляват цената на сградата и улесняват конструирането.

Необходимата носимоспособност на срязване на съединението между HBE и VBE следва да бъде определена за товарни комбинации, съгласно EN 1998 [13], които включват завишените сеизмични усилия. При определяне на

завишените сеизмични усилия, следва ефектът от хоризонталните сили с отчетена завишена носимоспоспособност (overstrength) да се приеме като срязване, определено съгласно EN1998 [13], заедно със срязването, получено от пластифицирането при опън на стеблото на диафрагмата при приет наклон на полето α (виж 8.4.1.4).

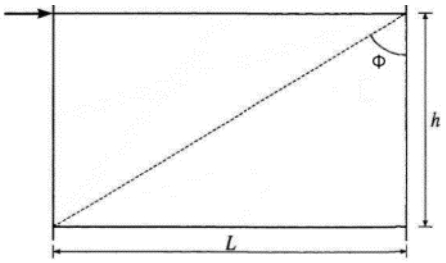
За неравноякостни съединения са приложими същите изисквания, като се вземе предвид максималният момент, който може да понесе съединението. При неравноякостни съединения капацитетът на съединението следва да бъде по-голям от 50% от капацитета на присъединяваната греда. Допускат се също така и ставни съединения.

8.4.1.4 Тънкостенни диафрагми

След като гредите, колоните и ставните вертикални елементи са оразмерени, следва еквивалентните диагонали да се преобразуват в тънкостенна диафрагма с дебелина t_w, определена от (8.3)., съгласно AISC2010 [13]:

$$t_w = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega_s \cdot sin\theta}{L \cdot sin2\alpha} \tag{8.3}$$

Където A_{brace} е площта на еквивалентния опънен диагонал, Ω_s е системният коефициент за завишена носимоспособност, θ е ъгълът между вертикалната и надлъжната ос на еквивалентния диагонал (Фиг. 8.*19*), а α е ъгълът на наклон на опънното поле, измерен от вертикалната ос, който може да се приеме за 40° или да се изчисли от (8.4) [13].



Фиг. 8.19: Ъгъл на наклон на еквивалентния диагонал

$$tan^4\alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2 \cdot A_c}}{1 + t_w \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)} \tag{8.4}$$

Където I_c е инерционният момент на колоната, A_b и A_c са съответно площите на напречните сечения на гредите и колоните.

Пластичната носимоспособност на срязване на тънкостенната диафрагма е определена от (8.5) при предпоставката, че всяка диафрагма може да бъде моделирана чрез серия наклонени, ставно свързани в двата си края ивици, виж глава 8.4.4:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha \tag{8.5}$$

Където L_{cf} е светлото разстояние от диафрагмата между хоризонталните ограждащи елементи, а F_y е пластичната носимоспособност на тънкостенната диафрагма.

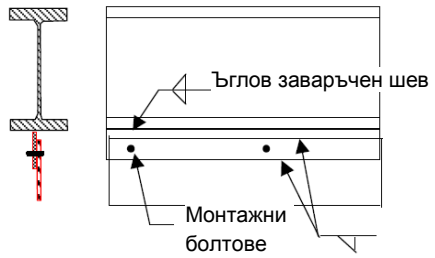
8.4.1.5 Съединение между тънкостенна диафрагма и ограждащи елементи

Необходимата носимоспособност на съединението между тънкостенната диафрагма и ограждащите HBE и VBE следва да бъде равна на очакваната пластична носимоспособност при опън на стеблото. Два характерни детайла на съединението са показани на

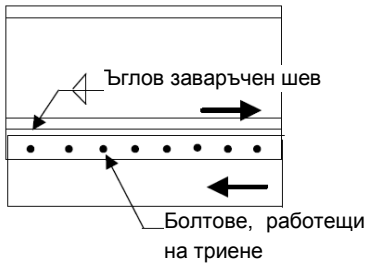
Фиг. 8.20. Завареното съединение (

Фиг. 8.20а) следва да бъде проектирано така, че свързващите плочи и заваръчните шевове да могат да понесат срязващите усилия, еквивалентни на носимоспособността на тънкостенната диафрагмата. Болтовите съединения (

Фиг. 8.20б), изпълнени на място, са препоръчителни при условие, че капацитетът за рецентриране на системата е от съществено значение в конкретния случай. Болтовете следва да са устойчиви на приплъзване и с достатъчна носимоспособност за поемане на срязването, еквивалентно на носимоспособността на тънкостенните диафрагми. Дори при удовлетворяване на гореизброените условия за болтовите съединения, се очаква при циклично въздействие, болтовете да приплъзнат преди пластифициране на опънното поле на диафрагмата. Поради тази причина, за болтовото съединение следва да е осигурена и необходимата носимоспособност на срязване и смачкване [9].



а) Заваръчно съединение



б) Болтово съединение

Фиг. 8.20: Съединение на стънкотенната диафрагма и ограждащите елементи

8.4.1.6 Дуална конфигурация

Дуалността на конструкцията следва да бъде проверена чрез доказване на носимоспособност на самостоятелната РКВ не по-малка от 25% от общата сеизмична сила (8.6).

$$F_y^{MRF} > 0.25 \cdot (F_y^{MRF} + F_y^{SP}) \quad (8.6)$$

Където, F_y^{MRF} е силата при пластифициране на РКВ, F_y^{SP} е пластичната носимоспособност на тънкостенните диафрагми.

8.4.1.7 Капацитет за рецентриране

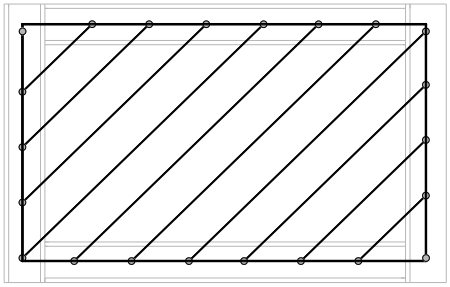
Капацитетът за рецентриране на системата рамки с тънкостенни диафрагми, следва да бъде доказана чрез нелинейни статични и/или динамични анализи. Особености при моделиране за тези типове анализи са представени в глави 8.4.2 и 8.4.3.

8.4.2 Моделиране за статичен нелинеен анализ

За провеждане на статичен нелинеен анализ е необходимо да бъдат дефинирани както нелинейното поведение на конструктивните елементи, така и на използваните материали.

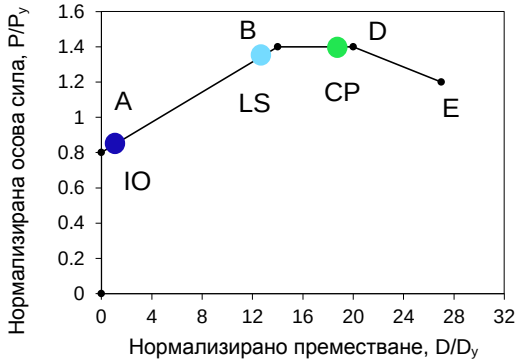
Следва да се използват очакваните материални характеристики (базирани на γ_{ov}) за ригелите от РКВ и номиналните материални характеристики за недисипативните елементи от рамките (колоните). Препоръчва се тънкостенните диафрагми да бъдат изпълнени от материал с по-ниска граница на провлачване от останалите елементи.

С цел да се улесни анализът и проектирането на конструктивните елементи включително гредите и колоните, носещи преимуществено гравитачни товари, е препоръчана опростена методология за моделиране на тънкостенните диафрагми. Диафрагмите са заменени от поне 10 наклонени ставно свързани ивици с наклон спрямо вертикалата α, които поемат само опънни усилия и са ориентирани по направление на главните опънни напрежения в тънкостенната диафрагма (ивичен модел) [18]. Фиг. 8.21 илюстрира репрезентация на модела със заместващи ивици на характерна тънкостенна диафрагма.



Фиг. 8.21: Модел със заместващи ивици за статичен нелинеен анализ

Допуска се ивиците да бъдат моделирани като двуставно свързани гредови елементи с пластична става в средата на ивицата, отчитаща само осова сила и трилинеен закон за поведение (Фиг. 8.22 и Таблица 8.1). В Таблица 8.2 са дадени препоръчителните критерии за конструктивно поведение (съгласно ASCE 41-13 provisions [19] и резултатите от експерименталната програма, проведена в PUT, Timisoara, Romania [8]).



Фиг. 8.22: Препоръчителен модел на пластична става, отчитаща само осова сила за заместващите ивици от диафрагмата

Таблица 8.1: Препоръчителни стойности на модел на пластична става, отчитаща само осова сила за заместващите ивици от диафрагмата

Hinge	A		B		C		D		E	
	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	$\frac{P}{P_y}$	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$
Tension	0	0	0.8	0	1.4	14	1.4	20	1.2	27

Таблица 8.2: Препоръчителни критерии за конструктивно поведение

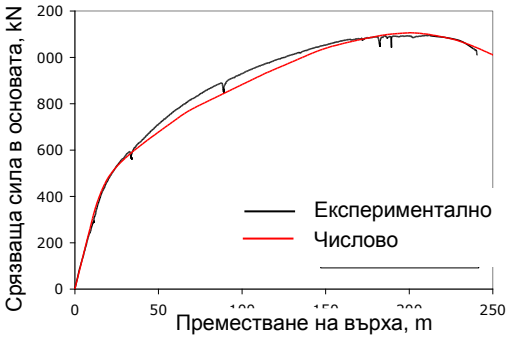
Criteria	IO	LS	CP
Δ / Δ_y	0.5	13	19

Площта на ивиците може да се определи, както следва [13]:

$$A_S = \left(L \cdot sin\alpha + h \cdot cos\alpha\right) / n \tag{8.7}$$

Където, *n* е броят заместващи ивици за една диафрагма.

В краищата на ригелите от РКВ се препоръчва да се заложат пластични стави, отчитащи огъващ момент M3, а в краищата на колоните и ограждащите вертикали - пластични стави, отчитащи осова сила и огъващ момент M3. Освен това се препоръчва пластични стави, отчитащи срязваща сила V2, да бъдат заложени в краищата на гредите между отделните диафрагми. Характеристиките на пластичните стави следва да се определят съгласно ASCE41-13 [19]. С цел да се оценят пластичните механизми и капацитета за рецентриране, следва да бъде определено целевото преместване, съответстващо на крайно гранично състояние (проектно състояние), като се приложи N2 метод [20]. Процедурата за нелинейно моделиране е верифицирана в [8] като съпоставката между експериментална и числова крива са показани на Фиг. 8.*23*.

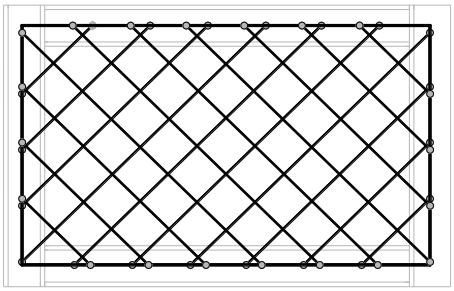


Фиг. 8.23: Модел със заместващи ивици за статичен нелинеен анализ

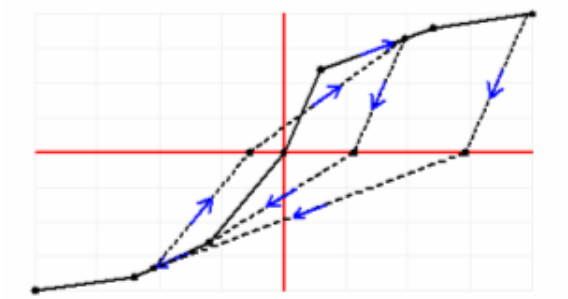
Статичният нелинеен анализ следва да се проведе с контрол по преместване до достигане на зададено преместване на върха на конструкциите. Първоначално следва да бъдат приложени гравитачните товари (от товарна комбинация 1.0·Dead+0.3·Live) с контрол по сила, а в следващия втори етап се прилагат хоризонталните сили при контрол по преместване, разпределени пропорционално на първа форма на собствени трептения на конструкцията.

8.4.3 Моделиране за динамичен нелинеен анализ

За нуждите на нелинейния динамичен анализ, рамката е моделирана по същия начин като при нелинейния статичен анализ, но опънните заместващи ивици са ориентирани в двете направления Фиг. 8.24а. За моделиране на нелинейното поведение в пластичните стави за заместващите ивици е приет модел на Takeda за хистерезисно поведение, илюстриран на Фиг. 8.24б.



а) Двустранно ориентирани заместващи ивици



б) Модел Takeda на хистерезисно поведение

Фиг. 8.24: Модел със заместващи ивици за динамичен нелинеен анализ

Нелинейният динамичен анализ [21] следва да се провежда с цел, установяване на изменящият се във времето отговор на стоманените конструкции, проектирани съгласно изискванията на EN1998-1-1 [13] при действие на реални сеизмични въздействия.

8.5 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА

В следващите абзаци, в конкретна примерна конструкция, е илюстрирана процедурата по проектиране, описана в глава 8.4. Първоначално рамките са проектирани чрез еластичен анализ за ULS и SLS. След което, за да се изследва поведението на конструкцията отвъд еластичната област, е проведен нелинеен статичен анализ.

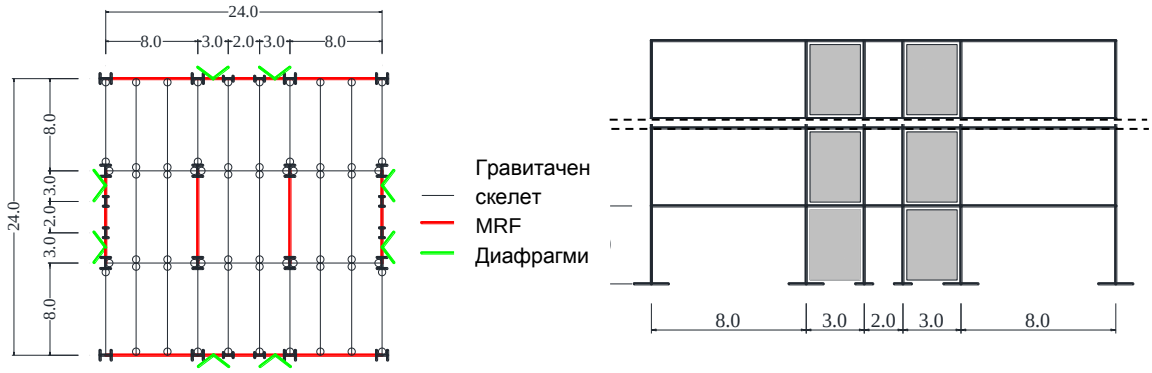
8.5.1 Описание на конструкциите на изследваните сгради

8.5.1.1 Геометрия и предпоставки

Разгледаният пример се базира на изследване на равнинна рамка, разположена по външните оси на конструкциите на 4- и 8-етажни комбинирани сгради, Фиг. 8.25. Разглежданата рамка се състои от рамка с корави възли (РКВ) с три отвора по 8 m и две тънкостенни диафрагми със ширина 3 m всяка, разположени във вътрешния отвор на РКВ. Етажната височина на разглежданите конструкции е приета за 4,0 m. Отношението дължина/височина (L/h) на диафрагмите е равно на 0.75.

Гредите, колоните и вертикалните ограждащи елементи са от I-сечения, съгласно европейските стандарти (IPE, HEB и HEM).

Тънкостенните диафрагми са от по-нисък клас стомана (S235) от останалите конструктивни елементи (S355). Прието е, че производството на гредите не е напълно контролирано, така че характеристиките на стоманата, използвана за гредите следва да съответства на изискванията на EN1993-1-1 [11] за коефициент на завишена граница на провлачване γ_{ov} =1.25.



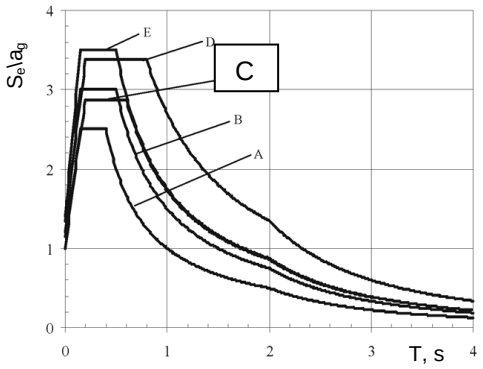
a) План b) Външна равнинна рамка

Фиг. 8.25: Геометрия на сградите

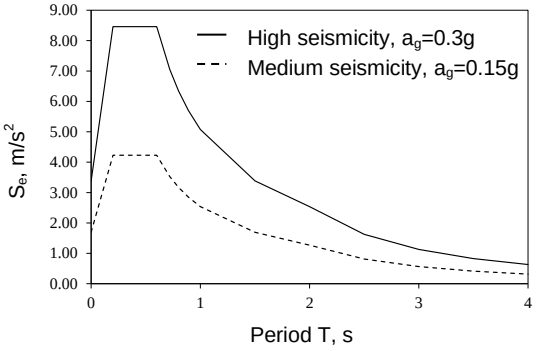
Таблица 8.3 включва гравитачните товари и сеизмични въздействия, действащи върху конструкциите в разглеждания пример. Гравитачните товари са приложени като равномерно разпределени върху второстепенните греди и редуцирани до концентрирани сили, действащи върху ригелите на РКВ. Товарите от собствено тегло включват тегло на комбинираната плоча и стоманената ламарина, общо 2.75 kN/m^2. Натоварване от неконструктивни елементи товари, които са взети предвид, включват тегло на инсталации, окачени тавани и подове, общо 0.7 kN/m^2 за междинните етажи и 1.0 kN/m2 за последния етаж. Теглото на стенното ограждане е прието за 4.0 kN/m2 към постоянните товари. При определяне на експлоатационните товари товари е взето предвид специфичното им използване (офиси – клас B), както и премествaеми преградни стени, които възлизат на 3.8 kN/m^2. Разгледани са два изчислитени случая: среден (съответстващ на DCM) и висок (съответстващ на DCH) случаи на сеизмичност. При проектиране е използван спектър на реагиране Вид 1 за земна основа тип C (

Фиг. 8.26а) [6] за две стойности на максимално ускорение на земната основа: 0.3g за случая на висока сеизмичност и 0.15g за случая на средн сеизмичност (

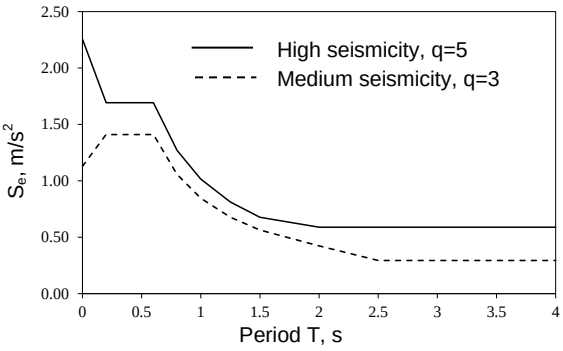
Фиг. 8.26 б и в). Поради липса на препоръчителна стойност на коефициента на поведение, q в EN1998 [13], за конструкциите, проектирани за висок клас на дуктилност е приета стойност q=5, основана на проведени изследвания [8], [7]. В случая конструкциите, проектирани за среден клас на дуктилност, DCM, приетият коефициент на дуктилност е със стойност q=3.



а) Еластичен спектър на реагиране Вид 1 [13]



б) Еластичен спектър



в) Проектен спектър

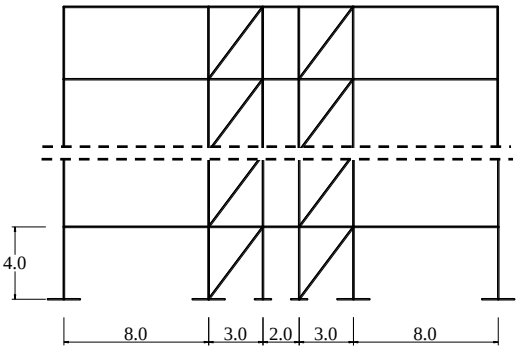
Фиг. 8.26: Спектър на реагиране за висока и средна сеизмичност

Таблица 8.3: Товари и въздействия

Вертикални товари	
Постоянни въздействия (комбинирана плоча + стоманена ламарина)	2.75 kN/m^2
Товари от неконструктивни елементи (Инсталации, тавани, подове)	0.7 kN/m^2 - за междинни етажи 1.0 kN/m^2 – за последния етаж
Стенно ограждане	4.0 kN/m^2
Експлоатационни товари – (офиси, клас B + преместваеми преградни стени)	3.00+0.800=3.8 kN/m^2
• Висок клас на дуктилност DCH:	
Еластичен спектър на реагиране	Type 1
Максимално ускорение на земната основа	A=0.3g
Клас на значимост II	γ_I = 1.0 (Обикновени сгради)
Тип земна основа	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Препоръчителен коефициент на поведение q (DCH)	5
Коефициент на затихване	5%
Коефициент на съчетание за квазипостоянна стойност на променливите въздействия при сеизмична изчислителна комбинация	ψ_2=0.30
• Среден клас на дуктилност DCM:	
Еластичен спектър на реагиране	Type 1
Максимално ускорение на земната основа	A=0.15g

Клас на значимост II	γ_I = 1.0 (Обикновени сгради)
Тип земна основа	C (T_B = 0.2 s, T_C = 0.60 s)
Препоръчителен коефициент на поведение q (DCM)	3
Коефициент на затихване	5%
Коефициент на съчетание за квазипостоянна стойност на променливите въздействия при сеизмична изчислителна комбинация	ψ_2=0.30

Рамката с тънкостенни диафрагми е представена като вертикална ферма само с опънни диагонали (Фиг. 8.27). След което еквивалентната конструкция е проектирана в съответствие с разгледаните стандарти [11], [13] и [13].

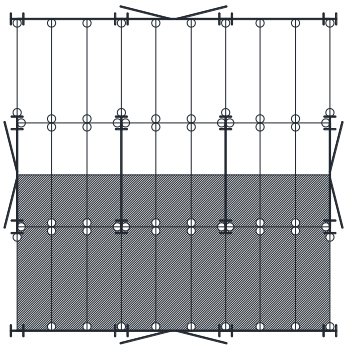


Фиг. 8.27: Еквивалентна рамка

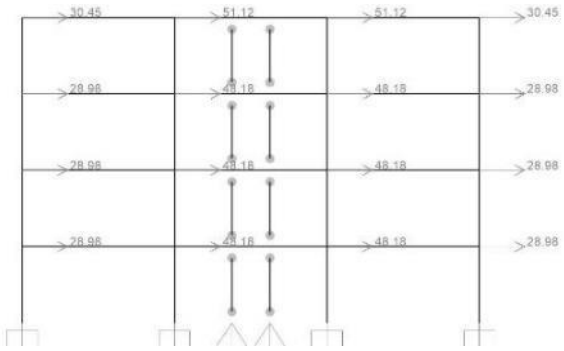
8.5.1.2 Моделиране за линеен еластичен анализ

Моделирането, анализите и проектирането на конструкциите беше извършено чрез софтуера, базиран на Метода на Крайните Елементи SAP2000 [22]. Конструктивният модел е линейно-еластичен равнинен модел с гредови елементи. Корави подови диафрагми са приети за всяко етажно ниво, за да се отчете ефектът от коравите стоманобетонни плочи.

Конструктивната маса (в тонове), прилежаща към половината от общата дължина на сградата (12m) е приложена в конструктивните възли на рамката, тъй като само по външните оси са разположени системите за поемане на хоризонтални въздействия, Фиг. 8.28.



а) Определени за половината от общата конструктивна маса



б) Приложени в конструктивните възли на 2D модела

Фиг. 8.28: Конструктивни маси

8.5.2 Постоянна изчислителна ситуация

Тъй като тънкостенните диафрагми не са проектирани за гравитачни товари, рамките с корави възли са проектирани за ULS и SLS при постоянна изчислителна ситуация.

8.5.2.1 Крайни Гранични Състояния

РКВ са проектирани за основна товарна комбинация. Гредите са проектирани с напречни сечения IPE360, HE260B (външни) и HEB300 (вътрешни) – за колоните от 4-етажните сгради.

8.5.2.2 Експлоатационни Гранични Състояния

Провисванията на гредите са проверени за основна товарна комбинация и установените такива са по-малки от граничните, които са със стойност L/350.

8.5.3 Спектрален анализ с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене

Резултатите от проведения спектрален анализ с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене са обобщени в Таблица 8.4, включваща само формите, необходими за активиране на повече от 90% от общата конструктивна маса.

Таблица 8.4: Коефициенти на участие на масите

Рамка	Изчислителна сеизмичност	Форма на собствени трептения No	Период на собствени трептения (s)	Активирана сеизмична маса (%)	Общо (%)
4-ет.	Висока	1	0.929	81.1	94.3
		2	0.321	13.2	
	Средна	1	1.001	80.6	94.1
		2	0.345	13.5	

8-ет.	Висока	1	1.701	74.4	94.0
		2	0.539	14.8	
		3	0.208	4.8	
	Средна	1	1.865	76.1	90.7
		2	0.584	14.6	

8.5.4 Общи несъвършенства и ефекти от втори ред

Общите несъвършенства са отчетени в конструктивния анализ чрез въвеждане на еквивалентни хоризонтални сили Hi при комбинация 1.35·G + 1.5·Q съгл. EN1993-1-1. Тези сили са изчислени от действието на общия гравитачен товар и общо начално несъвършенство ϕ за всяко ниво и са добавени към всяка товарна комбинация при следващите итерации.

Ефектите от втори ред не са отчитани при проектирането, тъй като коефициентът на чувствителност θ, определен съгл. EN1998-1-1 [13], за всеки от етажите е по-нисък от 0.1.

8.5.5 Проектиране за сеизмична изчислителна комбинация

8.5.5.1 Крайни Гранични Състояния – дисипативни елементи

Еквивалентните диагонали са проектирани така, че да понесат усилията при най-неблагоприятната сеизмична комбинация. Таблица 8.5 представя минималните и максималните коефициенти на запас на носимоспособност Ω. С цел да се удовлетвори условието за хомогенно дисипативно поведение на диагоналите, беше осигурено условието разликата между максималната Ω_{max} и минималната Ω_{min} стойност на коефициента на запас на носимоспособност по височина на конструкцията да бъде не по-висока от 25%.

Таблица 8.5: Хомогенно дисипативно поведение на еквивалентните диагонали

Frame	Изчислителна сеизмичност	Ω_{min}	Ω_{max}	Хомогенност
4-st.	Висока	1.27	1.69	25%
	Средна	1.32	1.75	25%
8-st.	Висока	1.56	2.00	21%
	Средна	1.54	1.90	19%

8.5.5.2 Крайни Гранични Състояния – недисипативни елементи

Недисипативните елементи на предложената система са колоните от РКВ и вертикалните ограждащи елементи VBE. Те са проверени за най-неблагоприятната сеизмична изчислителна комбинация на въздействията, за да се докаже, че пластифицирането в тънкостенните диафрагми ще възникне първо. Минималните инерционни моменти на VBE по ос, перпендикулярна на

равнината на стеблото, са проверени и са установени стойности, по-високи от минималните.

8.5.6 Ограничение на междуетажните премествания

При предпоставката за дуктилни неконструктивни елементи, междуетажните премествания са ограничени до 0.0075. Междуетажните премествания са определени чрез Sap2000 [22] и са представени в

.

Таблица 8.6: Максимално междуетажно преместване

Рамка	Изчислителна сеизмичност	Междуетажно преместване, mm/mm
4-ет.	Висока	0.0047
	Средна	0.0049
8-ет.	Висока	0.0060
	Средна	0.0064

8.5.7 Дуална конфигурация на системата

Дуалното поведение на системата беше оценено чрез удовлетворяване на условието поне 25% от общата сеизмична сила, да бъде поета от РКВ. За да бъде осигурено това условие, сеченията на елементите от рамките с корави възли се нуждаеха от корекция (Таблица 8.7 и

Таблица 8.8)

Таблица 8.7: 4-етажна рамка

Рамка	Изчислителна сеизмичност	Етаж	Греди		Columns		Вертикални двуставни ограждащи елементи
			Външни	Вътрешни	Външни	Вътрешни	
4-ет.	Висока	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320
		3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280
	Средна	1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Таблица 8.8: 8-етажна рамка

Рамка	Изчислителна сеизмичност	Етаж	Греди		Columns		Вертикални двуставни ограждащи елементи
			Външни	Вътрешни	Външни	Вътрешни	
8-ет.	Висока	1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
	Средна	1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		5	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		8	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB300

8.5.8 Силни колони – слаби ригели

Условието за „силни колони-слаби ригели“ е проверено и е доказано, че удовлетворява препоръките на EN 1998-1 [11].

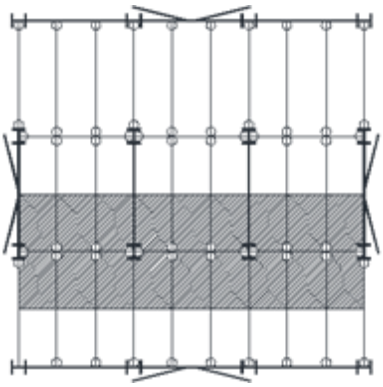
8.5.9 Статичен нелинеен анализ

Поради сравнително ниската височина на изследваните рамки, регулярността на сградите в план и височина и липсата на влияние на по-висши форми на собствени трептения върху отговора на конструкцията, при оценката на конструктивното поведение при сеизмично въздействие, е използван статичен нелинеен анализ.

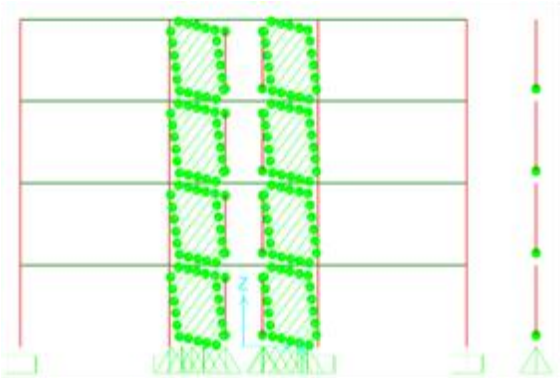
8.5.9.1 Моделиране на рамките за статичен нелинеен анализ

За оценка на механизма на разрушение и капацитета за рецентриране на конструкцията, е проведен статичен нелинеен анализ. В статичния нелинеен анализ са включени и P-D ефекти. За да се отчетат ефектите от втори ред, породени от действието на гравитачните товари, действащи върху

вътрешните гравитачни рамки, е моделирана помощна колона (‘leaning column’) - Фиг. 8.29.



a) 3D конструкция



b) Числов модел

Фиг. 8.29: Отчитане на P-delta ефекти

Параметрите, необходими за моделиране на заместващите ивици са представени в (площ на заместваща ивица A_s, ъгъл на наклон на заместващата ивица α и диаметър на заместващата ивица D)

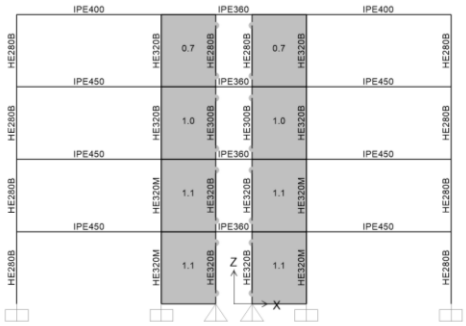
Таблица 8.9: Характеристики на заместващите ивици при модела за нелинеен анализ

Рамка	Изчислителна сеизмичност	α [°]	Етажи	As [mm²]	D [mm]
4-ет.	Висока	40	1,2	535.6	26.1
			3	486.9	24.9
			4	340.8	20.8
	Средна	40	1,2	486.9	24.9
			3	389.5	22.3
			4	292.2	19.3
8-ет.	Висока	40	1,2,3	973.9	35.2
			4,5,6	730.4	30.5
			7	584.3	27.3
			8	486.9	24.9
	Средна	40	1,2,3	730.4	30.5
			4,5,6	584.3	27.3
			7	486.9	24.9
			8	340.8	20.8

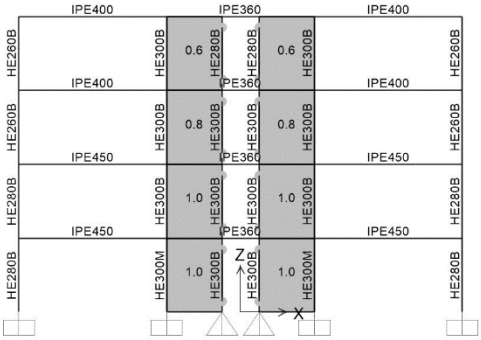
8.5.9.2 Резултати от статичния нелинеен анализ

Допълнителни корекции в конструктивните колони бяха необходими, за да се осигури достатъчен капацитет за рецентриране при крайно гранично състояние (изчислително). Фиг. 8.*30* и Фиг. 8.*31* представят финалната

конфигурация на изследваните рамки от пример. По-нататък са представени само резултатите от финалния вариант на конструктивна конфигурация.

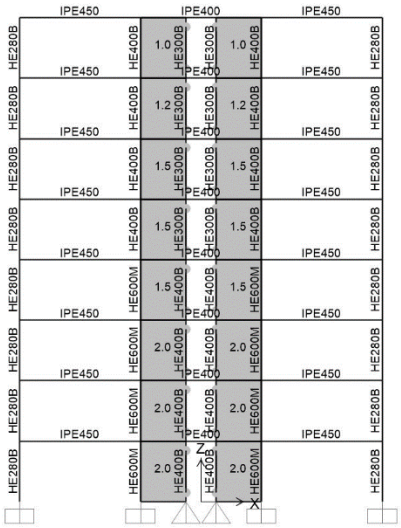


а) висока сеизмичност

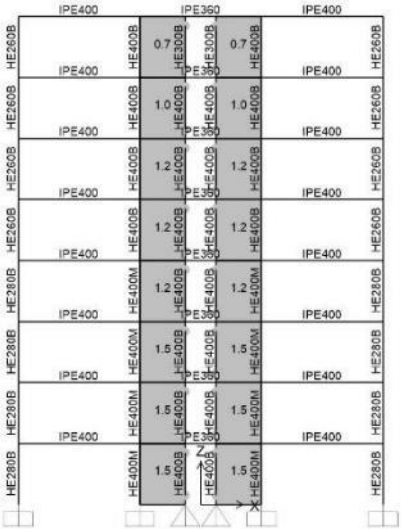


б) средна сеизмичност

Фиг. 8.30: 4-етажни рамки



a) висока сеизмичност



b) средна сеизмичност

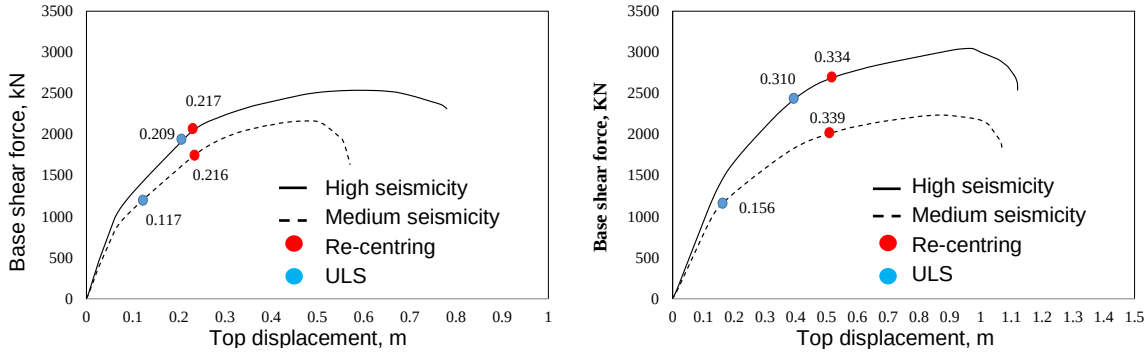
Фиг. 8.31: 8-етажни рамки

Чрез N2 метод [20] са изчислени целевите премествания при крайно гранично състояние (ULS). Таблица 8.10 представя целевите премествания (на върха) и максималните относителни междуетажни премествания, съответстващи на крайно гранично състояние (сини точки във Фиг. 8.*32*) и максималното преместване при достигане на капацитета на рецентриране, $d_{re\text{-}centering}$ (червени точки във Фиг. 8.*32*) със съответстващите относителни междуетажни премествания за 4-етажните сгради. След достигане на $d_{re\text{-}centering}$, се появяват пластични деформации в гредите или колоните за различните изследвани рамки.

Таблица 8.10: целеви премествания при ULS, максимално преместване при рецентриране и съответно нормирано междуетажно преместване

Рамка	Изчислителна сеизмичност	ULS		$d_{re\text{-}centering}$	
		Преместване на върха, m	Относително междуетажно преместване, %	Максимално преместване, m	Относително междуетажно преместване, %
4-ет.	висока	0.209	1.6	0.217	1.7
	средна	0.117	0.9	0.216	1.8
8-ет.	висока	0.310	1.3	0.334	1.4
	средна	0.156	0.6	0.339	1.5

Фиг. 8.*32* илюстрира капацитивните криви за всичките 4 конструктивни рамки като зависимост между срязваща сила в основата и преместване на върха, при разпределение на хоризонталните сили във вид на обърнат триъгълник. Рамките, проектирани за DCH показват по-висок капацитет и по-добра дуктилност от тези, проектирани за DCM. 8 – етажните рамки са с по-добра дуктилност от 4 – етажните, а и двете системи са проектирани за подобни по стойност сеизмични усилия (в рамките на съответния клас на дуктилност).

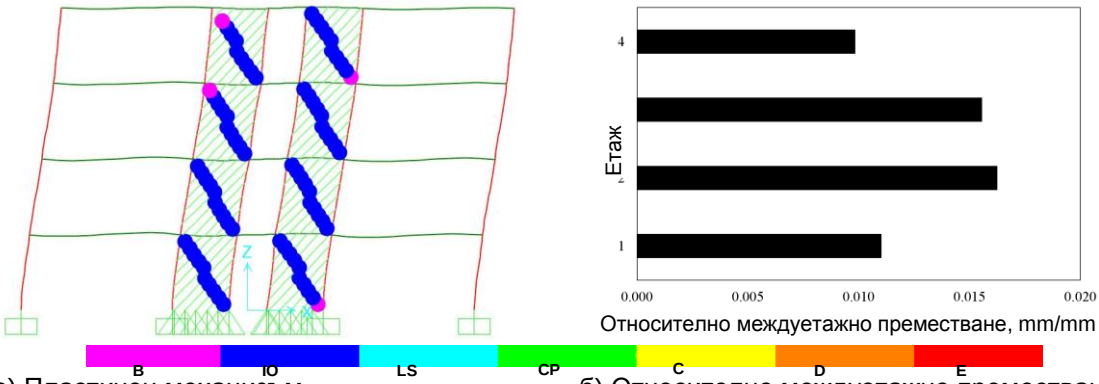


a) 4-етажни рамки b) 8- етажни рамки

Фиг. 8.32: Капацитивни криви

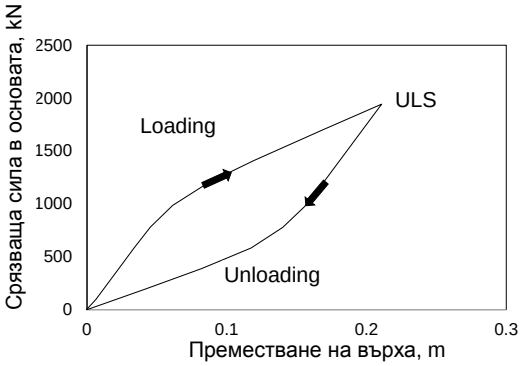
За да се оцени капацитетът за рецентриране на рамките са разгледани пластичните механизми при целево преместване за ULS (Фиг. 8.*33* - Фиг. 8.*36*). Беше проведен и анализ за рецентриращ капацитет на конструкцията чрез натоварване на рамките до целевото преместване за ULS и последващо разтоварване до нулева сила. Може да се забележи, че пластичните стави се развиват само в тънкостенните диафрагми, а не в елементите на РКВ. Следователно, РКВ имат необходимия капацитет да осигурят възвръщащата сила, необходима за рецентриране на рамките,

последвано от подмяна на повредените тънкостенни диафрагми. Това също беше потвърдено от проведения анализ на рецентриращия капацитет, при който след разтоварване, не се наблюдават остатъчни междуетажни премествания.



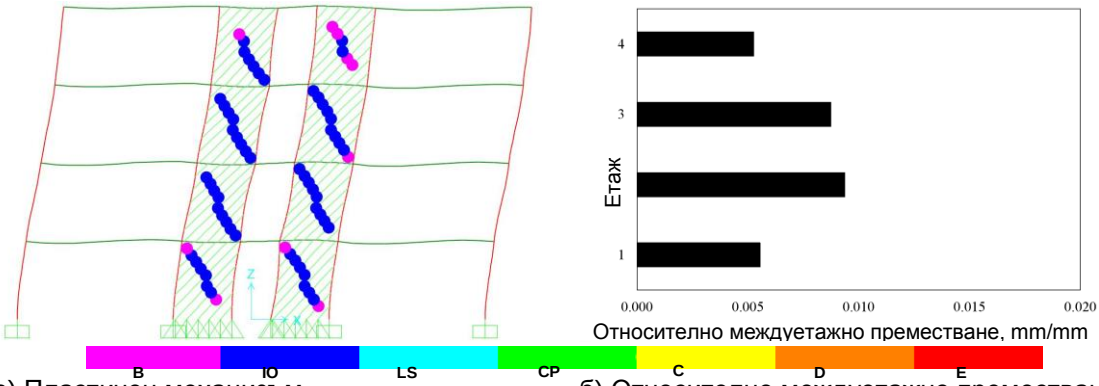
а) Пластичен механизъм

б) Относително междуетажно преместване за етаж



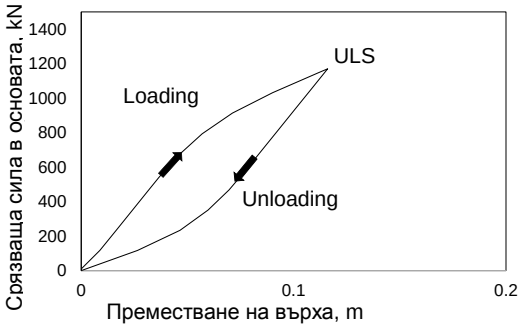
в) Капацитет за рецентриране

Фиг. 8.33: 4 – етажна рамка при случая на висока сеизмичност



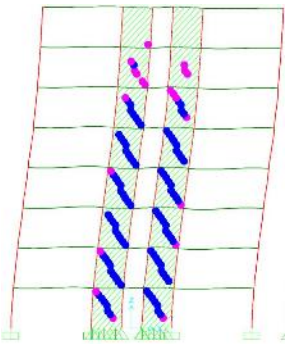
а) Пластичен механизъм

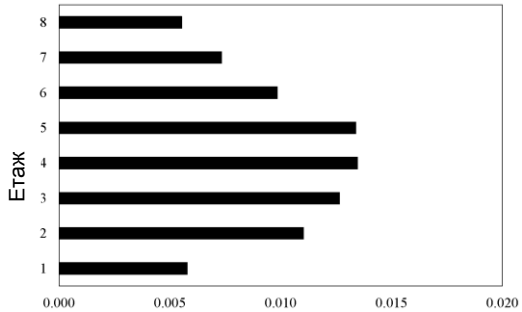
б) Относително междуетажно преместване за етаж



в) Капацитет за рецентриране

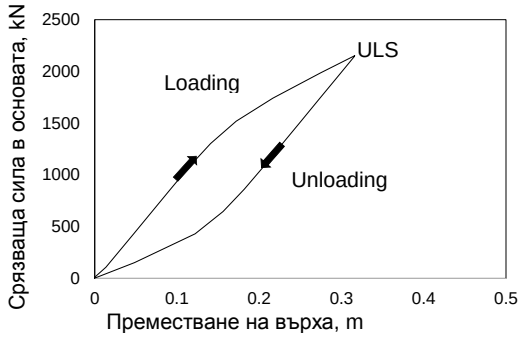
Фиг. 8.34: 4 – етажна рамка при случая на средна сеизмичност





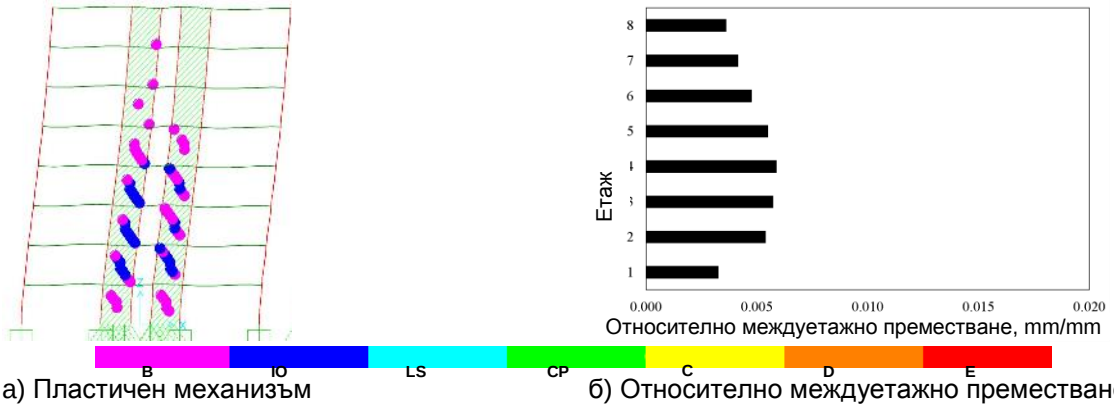
а) Пластичен механизъм

б) Относително междуетажно преместване за етаж



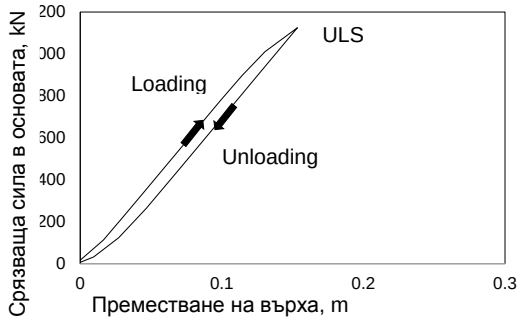
в) Капацитет за рецентриране

Фиг. 8.35: 8 – етажна рамка при случая на висока сеизмичност



а) Пластичен механизъм

б) Относително междуетажно преместване за етаж



в) Капацитет за рецентриране

Фиг. 8.36: 8 – етажна рамка при случая на средна сеизмичност

8.6 ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Изложеното изследване представя системата дуални рамки със тънкостенни диафрагми като иновативна система за поемане на хоризонтални въздействия и разкрива някои важни характеристики при общото поведение на системата. Важно е да се отбележат следните изводи относно разглежданата система:

a) Ефективна конструктивна система с висока носимоспособност и коравина, много добра дуктилност и стабилно циклично поведение (висок капацитет за дисипация на енергия)

b) Чрез подходящо проектиране, развитието на нееластични деформации е възможно да се ограничи само в тънкостенната диафрагма

c) Ако РКВ са проектирани, така че да останат еластични по време на земетресение, то те могат да осигурят необходимата възвръщаща сила за рецентриране на конструкцията след демонтаж на повредените диафрагми (т.нар. елементи “fuse”/”бушони“)

d) Диафрагмите могат да бъдат отстранени лесно, дори при наличие на повреди след силно сеизмично въздействие, тъй като те са много тънки и не са част от гравитачната конструктивна система

e) Системата позволява ефикасен контрол както на междуетажните премествания, така и на преместванията и деформациите, поради самоцентриращото си поведение, което позволява сградата да се експлоатира веднага след сеизмичното въздействие

f) Основно изискване при проектиране на дуални рамки със заменяеми дисипативни елементи е да не се допуска пластифициране в елементи от РКВ преди достигане на премествания, съответстващи на ULS

g) В разработеното Ръководство за проектиране са формулирани правила за сеизмично проектиране на рамки със заменяеми стоманени тънкостенни дифрагми, в съответствие с действащите нормативни документи. Разгледани са и характерни конструктивни детайли

h) Капацитетът за рецентриране на рамките с тънкостенни диафрагми следва да бъде доказан чрез съвременни модели с крайни елементи. Заместването на тънкостенната диафрагма с опростения модел с ивици при моделирането за нелинеен анализ, позволява да се използват традиционни софтуерни продукти.

8.7 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Иновативната система дуални рамки с тънкостенни диафрагми може да намери приложение в съществуващи и нови многоетажни стоманени и стоманобетонни сгради и може да бъде ефективна система за поемане на хоризонтални въздействия, както от технологична, така и от финансова гледна точка (като заменяемите сеизмични свързващи елементи, диагоналите с ограничено изкълчване и др.)

8.8 ПУБЛИКАЦИИ

1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
2. Neagu C., Dinu F., Dubina D. Global ductility of dual steel frames with replaceable dissipative shear walls. Mathematical Modelling in Civil Engineering 2015; 11(3): 23-30.

8.9 БИБЛИОГРАФСКА СПРАВКА

1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. Steel Construction: Design and Research 2011; 2(4):73-81.
2. Seilie I., Hooper J. Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction. Modern Steel Construction 2005.
3. Berman J.W. Seismic behavior of code designed steel plate shear walls. Engineering Structures 2011; 33(1): 230–244.
4. Caccese V., Elgaaly M., Chen R. Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load. Journal of Structural Engineering 1993; 119(2): 573–587.
5. Berman J.W., Clayton P.M., Lowes L.N., Bruneau M., Fahnestock L.A., Tsai K.C. Development of a recentering steel plate shear wall and addressing critical steel plate shear wall research

needs: Proc. of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earth-quake Engineering; 2010; Toronto; 1087; Ontario.
6. Alinia M.M., Dastfan M. Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels. Journal of Constructional Steel Research 2007; 63: 554–563.
7. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
8. Neagu C. Multi-story building frames stiffened with dissipative shear wall: PHD Thesis; Ed. Politehnica; University Politehnica Timisoara; Romania, 2011.
9. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
10. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
11. EN1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. AISC 341-10. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2010.
14. AISC 341-05. Seismic provisions for structural steel buildings; American Institute for Steel Construction: 2005.
15. Lee C.S., Tsa K.C. Experimental Response of Four 2-Story Narrow Steel Plate Shear Walls: Proceeding of the 2008 Structures Congress; Vancouver.
16. Bruneau M., Bhagwagar T. Seismic Retrofit of Flexible Steel Frames using Thin Infill Panels. Engineering Journal 2002; 24(4):443–453.
17. Berman J. W., and Bruneau M. Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. Journal of Structural Engineering 2003; 129(11):448-1456.
18. Driver R. G., Kulak G.L., Kennedy D.J.L and Elwi A.E. Cyclic Test of a Four-Story Steel Plate Shear Wall. ASCE Journal of Structural Engineering 1998; 124(2):112-120.
19. ASCE 41-13. Publication Anticipated Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings: American Society of Civil Engineers; Reston, Virginia. Public Comment Edition available through the American Society of Civil Engineers.
20. Fajfar P. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthquake Spectra 2000; 16(3): 573-92.
21. Vamvatsikos D., Cornell C. A. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31(3):491-514.
22. SAP2000. CSI: Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

9 РАМКИ С ЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ МОДИФИЦИРАНИ ДИАГОНАЛИ (CBF-MB)

9.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Рамките с центрично включени диагонали (РЦВД) са традиционна конструктивна система при строителните стоманени конструкции. Те се използват за поемане на хоризонтални сили от вятър, земетръс и други. Тази система се е наложила, като ефективно решение за хоризонтални натоварвания тъй като тя осигурява необходимата коравина и носеща способност чрез работа на елементите и предимно на осови сили. В наши дни РЦВД широко се използват при индустриални едноетажни сгради, многоетажни сгради и промишлени етажерки. Те се предпочитат както при ново строителство, така и при сеизмично усилване на стоманени, комбинирани и стоманобетонови конструкции. Съвременното сеизмично проектиране изисква системите за поемане на хоризонталното натоварване да са с адекватна носеща способност и коравина, но също така да имат необходимата дуктилност и дисипативност. Критериите за проектиране на дадена конструкция трябва да са съобразени със сеизмичната опасност в района за строителство и с изискванията за постигане на определено сеизмично поведение. Уроците от станали земетресения показват, че често в средните сечения на диагоналите от вертикални връзки се наблюдава концентрация на пластични деформации. В резултат на което бързо се изчерпва дуктилността на елемента, силно се редуцира дисипативността на системата и се достига до преждевременно разкъсване на диагонала и значими повреди в конструкцията. Такова незадоволително поведение изисква подобряване на начина на проектиране.

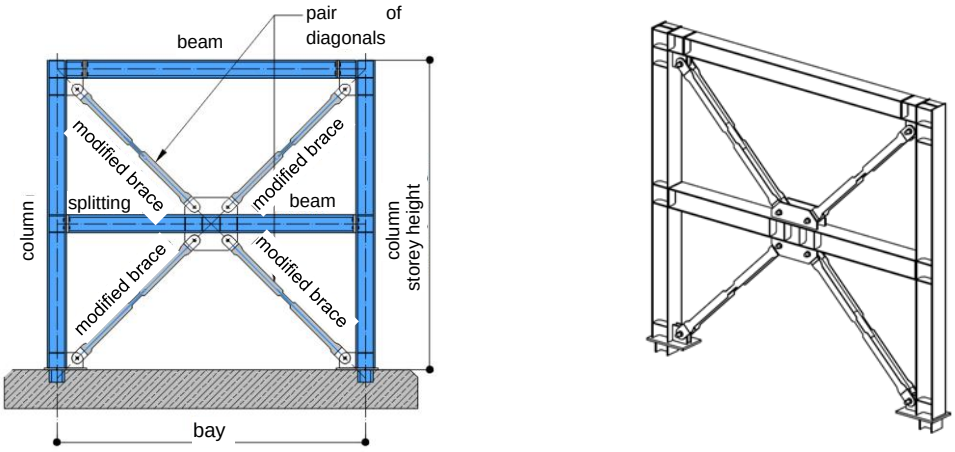
От друга страна съвременните стандарти за сеизмично проектиране, поставят изисквания, често противоречащи си, които трудно могат да бъдат удовлетворени с конвенционален подход. В търсене на практични и приложими решения за подобряване на поведението на РЦВД в периода 2011-2012 година в УАСГ се проведе научно-изследователски проект. Фокус на изследователската работа бе подобряване на сеизмичното поведение на Рамки с Центрично Включени Диагонали. В обхвата на този проект бяха изследвани и разработени модифицирани диагонали приложими във този вид рамки. Те добиха популярност под съкращението CBF-MB. Предложената модификация се основава на въвеждане на различни напречни сечения по дължина на диагонала, така че проектантът конструктор да може лесно да контролира поведението на системата и да постига необходимата коравина, носеща способност, подобрена дуктилност,

адекватна дисипативност, както и осигуряване на възможност за само-центриране след затихване на въздействието.

9.2 ОПИСАНИЕ НА СИСТЕМАТА CBF-MB

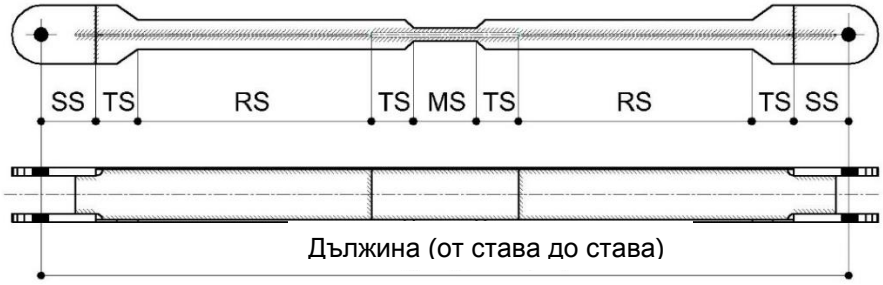
Системата CBF-MB бе разработена на база на традиционните вертикални връзки с кръстосани диагонали (X-връзки), като са направени две иновации. Едно базово поле от системата се състои от колони, диагонали, етажна греда и междинна греда (Фиг. 2.1). Колоните и етажната греда са недисипативните елементи. Колоните могат да бъдат проектирани от горещовалцувани сечения HEA или HEB. За да се улесни конструирането на възлите в системата се препоръчва профилите им да бъдат ориентирани, така че стеблото им да е в равнината на рамката. Гредите са разположени на нивата на етажите и те могат да бъдат с напречни сечения от типа IPE или HEA. Диагоналите са основния дисипативен елемент, но частични пластични деформации при големи медуетажни премествания могат да възникнат и в междинната греда.

Първата иновация е въвеждането на междинна греда между етажите. Тя се свързва с колоната и има за цел да раздели всички диагонали, като по този начин да ги направи еднакви, невзаимодействащи си и позволява да се избегне усложнения детайл при пресичането им (Фиг. 9.1). Коравината на междинната греда е от съществено значение. Тя, заедно с колоната, играе ключова роля върху последователността на изключване на натиснатите диагонали и върху типа на зараждащия се пластичен механизъм. Този въпрос допълнително ще бъде дискутиран и изяснен в точка 9.3. от настоящата брошура.



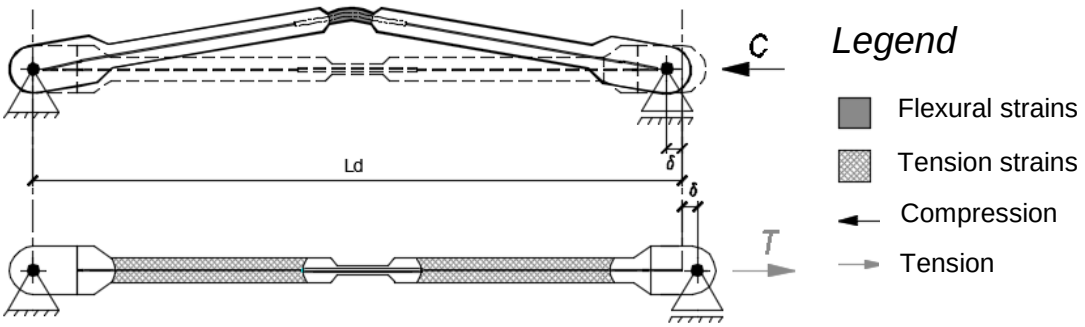
Фиг. 9.1: Системата CBF-MB

Втората иновация е използването на "H"-образно съставено заварено сечение за диагоналите с променящи се характеристики. По нататък в изложението ще ги наричаме модифицирани диагонали (MB). Поясите и стеблото на MB варират по дължината на елемента така, че се дефинират различни зони с различни напречни сечения, илюстрирани на Фиг. 9.**2**.
Крайните зони от диагоналите са усилени чрез увеличаване на ширината и дебелината на поясите и са наречени усилени сечения (SS). Така се постига лесно детайлиране на съединението и се осигурява изцяло еластично поведение. В средата на диагонала се композира модифицирано сечение (MS). То се характеризира с намалена коравина на огъване, но с увеличено напречно сечение. Сечението се явява отслабено за огъване и усилено за осова сила (Фиг. 9.**2**). Между усиленото сечение и модифицираното сечение се конституира отслабено сечение (RS), което се характеризира с по-малка носеща способност за осова сила. Между сеченията MS, RS и SS се прави плавен преход, който ще бъде обозначен с (TS).
Диагоналите са подложени на циклично знакопроменливо натоварване. Замисълът на авторите е бил при скъсяване на диагонала и породен от това натиск, формата на изкълчване да се дирижира. Пораждането огъване в следкритична фаза на диагонала създава огъване и пластични деформации от него, но само в модифицираното сечение. При промяна на цикличното натоварване се поражда опън и елемента се изправя и удължава. Пластичните деформации при удължаването се реализират само в отслабеното сечение без да навлизат в модифицираното сечение (Фиг. 9.3).
Диагоналът е проектиран по такъв начин, че провлачането от опън и пластичните деформации от огъване при изкълчване да се проявяват в различни зони от елемента. Такова разсредоточване на пластичните деформации води до подобряване на издръжливостта на диагонала за ниско циклична умора и избягване на бързо развитие на повреди. В крайна сметка се постига подобрено хистерезисно поведение на системата.



Фиг. 9.2: Общ изглед на модифициран диагонал

Използването на "H"-образно съставено заварено сечение за диагоналите позволява на проектанта да варира с геометричните параметри на сечението и прецизно да проектира диагонали според конкретните нужди на конструкцията без да е ограничен от стандартизирани типоразмери. По този начин противоречащите нормативни изисквания за ограничение на стройността на диагоналите и постигане на хомогенно дисипативно поведение по етажите е много по-лесно постижимо.



Фиг. 9.3: Принцип на развитие на пластични деформации в модифициран диагонал

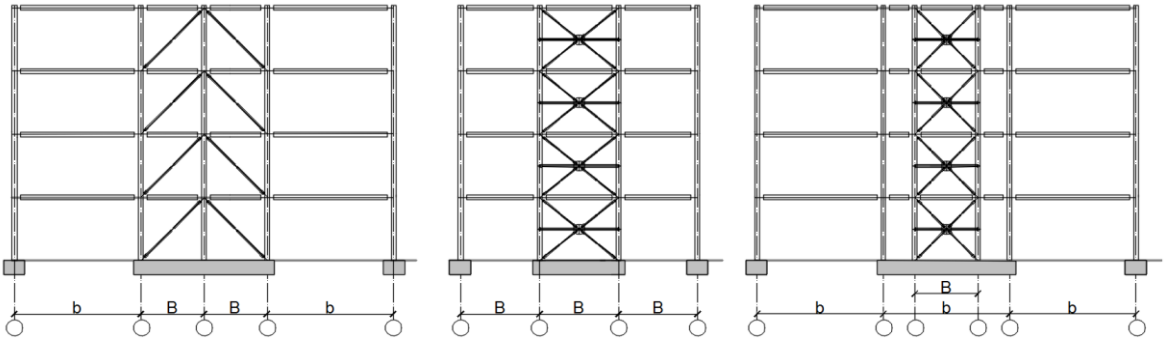
Излишният запас на якост в конструкционната стомана за дисипативни елементи води до съществено преоразмеряване на недисипативните елементи. В тази перспектива съставеното заварено напречно сечение може да бъде проектирано от стомана S235, което практически не е възможно ако се работи с горещо валцувани сечения.

Препоръчва се съединението между MB и рамковия контур да се проектира чрез болтова става, като така се създават условия за свободно завъртане на опорите на диагонала при изкълчване. За практическата реализация на този детайл следва възловата плоча да бъде монтажно заварена към колоната и гредата, като по този начин се създадат условия за компенсиране на производствени и монтажни неточности.

Броят на връзките CBF-MB в дадена сграда зависи от типологията на сградата и сеизмичният хазарт. Системата може да бъде интегрирана към стоманения скелет, който носи вертикалния товар (Фиг. 9.4, a и b) или може да бъде вмъкната в конструктивно междуосие (Фиг. 9.4, c) като по този начин поема основно хоризонтали сили.

Предложената система CBF-MB може да бъде комбинирана с рамка работеща на огъване (MRF), когато възлите греда-колона извън полето на връзката са проектирани като корави или частично корави. В този случай се създава дуална система и хоризонталните сили се поделят между MRF и CBF-MB. Когато се ползват ставни съединения между подовите греди и

колоните, системата CBF-MB поема сеизмичното натоварване самостоятелно. По мнение на авторите самостоятелната работа на CBF-MB следва да се предпочита като по-предсказуема, а така се демонстрират и предимствата на системата и се улеснява проектирането. По тази причина използването на CBF-MB в дуални системи няма да бъде представено в тази брошура.



a) b) c)

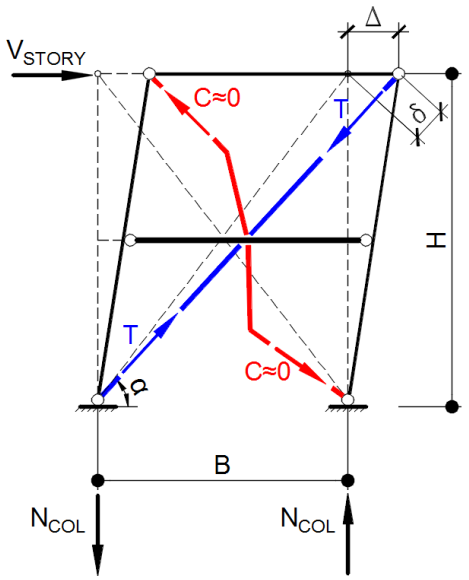
Фиг. 9.4: Конструктивни конфигурации при използване на CBF-MB

Както бе вече споменато, коравината на междинната греда трябва да бъде подбрана според носимоспособността на натиск на диагонала. В допълнение се препоръчва междинната греда да се свързва кораво или частично кораво с колоната. По този начин се създава „вътрешна“ Н-рамка, която увеличава огъвната коравина на междинната греда и е източник на допълнителна напречна коравина на системата. Така се подобрява нелинейното поведение и осигурява капацитет за самоцентриране на системата. Опитът натрупан при разработването на CBF-MB ясно показва, че междинната греда трябва да бъде проектирана така, че да има почти изцяло еластично поведение. Допустимо е частично да развива пластични деформации около възлите при достигане на Крайно Гранично Състояние

9.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ

Традиционният европейски подход при проектирането на РЦВД с кръстосани диагонали е да се използва еластичен анализ, базиран на фермов модел с единичен (опънен) диагонал (Фиг. 9.**5**). Той се основава на предпоставката, че веднъж загубил устойчивост натиснатият диагонал няма практически принос към напречната коравина и носимоспособност на рамката с диагонали. Разрезните усилия могат да бъдат определени чрез условията за равновесие, като се изходи от етажната срязваща сила (Фиг. 9.**5**) и израз (9.1). Осовите сили в колоните могат да бъдат получени от (9.2), а зависимостта между етажното хоризонтално преместване и удължението на

диагонала са дадени чрез израз (9.3). В конкретният случай при CBF-MB, всички пластични удължения се реализират в RS докато скъсяването на натиснатия диагонал се реализира чрез изкълчване и пораждано от него огъване в MS.



$$T = V_{story}.\cos^{-1}\alpha \Rightarrow V_{story} = T.\cos\alpha \qquad (9.1)$$

$$V_{story}.H = N_{column}.B \quad \Rightarrow \quad N_{column} = V_{story}.tg\alpha \qquad (9.2)$$

$$\delta = \Delta.\cos\alpha \Rightarrow \Delta = \delta.\cos^{-1}\alpha \qquad (9.3)$$

Фиг. 9.5: Статическа схема и разрезни усилия базирани на фермова аналогия

За да се дефинира аналитична зависимост между параметри на етажната глобална дуктилност и локалната дуктилност на критичния елемент (MB) са използвани хоризонталното етажно преместване Δ и стрелката при изкълчване на средното сечение f и са направени следните предпоставки:

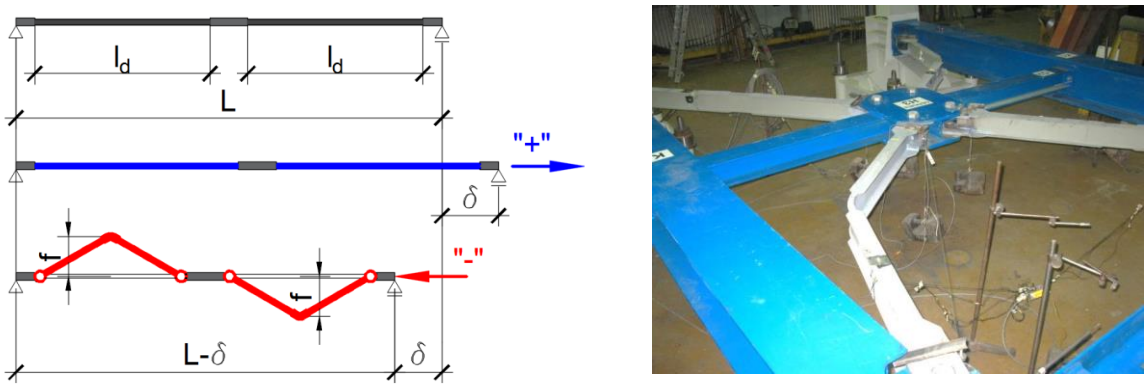
- Деформираната схема на натиснатия диагонал е апроксимирана с полигонална линия (Фиг. 9.**6**, a и b). Това опростяване е направено на база на наблюдения от лабораторните тестове.
- Общото скъсяване на диагонала δ се реализира поравно между горния ляв и долния десен диагонал т.е. $\delta=2\delta_d$ (Фиг. 9.**6**, a и b). Тази предпоставка е напълно резонна ако коравината на междинната гредата е правилно подбрана [2].

На основание на формулираните предпоставки е изведен израз (9.4):

$$f = \sqrt{l_d.\delta_d} \qquad (9.4)$$

Като се използва израз (9.3) с предпоставката, че $\delta=2\delta_d$, може да се изведе зависимост между глобалната етажна дуктилност представена чрез Δ и локалната дуктилност на критичният елемент, представена чрез f. Такава зависимост е дадена чрез израз (9.5).

$$f = 0.707.\sqrt{l_d.\Delta}.\sqrt{\cos\alpha} \tag{9.5}$$

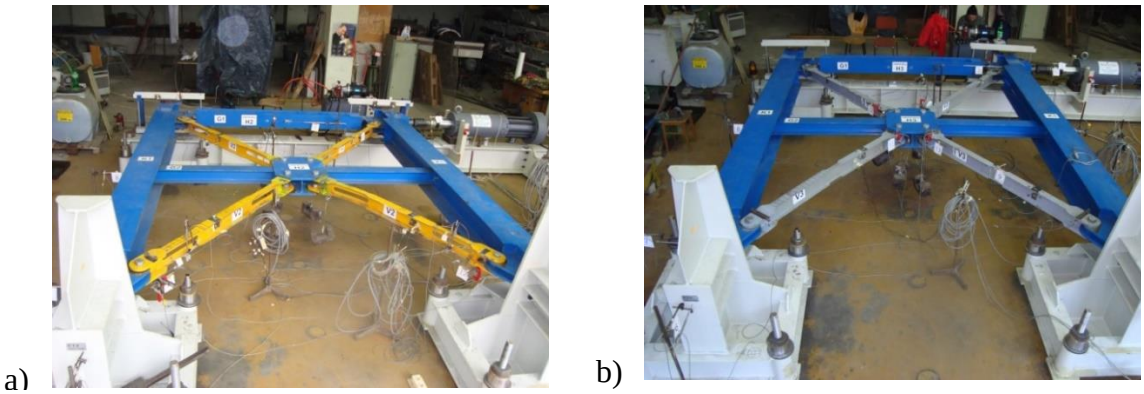


a) b)

Фиг. 9.6: Идеализирана деформирана схема на натиснат и опънат диагонал

9.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ

Експерименталната програма е проведена в Учебната научно-изследователска лаборатория на катедра МДПК към УАСГ, като част от национален изследователски проект посветен на подобряване на сеизмичното поведение на РЦВД [2].



a) b)

Фиг. 9.7: РЦВД с: a) отслабени сечения в диагоналите; b) модифицирани диагонали

Два вида Рамки с центрично включени диагонали са предмет на изследване: CBF-MB (РЦВД с модифицирани диагонали) и CBF-RBS (РЦВД и отслабени сечения в диагоналите). Техният вид е показан на Фиг. 9.7. В рамките на тази брошура само системата CBF-MB ще бъде развита и представена.

9.4.1 Експериментални изследвания на рамки с центрично включени модифицирани диагонали

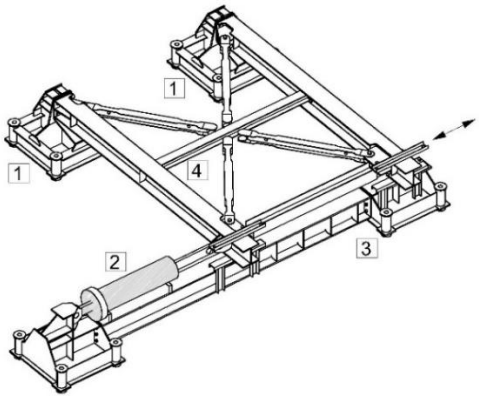
9.4.1.1 Експериментални образци

Експерименталните образци са разработени с размери 4000 мм височина и 3000 мм разстояние между колоните, което отговаря на образец в пълен размер за един етаж от многоетажна сграда (както е илюстрирано на Фиг. 9.**4** с) или геометричен мащаб 1:2 отнасящо се за индустриална едноетажна сграда. Производството и пробният монтаж са възложени на специализирано предприятие, докато проектирането и контролът на качеството е извършено от изследователския екип.

9.4.1.2 Геометрия и експериментална постановка

Рамковият контур на образците (колони и греди) е проектиран съобразно принципите на капацитивното проектиране съгласно [1] така, че те би следвало да работят еластично по време на експериментите. Колоните са проектирани от HEA320 от стомана S275JR, а гредите от HEA240 и стомана S275JR [3]. Колоните са ориентирани с тяхната слаба ос в равнината на рамката, а гредите са ориентирани традиционно да работят с тяхната силна ос. Възелът между гредата и колоната е частично корав, реализиран с две заварени снаждащи плочи в стеблото. Възелът между колоната и лабораторния стенд е реализиран като частично корав, като е ползван детайл близък до практиката. Междинната греда е проектирана с профил HEA140 от стомана S275JR. Диагоналите, които са дисипативните елементи са проектирани като "H"-образно съставено заварено сечение. Поради относително малките размери, модифицираните диагонали са произведени чрез ръчно съставяне и заваряване. Съгласно представената концепция, стеблото на диагонала се прекъсва в средата и там се вмъква по-дебела плоча. Тази операция също е ръчна, така че може да се очаква да се получат геометрични несъвършенства, които надвишават допустимите от стандарта [4] и да има наличие на остатъчни заваръчни напрежения. Последният коментар е съществен ако се прави числено моделиране с крайни елементи и се въвеждат начални несъвършенства. Много полезни насоки по отношение на моделирането могат да бъдат намерени в [19]. Болтовата става между диагонала и рамката е реализирана чрез „пас“ болт M36 клас 10.9. Толерансът между болт и отвор е 0.3 мм. Експерименталната постановка е показана на Фиг. 9.**8**. Тя е реализирана посредством лабораторен стенд, натоварваща система (хидравличен актуатор), укрепяваща система и тестов образец. Експериментът бе проведен в хоризонтално положение на рамката. Товарът се прилага квазистатично, чрез контролиране на преместването на върха на рамката. Протоколът на натоварването е симетричен, цикличен със стъпково нарастване на амплитудите и е съобразен с препоръките на ECCS [5]. За получаване на

информация за относителни деформации и премествания са ползвани електросъпротивителни и индуктивни датчици.



Легенда

1 – Опорен стенд;
2 – Натоварваща система;
3 – Укрепваща система;
4 – Експериментален образец.

Фиг. 9.8: Експериментална постановка

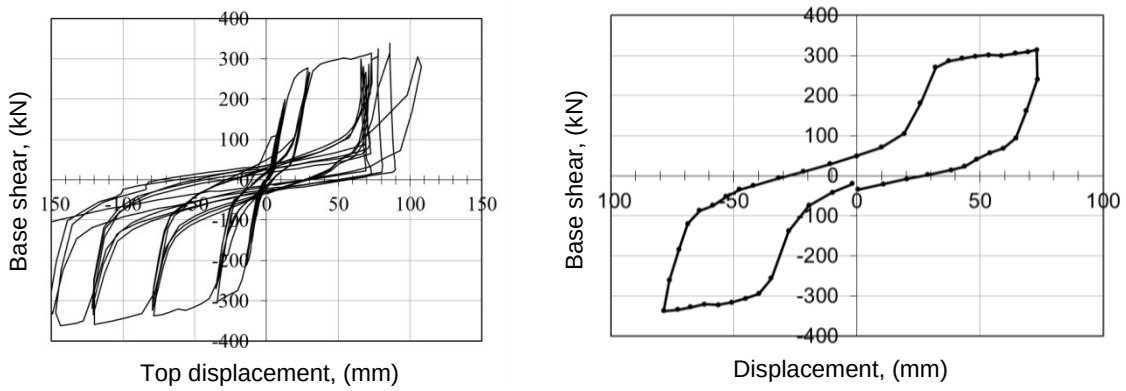
9.4.1.3 Стандартен тест на опън

Стандартен тест на опън е проведен за установяване на якостните и механични характеристики на материала ползван за дисипативните елементи. Тестът е съгласно ISO 6892-1 [6] със скорост на натоварване 3 мм/минута. Тестваните епруветки показват добри дуктилни свойства на материала, характерни за ниско въглеродната стомана, но реалната граница на провлачане особено на 5 милиметровите образци се различава значително от декларираната стойност в сертификата на стоманата.

9.4.1.4 Резултати от циклични тестове

Проведените цикличните тестове са в съответствие с протокола на ECCS [5]. Всички критични елементи (диагоналите) са последователно товарени на опън и натиск. Получените хистерезисни примки се характеризират с прищипване, което е типично за РЦВД. Почти постоянен спад на носимоспособността е наблюдаван във втори и трети цикъл от групата цикли с постоянна амплитуда. Спадът на носимоспособност достига до около 15% от носимоспособността сравнено с първия цикъл от група. Същият спад е предложен в скелетните криви от нелинейните модели разработени в точки 9.5. и 9.6. Първоначално е планирано цикличното натоварване да продължи до разкъсване на сечението на диагонала от ниско циклична умора или от изчерпване на дуктилността на елемента. До такова крайно разрушаване не се достига, тъй като се изчерпва хода на буталото от натоварващата система. Пълна история на хистерезисните примки и самостоятелен хистерезисен цикъл са представени на Фиг. 9.**9**. За съжаление поради технически проблем с един от датчиците, циклите в положителна посока, след 70мм преместване на върха, не са записани коректно. Това е основната

причина за наличието на прави линии в първия квадрант от Фиг. 9.**9**. Важно е да се подчертае, че по време на теста не е наблюдавана местна загуба на устойчивост нито в отслабеното сечение (RS), нито в модифицираното сечение (MS) - Фиг. 9.**10**. Максималната стрелка при изкълчване (напречно преместване на средното сечение) на диагонала също е измервана. Поради сравнително голямата ѝ стойност, това е извършвано ръчно.



a) b)

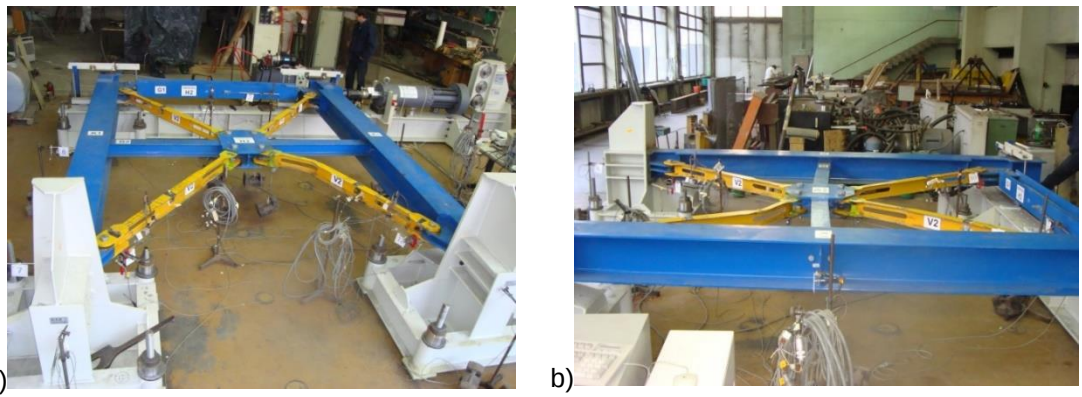
Фиг. 9.9: Хистерезисна примка, a) цялостна история на натоварването; b) само цикъл 15

a) b)

Фиг. 9.10: Последна група цикли, a) форма на изкълчване на тандем диагонали; b) Огънато модифицирано сечение (MS) при изкълчване на диагонала

Проведените експерименти показват, че коравината на междинната греда е много важна и има директно отражение върху типа пластичен механизъм, който развива рамката с диагонали. Съобразно нейната носеща способност и коравина, два типа механизми са идентифицирани: единият е когато и двата диагонала от тандем се изкълчват, а другият когато се изкълчва само един диагонал - Фиг. 9.**11**. Последният механизъм трябва да бъде избягван, тъй като той води до концентрация на пластични деформации и преждевременно

изчерпване на дуктилността на диагонала или съкращаване на издръжливостта за ниско циклична умора.

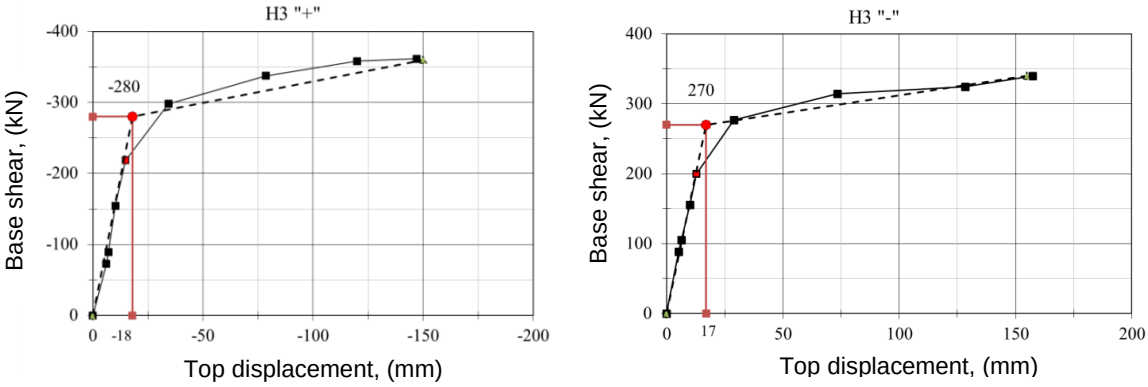


a) b)

Фиг. 9.11: Влияние на междинната греда, a) нежелан пластичен механизъм; b) огъване на междинната греда

9.4.1.5 Резултати от монотонни тестове

Класически монотонен тест не е включен в експерименталната програма, но капацитивните криви са получени чрез отчетите от всеки първи цикъл от група. Резултатите от експеримента са представени на Фиг. 9.**12** и билинейна апроксимация е добавена пак на същата фигура.

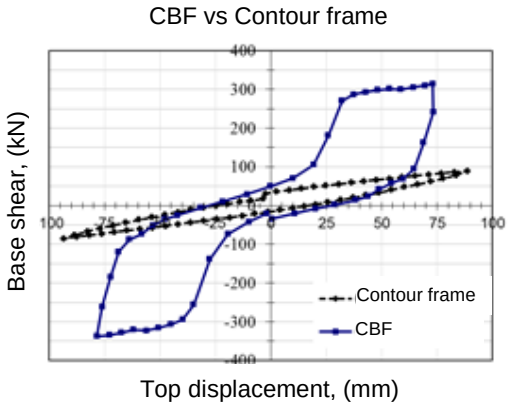


a) b)

Фиг. 9.12: Капацитивна крива, a) положителна посока; b) отрицателна посока

9.4.1.6 Тест на рамковия контур

Приносът на рамковия контур в носещата способност, коравината и дисипацията на енергия представлява интерес при всяка РЦВД. Този принос е изследван, като се проведе цикличен тест на самостоятелен рамков контур (рамка без диагонали). Два пълни цикъла на натоварване с различни амплитуди са реализирани. Опитната постановка и резултатите от експеримента са илюстрирани на Фиг. 9.**13**.



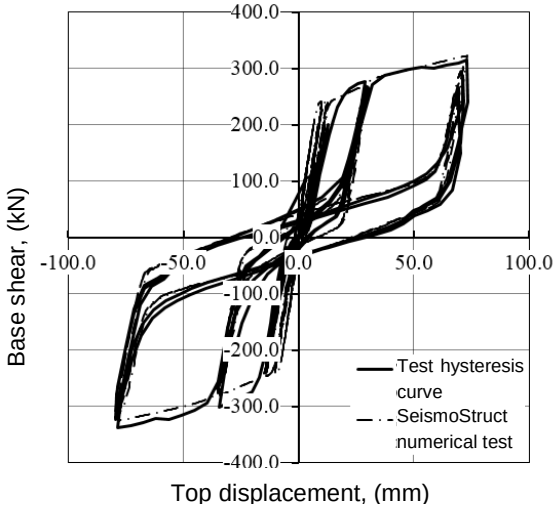
a) b)

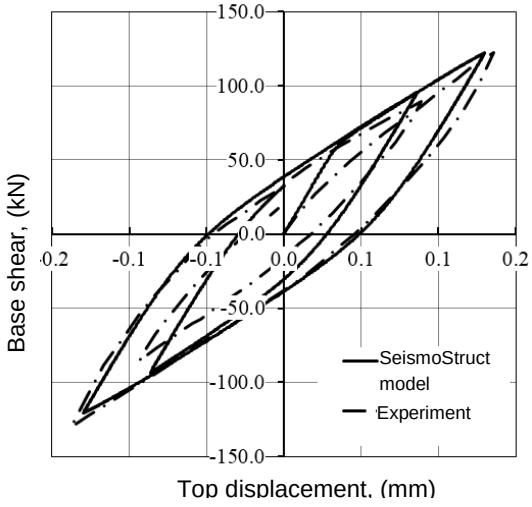
Фиг. 9.13: Рамков контур, a) опитна постановка; b) съпоставяне на хистерезисни примки

Очаквано рамката без диагонали има много по-ниска коравина сравнена със същата рамка, но с диагонали. Въпреки това коравината на рамковия контур играе съществена роля за намаляване на прищипването на хистерезисната примка и за подобряване на дисипативността на системата. Струва си да се отбележи, че за да се създаде способност на системата да се самоцентрира, рамковият контур следва да реагира изцяло еластично, а запъването на междинната греда в колоните е особено подходящо за целта. Този аспект на явлението ще бъде демонстриран в точка 9.6., а читателят може да намери полезни коментари пак там.

9.4.2 Числени сумулации

Серия от числени симулации чрез Seismostruct [7] и ANSYS [8] са проведени, като по този начин се цели да за изучи по-добре поведението

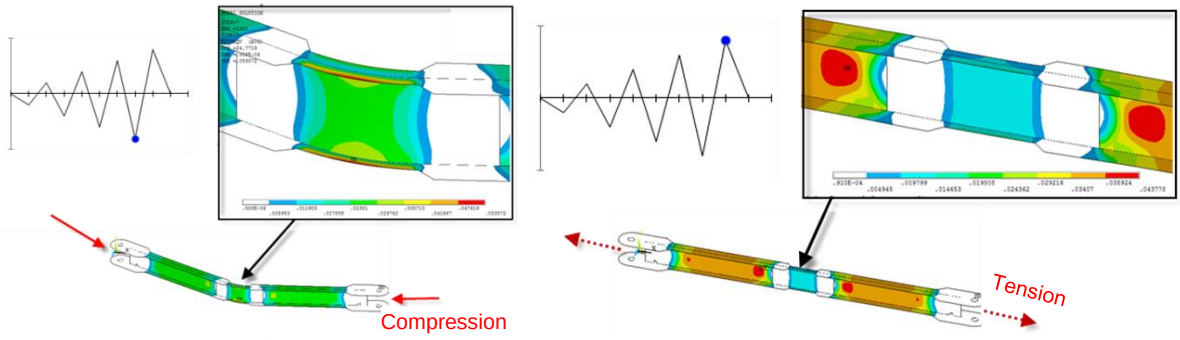




a) b)

Фиг. 9.14: Сравнение между числени и експериментални резултати, a) сравняване на хистерезиси на CBF-MB; b) сравняване на хистерезиси само на рамковия контур

на експерименталния образец. Направеното сравнение между експериментално получените хистерезисни примки и резултата от численото моделиране показа добро съвпадение (Фиг. 9.**14**). Разработени са подробни числени модели за изследване на самостоятелното поведение на диагонал. Те се използват за калибриране на скелетните криви на диагоналите, заложени в проведените в точка 6 нелинейни анализи. Моделът чрез ANSYS служи за проследяване на развитието на пластичните деформации в различните сечения, дължащи се на цикличното натоварване. Ползвани са калибриран модел на материала по Chaboche [9] и крайни елементи тип SHELL181 с 10мм размер на дискретизиращата мрежа. Решението по МКЕ потвърждава, че пластините деформации след изкълчване са развиват в модифицираното сечение, а пластичните удължения от опъна са в рамките на отслабеното сечение. Усиленото сечение остава еластично, какъвто е и замисълът при проектирането. Моделът на ANSYS (Фиг. 9.**15**) е използван и за проследяване на историята и диапазона на пластичните деформации в критичното сечение за да се изведе критерии за проверка на ниско циклична умора.



a) b)

Фиг. 9.15: Анализ по МКЕ чрез ANSYS, a) пластични деформации при натиск; b) пластични деформации при опън

9.4.3 Сравнения между експримантални и числени модели

Валидността на аналитичния фермов модел е проверена чрез сравняване на теоретични и експериментални резултати от отношение на етажна срязваща сила. Теоретичната етажна срязваща сила и преместването на върха са изчислени чрез използване на изрази (9.1) и (9.3) респективно, със заложени действителните якостни характеристики на материала. Експериманталните криви и билинейната апроксимация са илюстрирани на Фиг. 9.**12**.

На Таблица 9.1 е показано сравнението между експерименталната и теоретичната етажни срязващи сили. Изчисляването на етажното преместване *Δy* се базира на предпоставката, че цялата дължина на диагонала се е удължила еластично до относителни деформации ε_y=0,002.

Резултатите от експериментите за образец H3 са използвани за сравнението, където със съкращенията H3"+" и H3"–" се показват положителната и отрицателната посока при натоварването. Трябва да се отбележи, че теоретичният модел напълно съответства на изискванията на [1] за РЦВД с кръстосани диагонали. Нормално е да се очаква, че теоретичния резултат за максималната етажна срязваща сила е по-нисък в сравнение с експериментално получената сила, поради изключването на приноса на натиснатите диагонали и рамковия контур. Това е доказано чрез представеното в Таблица 9.1 сравнение. Следва да се отбележи, че теоретичният модел улавя доста добре точката от прехода между еластично и еласто-пластичното поведение в би-линейната апроксимираща крива. Тази точка е показана в червено на Фиг. 9.12. Поради това, че е много лесен и е напълно в съответствие с препоръките на [1], фермовият модел с единичен опънен диагонал е преценен като най-подходящ за предварителното проектиране на CBF-MB.

Таблица 9.1: Сравняване на експериментални и теоретични резултати за срязващата сила в основата

Образец	Vy,exp – bilinear apr.	Vy,th	Vy,exp/ Vy,th	Δy,exp – bilinear apr.	Δy,th	Δy,exp/ Δy,th
-	kN	kN	-	mm	mm	-
H3"+"	–280.0	–199.65	1.402	–18.0	–16.66	1.08

Друг интересен аспект е зависимостта между глобалната и локалната дуктилност на системата, представени респективно чрез междуетажното преместване и пластичните деформации в диагонала. Методологията за получаване на окончателно пластично удължение в областта на редуцираното сечение е представена в [30]. Средните относителни деформации в тандем диагонали по време на тестовете е оценена съответно на 3.315% и 3.195%.

Интерес представлява сравняване на резултатите от експериментално измерените стойности и аналитичната формула от израз (9.4) за стрелката *f* при изкълчване на натиснат диагонал. Струва си да напомним, че израз (9.4) е валиден, когато междинната греда е достатъчно корава, за да принуди двата натиснати диагонала да се изкълчат почти едновременно. Тъй като

експерименталният образец се отклонява от това условие, са направени някои корекции по отношение на тандем диагонали. Сравнението на теоретичните и експерименталните резултати е показано в Таблица 9.**2**.

Таблица 9.2: Експериментални и теоретични резултати за стрелката на изкълчване

Цикъл No	*f,exp*	етажно преместване *Δ*	δ_d	*f,th*	*f,th / f,exp*
-	мм	мм	мм	мм	-
12	72.94	34.36	10.31	140.69	1.93
15	145.89	78.49	23.55	212.63	1.46
18	248.01	120.01	36.00	262.92	1.06
21	271.52	147.12	44.14	291.11	1.07

Видно е от последната колона, че с увеличаването на преместването на върха на рамката, съвпадението на резултатите се подобрява. Това може да се обясни с условието, че израз (9.4) е изведен при предпоставка за полигонална деформирана схема на изкълчилите се диагонали. С нарастването на етажното преместване *Δ*, действителната деформирана схема се доближава до полигонална линия, както това се вижда и от Фиг. 9.**6**.

9.4.4 Гранични състояния от цикличен тест

Цикличните тестове се провеждат съобразно възприетия протокол на натоварване и приключват поради изчерпване на хода на буталото на актуатора. Следва да се припомни, че образецът не достига до разрушаване на елемент или цялостно разрушаване. От друга страна в опитната постановка не са отчетени осови сили в колоните от гравитачен товар и следователно *P-Δ* ефектите не са застъпени в теста. За определяне на граничните състояния са ползвани препоръките на FEMA-356 [10]. Пояснение за дефинираните в FEMA-356 и в настоящата брошура гранични състояния са представени в Таблица 9.**3**. Въпреки, че в тестовете се достига до значително по-големи премествания, са приети по-консервативни стойности, заради неотчетените *P-Δ* ефекти в експериментите.

Таблица 9.3: Гранични състояния

Гранични състояния според FEMA 356	FEMA 356 нормирано междуетажно преместване	Гранични състояния възприети в тази брошура	Експериментално определени гранични състояния
Immediate occupancy (IO)	0.50%	SLS	0.625%
Life Safety (LS)	1.50%	ULS	1.89%
Collapse prevention (CP)	2.00%	CPLS	3.00%

По време на експериментите, първото значимо пластифициране на диагонал възниква в цикъл 12, при междуетажно преместване 25 мм, което съответства на етажна ротация от 0.625%. Тази фаза е дефинирана като гранично състояние SLS. При него натисканите диагонали са се изкълчили, а материала в опънните диагонали започва да провлача. Гранично състояние ULS е разпознато в цикъл 15, където пластифицирането на опънния диагонал се засилва и са забелязани първични повреди в заваръчните шевове на частично коравия възел греда-колона. ULS се реализира при междуетажно преместване 75.8 мм, което съответства на етажна ротация от 1.89%. Състояние CPLS е разпознато по време на цикъл 18, при междуетажно преместване 121 мм, което съответства на етажна ротация от 3.00%. При достигане на това гранично състояние не са регистрирани местна загуба на устойчивост или поява на повърхностни пукнатини в диагоналите. Появяват се значителни повреди в заваръчните шевове от частично коравия възел греда-колона и колона-фундамент. Трябва да се отбележи, че показаните междуетажни премествания за трите базови гранични състояния са подобни на предложените във FEMA-356 [10] за сгради с РЦВД съответно (0.5%, 1.5%, 2.0%), като най-голяма е разликата за гранично състояние CPLS.

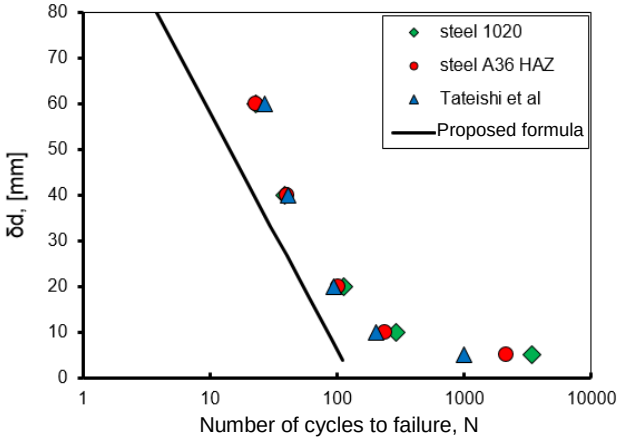
9.4.5 Ниско циклична умора

Цикличен тест с постоянна амплитуда за самостоятелен диагонал не е застъпен в експерименталната програма. За да се определи зависимост между цикличните удължавания и скъсявания на модифициран диагонал и издръжливостта му на умора, е направена серия от анализи чрез МКЕ посредством ANSYS.

Развитието на пластични деформации при циклично натоварване е получено при различни стойности на амплитудите на осовите скъсявания и удължения δ_d. Намерени са данни чрез справка в техническата литература [11], [12], [13] за цикличното поведение на подобни стомани – Фиг. 9.**16**. На база на получените стойности за максималния диапазон на пластичните деформации от числените анализи и съобразно данните от литературата, авторите предлагат формула описана чрез израз (9.6). Тя дава зависимостта между амплитудата на циклични осовите премествания на диагонала δ_d и броя цикли с константна амплитуда N до разрушаване на елемента. Предложената формула е консервативно коригирана със средна стойност от 0.533 при стандартно отклонение от статистическите данни 0.339.

$$\delta_d(N) = 110 - 52\log(N) \tag{9.6}$$

Данните от цикличния тест на CBF-MB проведен с протокола на натоварване на ECCS [5] и измерените стойности за максималната стрелка при изкълчване *f* са използвани за проверка на формула (9.6). Индексът на повредите (DI) за най-натоварения диагонал е определен по формула (9.6) и посредством правилото на Palmgren–Miner [14], [15], [16]. Получената стойност е DI=0.752. Наред с това, за модифицираното сечение MS на диагоналите е направен тест с ултразвук и тест чрез магнито-прахов метод за установяване на наличие на повърхностни пукнатини.



Фиг. 9.16: Зависимост между амплитудите на осовите премествания на диагонала и брой цикли до разрушение

Не са установени пукнатини нито по повърхността на поясите, нито по стеблото. Като се има предвид, че дебелината на поясите на модифицираното сечение е само 5 мм, може да се заключи, че няма пукнатини и в дълбочина на поясните ламарини. Те, от своя страна, имат най-голяма кривина при реализираното огъване. На основания на казаното до тук, може да се заключи че формула (9.6) е достатъчно консервативна и може да бъде използвана за проверка за ниско циклична умора на разглежданите CBF-MB.

9.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

В тази точка са представени насоки за проектиране на системата CBF-MB. Дадени са препоръки за предварителен подбор на модифицирани диагонали и междинна греда. Тъй като системата CBF-MB принадлежи към видове конструкции залегнали в Еврокод, предложените насоки за проектиране са в съответствие с изискванията на [17] и [1].

9.5.1 Предварителен подбор

Както вече бе споменато в точка 9.3., оправдано е за системата CBF-MB да се приеме, че работи като вертикална ферма с работещ само на опън един диагонал. Предварителна преценка за необходимия брой рамки с диагонали (вертикални връзки) за дадена сграда в дадено направление, може да се направи чрез израз (9.7).

$$m = V_{buiding} / V_{storey} \tag{9.7}$$

където V_{building} е общата хоризонтална сила в основата на сградата, а V_{storey} максималната етажна сила, която една система CBF-MB може да поеме, определена на базата на фермов модел – израз (9.1). Напречните сечения на колоните от първия етаж, могат да бъдат определени така, че елементът да може да носи осова сила както следва:

$$N_{column} = M_{ov} / m.B \tag{9.8}$$

Където M_{ov} е преобръщащият момент за сградата, а B е осовото разстояние между колоните на системата. Първоначалният избор на отслабено сечение от диагонал от i-ти етаж, може да се определи чрез (9.9), където $V_{\text{storey,i}}$ е етажната срязваща за една РЦВД от i-тия етаж и α_{i} е ъгъл на наклона на диагонала, дефиниран на Фиг. 9.**5**.

$$A_{RS,i} = V_{story,i} / f_y . \cos\alpha_i \tag{9.9}$$

Описаната до тук методология дава само първоначалните насоки за проектиране на системата.

9.5.2 Проектиране на модифицираните диагонали и междинната греда

Модифицираните диагонали са критичният елемент на системата. Те трябва да се проектират в съответствие с изискванията на Глава 6 от [1] и съобразно специфичните изисквания, описани в настоящата брошура. Както бе илюстрирано на Фиг. 9.**2**, трябва да бъдат дефинирани няколко зони с различни напречни сечения по дължината на диагонала. За целта е предложена следната процедура.

9.5.2.1 Дължина на MS, RS и TS

Първата стъпка е определяне на дължината на модифицирания диагонал l_{d}. Тя следва да е в диапазона (0.375-0.40)l, където l е системната дължина (от ос до ос) на диагонала. Препоръки за дължината на модифицираното сечение са дадени чрез израз (9.10), където l_{MS} е дължината на MS. То не

трябва да бъде нито твърде късо, защото огъването в него ще стане значително, нито твърде дълго, защото може да се провокира локално изкълчване в него. Израз (9.11) дава насоки за подбора на дължината на отслабеното сечение l_{RS}.

$$l_{MS} = (0.067 \div 0.085) l_d \tag{9.10}$$

$$l_{RS} \approx (0.3) l_d \tag{9.11}$$

9.5.2.2 Подбор на напречните сечения

Отслабеното напречно сечение RS следва да се определи по (9.9). За да се гарантира, че провлачването при опън ще се реализира в отслабеното сечение, а не в модифицираното, произтичащите от (9.12) ограничения трябва да бъдат спазени.

$$K_A = A_{MS} / A_{RS} \geq 1.4 \tag{9.12}$$

Където A_{MS} е площта на модифицираното сечение, а A_{RS} е площта на отслабеното сечение. Размерите на усиленото сечение (SS) следва да бъдат подбрани така, че то да остане изцяло еластично и да се осигури носимоспособността на смачкване в болтовата става.

9.5.2.3 Подбор на съпротивителните моменти

За да се гарантира, че модифицираното сечение има по-ниска пластична носимоспособност от отслабеното сечение, дори и с отчитане на уякчаване на материала, следващият израз (9.13) трябва да бъде изпълнен:

$$K_M = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \geq 2.0 \tag{9.13}$$

Където, $W_{pl,RS}$ и $W_{pl,MS}$ са пластичните съпротивителни моменти съответно на отслабеното и модифицираното сечения.

9.5.2.4 Изкълчвателна дължина на модифициран диагонал

Тъй като в средата на диагонала има вмъкнато модифицирано сечение, то изкълчвателната дължина $l_{cr} = \mu . l_d$ ще бъде по-голяма от реалната дължина l_d. Формула за определяне на изкълчвателната дължина е предложена чрез (9.14), където $K_L = l_{RS} / l_{MS}$, $K_l = l_{MS} / l_{RS}$.

$$\mu = l_{cr} \,/\, 1 = 0.88 K_L^{(0.033)} . K_l^{(0.1\ln(K_L)-0.36)} \tag{9.14}$$

Формула (9.14) може да дава отклонения до 10% , в зависимост от геометрията на диагонала. Независимо от това, читателят може да приложи бърз модел с гредови КЕ и да извърши еластично решение на уравнението на устойчивостта за единичен диагонал, за да определи параметъра *μ* за своя конкретен случай.

9.5.2.5 Ограничения за стройност

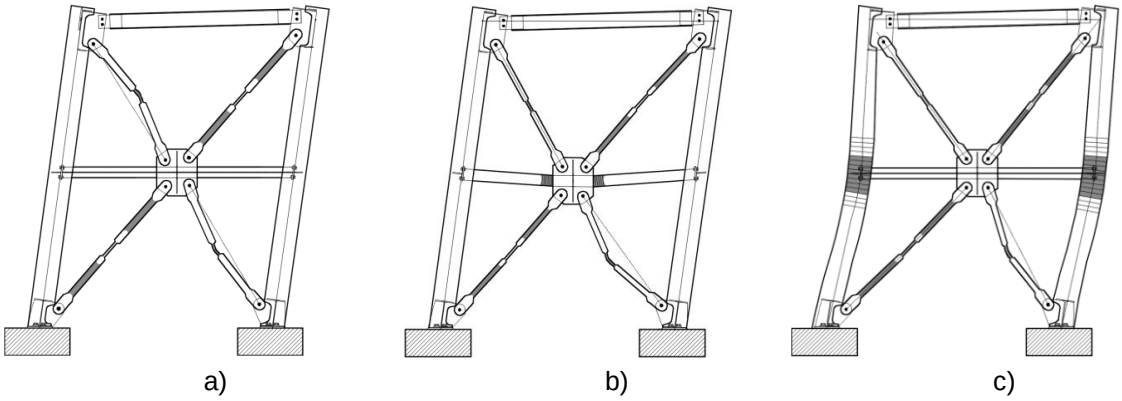
Съгласно [1] диагонали от РЦВД с Х-конфигурация трябва да имат условна стройност, която да попада в диапазона $1.3 \le \bar{\lambda} \le 2.0$. Условната стройност се определя чрез (9.15).

$$\lambda_{\text{eff}} = \frac{\mu . l_{\text{d}}}{i_{\text{RS}}} , \tag{9.15}$$

където *μ* параметър за определяне на изкълчвателната дължина по (9.14) , а i_{RS} е минималният инерционен радиус на отслабеното сечение.

9.5.3 Предварителен подбор на сечението на междинната греда

Проведените тестове и числени изследвания потвърждават възможността за формиране на два типа пластичен механизъм, наречени предпочитан и непредпочитан (Фиг. 9.**17**). Предпочитан е механизмът, при който и двата диагонала от тандем са се изкълчили, а пластичните удължения се реализират в опънатите диагонали. Непредпочитан е механизмът когато само един от натиснатия тандем диагонали се е изкълчил, а пластични стави се образуват в междинната греда или дори в колоните (Фиг. 9.**17** b), c)). Непредпочитаните пластични механизми могат да бъдат избегнати чрез подходящо проектиране на междинната греда осигуряващо необходимата коравина и носеща способност.

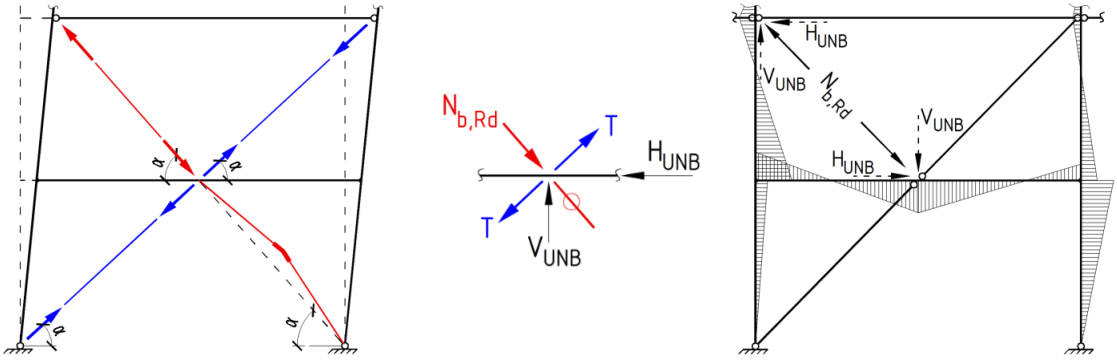


Фиг. 9.17: Пластични механизми: a) Предпочитан; b) Слаба междинна греда; c) Слаба колона

Предлага се системата CBF-MB да бъде проектирана с кораво свързана междинна греда към колоната, като по този начин се образува Н-образна рамка. Препоръчва се, междинната греда да остане еластична до достигане на гранично състояние ULS. По този начин могат да се получат следните ползи в поведението на конструкцията:

- При наличие на еластична Н-образна рамка се осигурява самоцентрираща се способност на системата CBF-MB и след силни земетресения;
- Н-рамката осигурява положителна тангенциална коравина в диапазона на нулевите премествания, когато в диагоналите са се реализирали пластични удължения.

Деформирано състояние при което Н-образната рамка осигурява достатъчна еластична коравина и принуждава неизкълчилия се диагонал да се изкълчи е илюстрирано на Фиг. 9.**18**. Консервативно е предпоставено, че опънните диагонали са еднакво опънати и следкритичната носеща способност на изкълчилия се диагонал е пренебрежимо малка. От условията за равновесие в пресечната точка на диагоналите се установява, че се зараждат хоризонтална и вертикална сила, които са наречени неуравновесени. Те могат да се получат чрез (9.16) и (9.17), където $N_{b,Rd}$ (израз (9.18)) е носещатата способност на натиск на диагонала съгласно [17] , а χ редукционен коефициент за изкълчване при стройност λ_{eff}.



a) b) c)

Фиг. 9.18: a) Състояние “точно преди изкълчване”; b) Неуравновесени сили; c) Огъващи моменти (M_{UNB}) в резултат на неуравновесените сили (товарно състояние UNB)

$$V_{UNB} = N_{b,Rd}.\sin\alpha \tag{9.16}$$

$$H_{UNB} = N_{b,Rd}.\cos\alpha \tag{9.17}$$

$$N_{b,Rd} = \chi.A_{RS}.f_y/\gamma_{M1} \tag{9.18}$$

Така разглежданото състояние е наречено “точно преди изкълчване”. При него възникват огъващи моменти и осови сили във всяка етажна Н-образна рамка – (Фиг. 9.**18** с), които следва да се вземат предвид в проектирането. За целта се въвежда допълнително товарно състояние UNB (неуравновесени сили). То може да бъде симулирано в изчислителния модел чрез въвеждане на неуравновесените сили за всеки етаж поотделно или като се въведат интегрално за всичките етажи.
Важно е да се подчертае, че междинната греда трябва да се проектира така, че да не загуби обща устойчивост. За целта се изисква да се спази условие (9.19).

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40 \qquad (9.19)$$

Като се изходи от условие 4.4.2.3 (4) на [1], напречните сечения на междинната греда и колоните трябва да бъдат подбрани така, че носещата способност на елементите (колона и междинна греда) да удовлетворява изискването на израз (9.20). По този начин се доказва, че при всички възможни състояния от реагирането на конструкцията, пластични стави биха се образували в междинната греда и никога в колоната.

$$2.M_{Rc} \geq 1.3M_{Rb}, \qquad (9.20)$$

където M_{Rc} и M_{Rb} са изчислителната носеща способност съответно на колоната и на междинната греда. Междинните греди трябва да бъдат проектирани с особено внимание, като се следва предложената процедура. Следва да се има предвид, че междинната греда трябва да бъде подбрана достатъчно корава, работеща почти еластично до ULS с цел непоява на образуване на слаб етаж или форма на изкълчване на диагоналите извън равнината на системата.

9.5.4 Проектиране на недисипативните елементи

Недисипативните елементи на системата са колоните, етажните греди и междинната греда. Колоната и междината греда следва да са кораво свързани докато колоната и етажната греда могат да бъдат свързани ставно, частично кораво или кораво. Всички възли трябва да бъдат моделирани адекватно и наличието на огъващи моменти и срязващи сили дефинирани чрез изрази (9.**21**) до (9.**29**), следва да бъдат отчетени в оразмеряването. Разрезните усилия от сеизмичното товарно състояние с отчетени ефекти от 2-ри ред M_E, V_E и N_E , получени чрез еластичния анализ (Фиг. 9.**19**), трябва да бъдат капацитивно коригирани с множителя $1.1\gamma_{ov}\Omega_{MIN}\rho$. Първите три параметъра са стриктно според указанията на [1] , а параметъра ρ=1.15 е

предложен от авторите и той отчита вътрешният запас на носимоспособност на системата и евентуалната по-висока реална носеща способност на диагонала на натиск. Ефектите от неуравновесените сили в състояние “точно преди изкълчване”, дефинирани в точка 9.5.2.6. и илюстрирани на Фиг. 9.**18** трябва да бъдат включени в капацитивната проектна комбинация. Разрезните усилия дължащи се на неуравновесените сили са обозначени с индекс “UNB”.

Колоните трябва да бъдат оразмерени с изчислителни разрезни усилия, след капацитивна корекция съгласно изрази (9.21) до (9.23). Те също така трябва да удовлетворяват и израз (9.20).

$$N_{col,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \tag{9.21}$$

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \tag{9.22}$$

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \tag{9.23}$$

Изчислителните разрезни усилия, след капацитивна корекция за междинната греда се получават от изрази (9.24) до (9.26). Условията дефинирани в (9.20) и (9.19) също трябва да бъдат спазени.

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \tag{9.24}$$

$$M_{sb,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \tag{9.25}$$

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \tag{9.26}$$

Изчислителните разрезни усилия, след капацитивна корекция за подовите греди следва да се получат от изрази (9.27) до (9.29).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(N_E + N_{UNB}) \tag{9.27}$$

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(M_E + M_{UNB}) \tag{9.28}$$

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{\min}.\rho.(V_E + V_{UNB}) \tag{9.29}$$

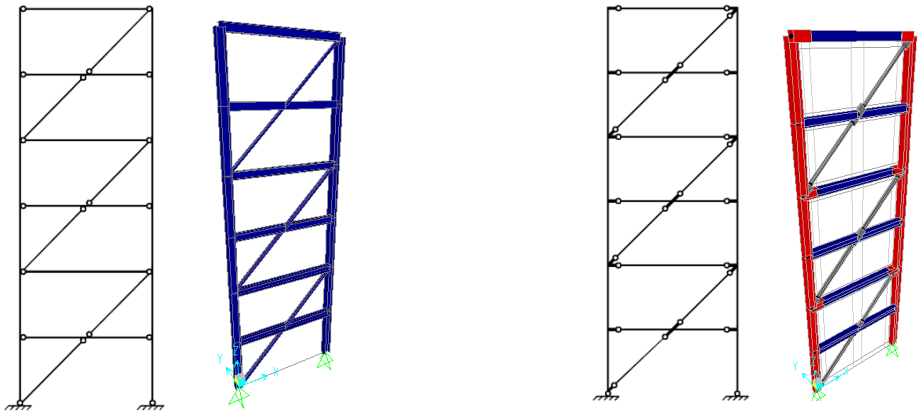
9.5.5 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

CBF-MB е конструктивна система, принадлежаща към вида конструкции Рамки с Центрично Включени Диагонали (вертикални връзки). В този смисъл изискванията при ползване на еластичен анализ при проектирането на CBF-MB следва да отговаря на EN 1998-1 [1]. В тази точка ще бъде направен акцент само върху специфичните изисквания, незалегнали в стандарта.

9.5.5.1 Моделиране

Системата CBF-MB може достоверно да бъде анализирана чрез линеен еластичен модел анализ, базиран на гредови крайни елементи. Елементите моделиращи модифицираните диагонали се дефинират с постоянно H-образно напречно сечение с характеристиките на отслабеното сечение (RS) и са ставно свързани към околната рамка. Колоните се моделират като непрекъснати през етажите. Възелът между колоната и етажната греда, може да бъде моделиран като номинално ставен.

Съобразно това как се представя геометрията на възлите, два вида модели могат да се ползват. Единият модел е наречен системно-осов фермов модел и при него възлите на елементите са в системните възли, а другия модел е фермов модел с изнесени възли. Онагледяване е представено на Фиг. 9.**19**.



a) b)

Фиг. 9.19: Модели за еластичен анализ. a) Системно-осов фермов модел; b) Модел с изнесени възли

9.5.5.2 Анализ и коефициент на поведение

Конструкцията следва да бъде проектирана като такава с дисипативно поведение, клас на дуктилност DCH. Препоръчва се употребата на спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене и работа с коефициент на поведение q = 5.0.

9.5.5.3 Ограничения за междуетажни премествания и ефекти от 2-ри ред

Ограниченията за междуетажни премествания следва да са според 4.4.3.2., а ефектите от 2$^{-ри}$ ред да бъдат проверени и включени съгласно 4.4.2.2. на [1].

9.5.5.4 Диагонали

Бездименсионалната стройност на диагонала, изчислена по израз (9.15), трябва да отговаря на (9.30).

$$1.3 \leq \bar{\lambda}_{eff} \leq 2.0 \tag{9.30}$$

Съгласно 6.7.3 на БДС EN 1998-1[1] оразмеряването на диагоналите трябва да се основава на пластичната носимоспособност $N_{pl,Rd}$ на брутното сечение, което за модифицираните диагонали е

$$N_{pl,Rd} = A_{RS} f_y / \gamma_{M0} \tag{9.31}$$

Съединенията на диагоналите към етажните греди и междинната греда трябва да отговарят на изискванията на 6.5.5. от [1].

9.5.5.5 Хомогенно дисипативно поведение

За да се осигури общо хомогенно дисипативно поведение по всички етажи на конструкцията, максималният коефициент за запас на носимоспособност в диагоналите Ω_{max} не трябва да се различава от минималния Ω_{min} с повече от 25%, както е указано в (9.32).

$$\Omega_{MAX} / \Omega_{MIN} \leq 1.25 \tag{9.32}$$

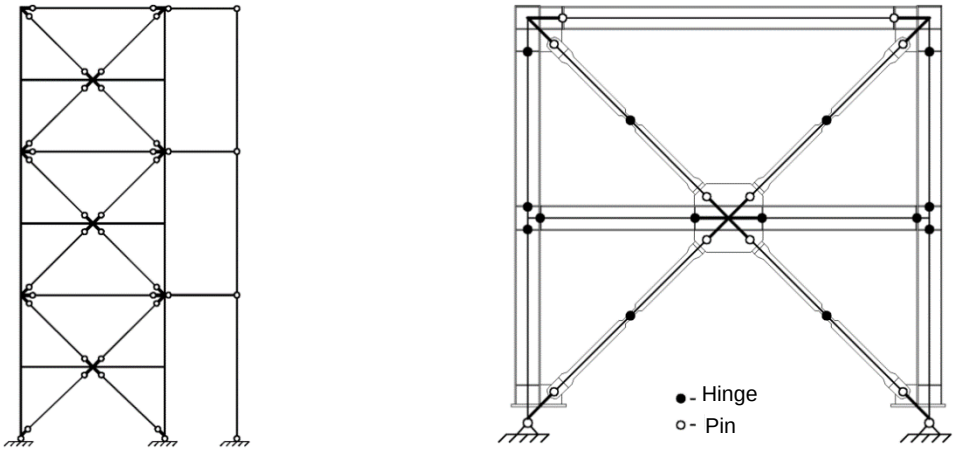
Авторите отбелязват, че горните два етажа в многоетажните сгради могат да бъдат тълкувани в смисъла на параграф 6.7.3 (4) от [1] тъй като прилагането на израз (9.30) води до много консервативни решения.

9.5.6 Проектиране чрез статичен нелинеен анализ

Предложеният в точка 9.5. „модел с изнесени възли“ може да бъде развит за прилагане на статичен нелинеен анализ (СНА). Разглежда се модел с концентрирана пластичност, при който нелинейното поведение на елементите и следкритичното поведение на диагоналите са представени с различни видове феноменологични модели на пластични стави. Само конфигурация на хоризонталните товари тип „обърнат триъгълник“ е възприет в тази брошура. Отчитането на P–Δ ефектите от незастъпените в модела гравитачни товари е направено с помощна наклонена колона. Съгласно 5.3.2 (3) от EN-1993-1-1 [17], общите начални несъвършенства от хоризонтално отклонение в конструкцията са отчетени чрез наклоняване на помощната колона до $\Phi = \Phi_0 . \alpha_h . \alpha_m$. На всеки възел от помощната клона е моделирана сила кореспондираща на прилежащата за системата етажна маса. Фиг. 9.**20** илюстрира изчислителния модел, ползван за статичен нелинеен анализ. Моделът, демонстриран насетне, е основан на програмата SAP2000 [18]. В него са използвани два вида пластични стави. Нелинейното

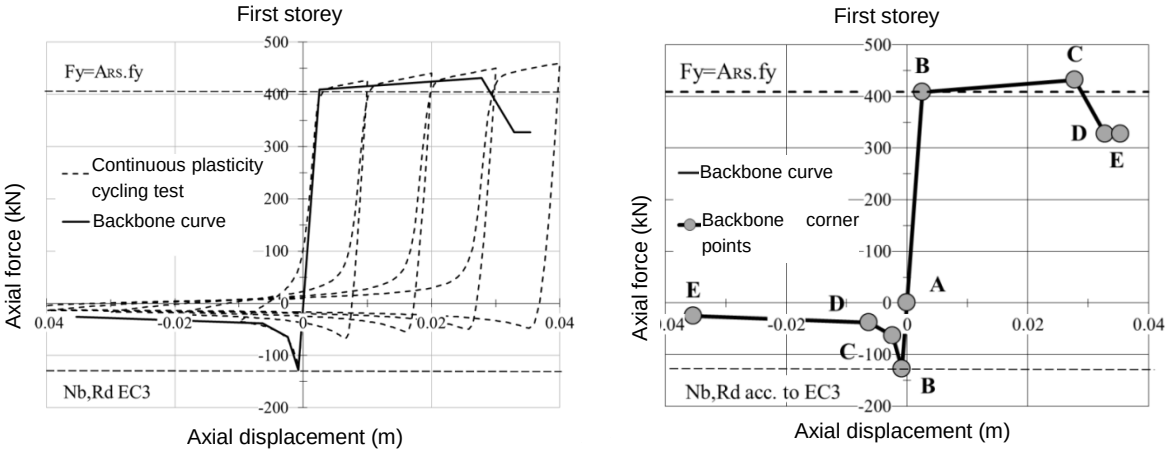
поведение на диагоналите е симулирано чрез т.н. P-hinge (пластична става отчитаща само осова сила) вмъкната в средата на елемента. В колоните и гредите (Фиг. 9.**20**, b), където могат да се развият пластични деформации от огъване са използвани P-M hinges (пластична става отчитаща осова сила и огъващ момент).

Скелетната крива на пластичната става в диагонала е илюстрирана на Фиг. 9.**21**. Тя се конституира от геометричните размери и стройността на диагоналния елемент и номиналната граница на провлачане на материала – Таблица 9.**4**. Точките от скелетната крива, характеризиращи поведението след пластификация и изкълчване, са възприети от препоръките на FEMA-356 [10]. Възприетата скелетна крива е сравнена с хистерезисна крива на единичен диагонал, моделиран чрез фиброви елементи с разпределена пластичност, посредством програмата Seismostruct [7]. Този модел е предварително калибриран с експерименталните резултати.



a) b)

Фиг. 9.20: Гредови модел за статичен нелинеен анализ. a) Общ изглед; b) Пластични стави



a) b)

Фиг. 9.21: Скелетна крива: a) сравнение с калибриран с тестовете модел; b) скелетна крива възприета в анализа

Таблица 9.4: Характеризиращи точки от скелетната крива

Точка	Опън		Точка	Натиск	
	Сила	Преместване		Сила	Преместване
A	0	0	A	0	0
B	$F_y=A_{RS}.f_y$	Δy	B	$N_{b,Rd}$	Δc
C	F_{SH}	11Δy	C	$0.5N_{b,Rd}$	3Δc
D	$0.8F_y$	13Δy	D	$0.3N_{b,Rd}$	8Δc
E	$0.8F_y$	14Δy	E	$0.2N_{b,Rd}$	14Δy

Изрази (9.33) до (9.37) следва да бъдат използвани, за да се дефинират характеризиращите точки обозначени на Фиг. 9.**21**.. Nb,Rd е изчислителната носимоспособност на натиснат диагонал при изкълчване съгласно [17], а χ редукционен коефициент за изкълчване.

$$\Delta_y = f_y.L/E \tag{9.33}$$

$$F_y = A_{RS}.f_y \tag{9.34}$$

$$F_{SH} = F_y + \left(F_y/\Delta_y\, 0.005\right).\left(11\Delta_y\right) \tag{9.35}$$

$$N_{b,Rd} = \chi A_{RS}.f_y \tag{9.36}$$

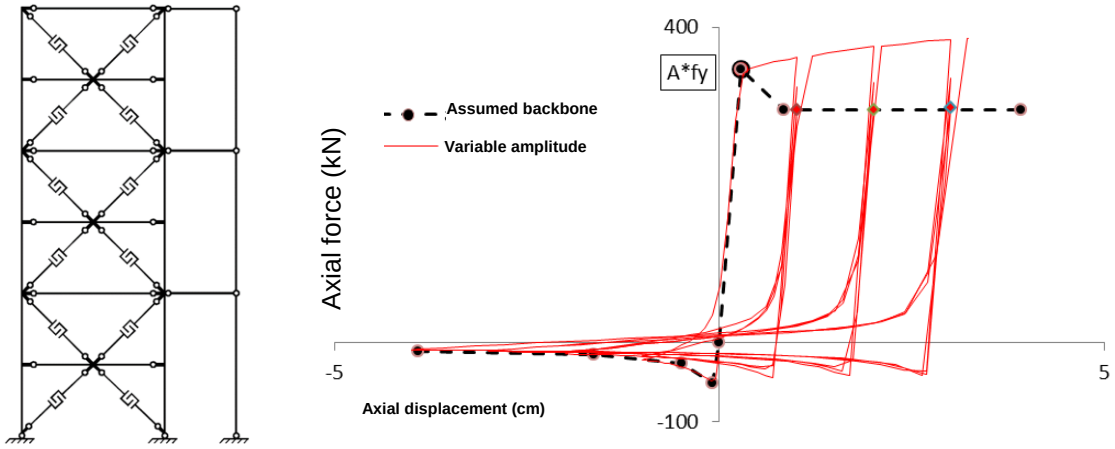
$$\Delta_C = N_{b,Rd}.\Delta_y/F_y \tag{9.37}$$

Пластичните стави за междинните греди и колоните са от типа P-M3. Кривата на взаимодействие „осова сила – огъващ момент“ може да се дефинира като се използват указанията на [17] или [10]. Характеризиращите точки след достигане на пластична носимоспособност на сечението са определени съгласно [10].

9.5.7 Проектиране чрез динамичен нелинеен анализ

За да се изследва реагирането на конструкцията във времето и поведението на нейните критични елементи, следва да се проведе динамичен нелинеен анализ (ДНА). Той може да осигури допълнително информация за остатъчни общи и междуетажни премествания и позволява на проектанта да определи индекса на повредите (DI) в диагоналите, предизвикани при решение с дадена акселерограма. Изчислителният модел, ползван за ДНА, може да стъпи на модела от СНА и да бъде модифициран като се заменят диагоналите с мулти-линейна пластична пружина с хистерезис тип „пивот“ - Фиг. 9.**22**. *P*–Δ ефектите могат да бъдат отчетени по подобие на подхода демонстриран в предната точка. Ползваната нелинейна пружина за моделиране на диагоналите в SAP2000 следва да се конституира чрез няколко параметъра, предварително калибрирани с резултати от тестове.

Пивотните (полюсни) точки за насочване на хистерезиса тип „пивот“ се дефинират посредством параметрите α_1, α_2, β_1 и β_2, които са представени в Таблица 9.5 ([18], [20]). За достоверно моделиране на цикличното поведение на диагонала, мулти-линейната пластична пружина изисква и дефиниране на скелетна крива (точка 9.5.4). Резултатите от тестовете и последвалите числени симулации показват, че има циклична деградация на носещата способност до около 15%, която е взета под внимание (Фиг. 9.22 b).



a) b)

Фиг. 9.22: Модел за Динамичен Нелинеен Анализ: a) Общ изглед; b) Скелетна крива

Таблица 9.5: Описание на полюсните точки

Параметър на полюсната точка	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Стойност	100	0.1	0.02	0.4	0.0

9.6 АНАЛИЗ И ПРОЕКТИРАНЕ НА РАВНИННА РЦВД

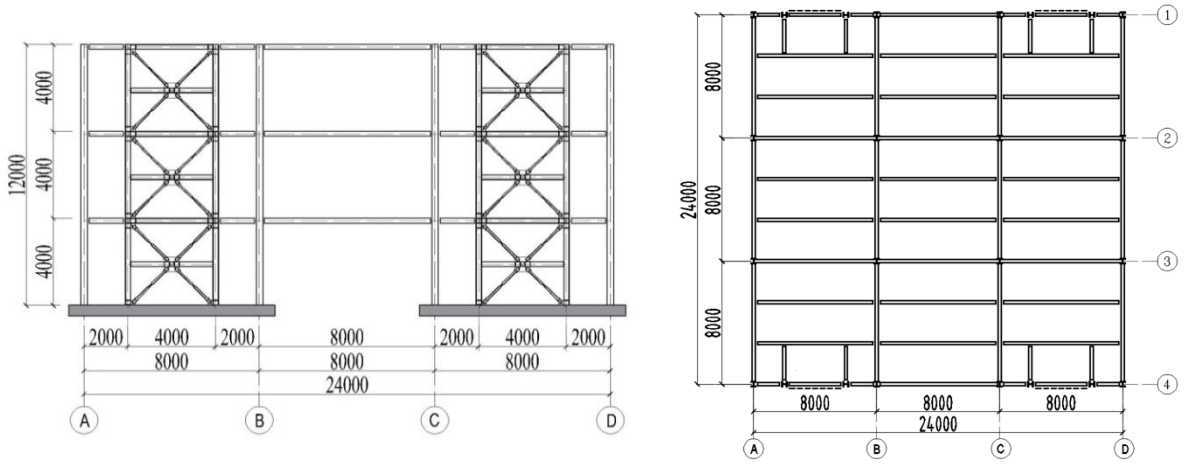
Предложените изрази, дефинирането на елементите, препоръките за проектиране и моделиране, критичните проверки и предложеният коефициент на поведение, включени в брошурата, са проверени чрез равнинен числен модел за сграда с приложени CBF-MB чрез използване на програмата SAP2000. Първоначално системите са проектирани за гранични състояния ULS и SLS посредством еластичен анализ. Следва прилагане на СНА и ДНА, за да се изследва поведението на конструкциите в нелинейната област и да се потвърди предложеният коефициент на поведение q=5.

9.6.1 Пример

9.6.1.1 Геометрия и основни приемания

Разработеният и представен пример се основава на равнинна рамка от ставно свързани греди и колони с интегрирана в нея система CBF-MB. Равнинната рамка е част от три-етажна конструкция на сграда - Фиг. 9.**23**. Разглежданата конструкция има три композиционни междуосия по 8 метра. Колоните и етажните греди са свързани ставно, както и колоните и фундаментите. Горещо валцувани профили HEA и IPE са използвани съответно за колоните и подовите греди. Комбинирано действие между стоманобетоновата плоча и гредореда не е предвиждано.

Вертикалните връзки от типа CBF-MB са вмъкнати в първо и последно междуосие, както е показано на фигурата. В този случай колоните от вертикалните връзки са натоварени с осови сили, предимно в резултат на сеизмичното въздействие, а останалите колони носят гравитачния товар. Подобен конструктивен подход може да бъде видян при прилагане на системата Fuseis-2 предложена от Vayas и колектив [21], [22], [23].



a) b)

Фиг. 9.23: а) Равнинна рамка от сграден скелет; б) План на сградата

Направено е изчисляване за вертикален товар. Таблица 9.**6** обобщава получените напречни сечения за елементите, носещи гравитачен товар, и предложените сечения за елементите от системата CBF-MB. Така получените първоначални сечения ще бъдат прецизирани след оразмеряване с усилията получени от модален спектрален анализ (RSA).

9.6.1.2 Материали

Дисипативните елементи (модифицираните диагонали) са проектирани от стомана S235, а колоните от стомана S355. Подовите греди и междинните греди са проектирани от стомана S275. Подовата плоча е оребрена, като е използвана профилирана ламарина от типа Hi-Bond служеща само за кофраж. Бетонът е клас C25/30, а армировъчната стомана е B500b.

Таблица 9.6: Напречни сечения за РЦВД и скелета на сградата

	CBF - MB				Скелет за гравитачен товар		
Етаж	Диагонал[26]	Колона	Греда	Междинна греда	Външна колона	Вътрешна колона	Греда
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500

9.6.1.3 Товари и товарни комбинации

Таблица 9.7 обобщава приетите гравитачни товари и параметрите на сеизмичното въздействие. Товарите върху покривната плоча са възприети от условието, че тя се ползва за използваема тераса.

Таблица 9.7: Товари и въздействия

Вертикални товари	
Собствено тегло на конструкцията (G_{k1})	3.00 kN/m^2
Други постоянни товари (окачен таван, повдигнат под), (G_{k2}): – Междинни подове – Покрив (тераса) Ограждащи стени, етажна височина 4 метра (G_{k3})	 0.75 kN/m^2 1.35 kN/m^2 2.40 kN/m
Експлоатационни натоварвания (категория B + леки преградни стени): – Междинни подове ($Q_{k,1}$) – Покрив (тераса) ($Q_{k,2}$)	 3.00 kN/m^2 2.00 kN/m^2
Сеизмично въздействие	
Изчислителен спектър за линеен анализ Референтно максимално ускорение на земната основа тип A Клас на значимост II (Обикновена сграда) Тип земна основа	Тип 1 $a_{g,R} = 0.32g$ $\gamma_I = 1.0$ B ($T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.50$ s)

[26] Напречните сечения на модифицираните диагонали ще бъдат описвани чрез съкращения, които следва да се четат по следния начин: F (пояс) 95.6 ширина 95 mm, дебелина 6 mm; W (стебло) 120.5 ширина 120 mm, дебелина 5 mm; – M (модифицирано сечение) 180.45 дължина 180 mm, ширина на пояса 45 mm – T16 (дебелина на стеблото от MS) 16 mm.

Предложен коефициент на поведение q	5.0
Затихване	5%
Коефициент за начина на обитаване на етажите при проектна сеизмична ситуация	φ = 0.80 (етажи с взаимно обитаване вкл. и терасата)
Коефициент за комбиниране за квази постоянна стойност на временния товар	ψ_2 = 0.60, ψ_E = 0.48

Сеизмичните маси от подовите конструкции за една рамка с CBF-MB са обобщени в Таблица 9.8. Прието е, че цялата сеизмична маса от етаж се поделя между рамките по оси 1 и 4. Ефекти от усукване не са разглеждани в този пример.

Таблица 9.8: Сеизмична маса за рамка с CBF-MB

Маса от етаж 1 = 82.05 t	Маса от етаж 2 = 82.05 t	Маса от етаж 3 = 82.35 t

9.6.1.4 Моделиране

Еластичен изчислителен модел е създаден съгласно правилата, описани в точка 9.5.3.1. Всички възли между етажните греди и колоните на CBF-MB са моделирани като номинално ставни, както и възлите между колоните от скелета на сградата и подовите греди по направление на оси 1, 2, 3 и 4. Последното означава, че хоризонталните товари се поемат самостоятелно от системата CBF-MB без принос от останалия скелет на сградата. Диагоналните елементи са моделирани ставно свързани към отместените от колоната възли. Предвидено е възелът между междинната греда и колоната да е корав и равноякостен, така че там е моделирано непрекъснато съединяване. Това може да се осигури чрез заводски заварен равноякостен възел „междинна греда-колона“ или чрез използване на вута и болтово съединение. Преимуществата на този подход са изтъкнати в точка 9.5.2.6. Базите на колоните са проектирани и моделирани близки до стави. Еластичният анализ изисква моделиране само на опънен диагонал [1], но СНА и ДНА изискват моделирането и на двата диагонала.

9.6.1.5 Изчисляване за статични комбинации

Отличителна характеристика на конструктивната композиция, демонстрирана в този пример, е решението, при което разглежданата система (CBF-MB) е разположена така, че почти да не поема гравитачни товари. Изключение са нейното собствено тегло и малък прилежащ експлоатационен товар. Тъй като тези товари са незначителни, оразмеряването за тях не е представено. Очевидно е, че сеизмичната изчислителна ситуация ще е меродавна за системата CBF-MB и поради тази причина комбинация с вятър няма да бъде разглеждана.

9.6.1.6 Еластичен анализ

Представено е решение по спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене. Резултатите от анализа са обобщени в Таблица 9.**9**. Първата и втората собствени форми активират повече от 90% от общата маса.

Таблица 9.9: Коефициент за участие на масите по форми и периоди

Форма No	Период (s)	Участие на масата в (%)	Общо задействана маса (%)
1	0.881	83.8	97.2
2	0.309	13.4	

Съгласно указанията на [1], когато $T_C \leq T \leq T_D$ спектралното ускорение трябва да бъде по-голямо или равно на минималната стойност, предвидена в стандарта. Тъй като първа собствена форма доминира реагирането на конструкцията, проверка може да бъде направена чрез израз (9.38):

$$S_d(T) = \frac{V_{tot}}{P_{tot}} \geq \beta.a_g \,, \tag{9.38}$$

където V_{tot} е общата срязваща сила в основата на разглежданата рамка, получена по спектрален метод, P_{tot} е общият вертикален товар, съответстващ на ефективната маса на рамката при сеизмична изчислителна ситуация и $\beta = 0{,}2$ е коефициент за получаване на минималната стойност от изчислителния спектър на реагиране. Проверката показва, че не се налага да се увеличава срязващата сила (Таблица 9.**10**).

Таблица 9.10: Проверка за минималната стойност на изчислителния спектър

V_{tot} (kN)	P_{tot} (kN)	V_{tot} / P_{tot}	βa_g
234.2	2417.7	0.097	0.064

9.6.2 Прилагане на специфичните правила за проектиране

9.6.2.1 Ограничения за междуетажни премествания

Ако се приеме, че сградата има дуктилни неконструктивни елементи, проверката е както следва:

$$d_r.v \leq 0.0075h = (0.0075).4000 = 30.0\,\text{mm}, \tag{9.39}$$

където $v = 0.5$ е редукционен коефициент [1], h е височината на етажа и d_r е изчислителното междуетажно преместване. Таблица 9.**11** представя резултатите от проверката за всеки от етажите.

Таблица 9.11: Ограничения на междуетажните премествания

Етаж	1	2	3
$d_{e,top}$ (мм)	8.2	18.0	27.6
$d_{e,bottom}$ (мм)	0.0	8.2	18.2
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,\ bottom})\ q$ (мм)	41.0	49.0	47.0
$d_r\, v$	20.5	24.5	23.5

9.6.2.2 P-Δ ефекти

Влиянието на ефектите от втори ред (P–Δ) е оценено чрез определяне на коефициента на чувствителност за междуетажно преместване θ, съгласно израз (9.40), където P_{tot} и V_{tot} са съответно общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж в изчислителната сеизмична ситуация за половината сграда и сеизмичната етажна срязваща сила за разглежданата рамка. Изчислените стойности на θ са представени в Таблица 9.**12**.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \tag{9.40}$$

Таблица 9.12: Ефекти от 2-ри ред

Етаж	1	2	3
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,\ bottom})\ q$ (мм)	41.0	49.0	4.,0
P_{tot} / V_{tot}	2417.7 / 234.2	1612.8 / 193.1	807.9 / 129.6
θ	0.11	0.10	0.07

Максималната стойност на коефициента на чувствителност е $0.1 < \theta = 0.11 < 0.2$ и следователно ефектите от втори ред могат да бъдат отчетени чрез умножение на ефектите от сеизмичното въздействие с коефициент $k_\theta = 1/(1-\theta) = 1.12$.

9.6.2.3 Проектиране на дисипативните елементи

Необходимото напречно сечение на модифицирания диагонал се определя като се провери пластичната носимоспособност на опън на отслабеното сечение (RS): $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$. Оразмерителните усилия се определят от сеизмичната комбинация $1.0.G_{k,j} + 0.48.Q_{k,i} + E$. Таблица 9.**13** обобщава проверените напречни сечения на диагоналите за всеки етаж. Необходимо е

да се осигури и хомогенно дисипативно поведение на системата, като се докаже че максималният и минималният запас на носимоспособност Ω във всички диагонали не се различава повече 25%.

Таблица 9.13: Оразмеряване на диагоналите и проверка за хомогенно дисипативно поведение

Етаж	Напречни сечения на диагонала	Площ на напречното сечение (RS) , (мм^2)	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,RS,Rd}$ (kN)	$\Omega = \frac{N_{pl,RS,Rd}}{N_{Ed}}$	$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} < 1.25$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	1740	348.2	389.4	1.12	1.063
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	1450	279.9	324.5	1.16	
3	F75.4W90.4-M180.35-T12	960	180.0	214.9	1.19	

Таблица 9.**14** обобщава изчислената условна стройност $\lambda_{z,eff}$ на диагоналите, получена чрез израз (9.15) и дава сравнение със стойности получени чрез решение на уравнението на устойчивостта по МКЕ посредством SAP2000 [18].

Таблица 9.14: Условна стройност на модифицираните диагонали

Етаж	Напречни сечения на диагонала	$\lambda_{z,eff}$ (5-7)	$\lambda_{z,eff}$ SAP 2000	разлика [%]	$1.3 \le \bar{\lambda}_{z,eff} \le 2.0$
1	F95.6W120.5-M180.45-T16	136.9	128.79	6.31	1.46
2	F85.5W120.5-M180.35-T14	170.2	164.54	3.45	1.81
3	F75.4W 90.4-M180.35-T12	175.2	169.38	3.46	1.87

9.6.2.4 Капацитивно проектиране на недисипативните елементи

Недисипативните елементи на системата CBF-MB (колони, етажни греди и междинни греди) се проектират като се следват принципите на капацитивното проектиране и изразите от точка 9.5.2.7 и изрази (9.21) до (9.29). Общият коефициент за увеличаване на разрезните усилия от сеизмичното товарно състояние и товарно състояние UNB е $1.1\gamma_{ov}\,\Omega_{min}\,\rho$, където $\rho = 1.15$. Общият коригиращ множител е 1.771. Следва да се припомни, че разрезните усилия вече са коригирани с k_θ=1.12 заради ефектите от 2$^{-ри}$ ред. Коефициентите на използваемост за колоните, етажните греди и междинните греди са определени според препоръките на [17]. Таблица 9.**15**, Таблица 9.**16** и Таблица 9.**17** представят резултатите от оразмеряването на недисипативните елементи.

Таблица 9.15: Оразмеряване на колоните от CBF-MB

Етаж	Напречно сечение / Материал	$N_{col,Ed}$	$M_{col,Ed}$	Коефициент на използваемост
1	*HEA 260 / S355*	-1141.1	131.6	0.991
2	*HEA 260 / S355*	-642.8	75.9	0.566
3	*HEA 260 / S355*	-264.3	63.2	0.331

За оразмерителните проверки на междинните греди, критерият от израз (9.19) е определящ. Препоръчва се оразмеряването да се извърши като се използва еластичният съпротивителен момент на гредата.

Таблица 9.16: Оразмеряване на междинните греди

Етаж	Напречно сечение / Материал	$N_{sb,Ed}$	$M_{sb,Ed}$	Коеф. на използваемост	$\bar{\lambda}_{LT}$
1	*HEA 260 / S275*	123.8	-149	0.734	0.394
2	*HEA 240 / S275*	107.7	-86.7	0.544	0.362
3	*HEA 240 / S275*	54.9	-83.5	0.499	0.365

Таблица 9.17: Оразмеряване на етажните греди

Етаж	Напречно сечение / Материал	$N_{b,Ed}$	$M_{b,Ed}$	Коеф. на изпол.
1	*HEA 240 / S275*	-504.0	-18.7	0.356
2	*HEA 240 / S275*	-360.5	-18.7	0.285
3	*HEA 240 / S275*	-156.6	-17.0	0.178

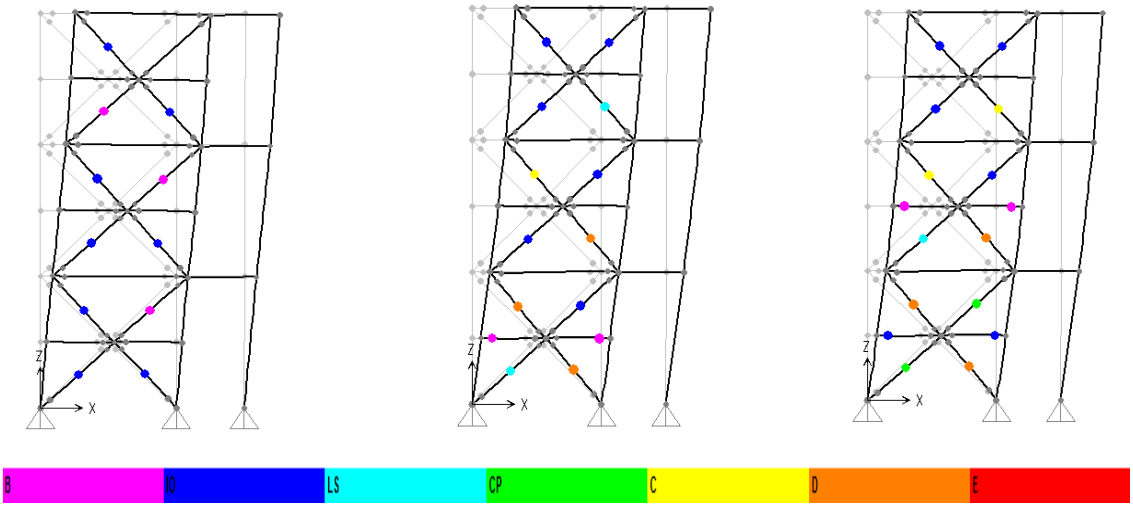
Препоръчва се сечението на междинните греди да не се определя само от оразмерителните критерии, а да се поддържа относително константно по етажите. Междинните греди, съвместно с колоните, осигуряват еластична коравина на системата, която е от съществено значение за способността рамката да се самоцентрира в условие на пластифицирали диагонали.

9.6.3 Статичен нелинеен анализ

9.6.3.1 Оценка на нелинейното поведение на рамката

Статичният нелинеен анализ е проведен с цел изследване на последователността на поява и местоположението на пластичните стави, както и вида на постигнатия пластичен механизъм. Този вид анализ е и средство за оценка на влиянието от прилагането на различни решения с частично-корави възли между етажните греди и колоните. Чрез СНА се прави и оценка на коефициента на поведение. Използва се фермов модел с изнесени възли създаден в програмата SAP2000 [18] и описан в точка 9.5.3. Конфигурацията на монотонно нарастващия хоризонтален товар е по обърнато триъгълниково разпределение и P–Δ ефектите са отчетени чрез помощна наклонена колона. Съгласно правилата за проектиране от точка

9.5.3, пластични стави от типа P са присвоени на диагоналите, а пластични стави от типа P-M3 са присвоени на колоните и междината греда. Тяхното местоположение в изчислителния модел е илюстрирано на Фиг. 9.**20**.



a) max нормирано междуетажно преместване 0,5%

b) max нормирано междуетажно преместване 1,5%

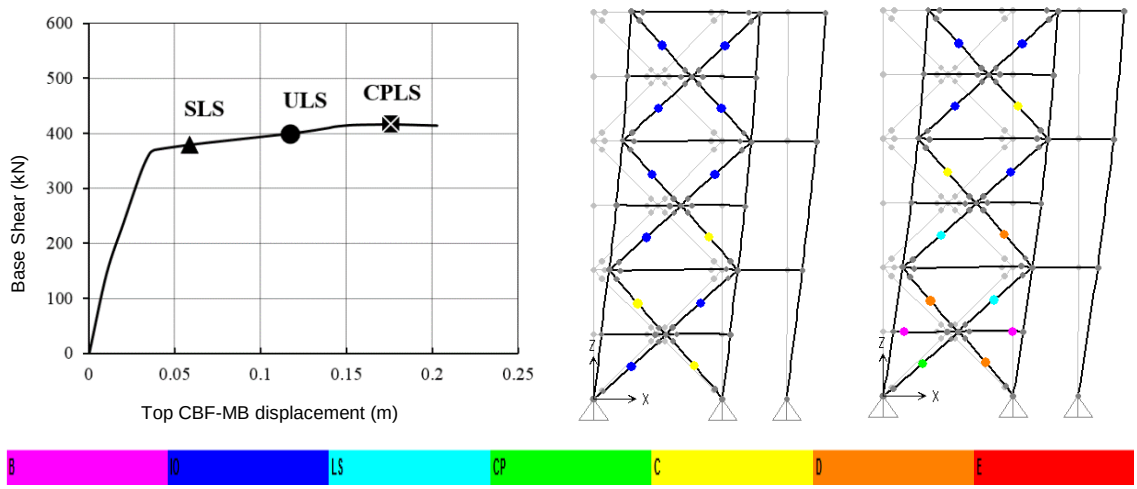
c) max нормирано междуетажно преместване 2,0%

Фиг. 9.24: Деформирана схема и развитие на пластични деформации за граничните състояния по FEMA 356 като функция на междуетажните премествания.

Характеристиките на феноменологичните модели на пластичните стави в колоните и междинните греди са дефинирани според предписанията на [10], а възприетата крива на взаимодействие M–N е според [17]. Полученото разпределение на пластичните стави и деформираната схема на конструкцията са представени на Фиг. 9.**24**. Пластичните деформации се развиват основно в модифицираните диагонали, като при значителните междуетажни премествания (1.5% след състояние ULS) частично пластифициране се появява и в междинната греда на първия и втория етаж.

За да се оцени поведението на конструкцията при различна интензивност на сеизмичното въздействие е възприето да се въведат три нива за проектно въздействие посредством три стойности на изчислителното ускорение на земната основа ($0.5a_g$, $1.0a_g$ $1,5a_g$), съответстващи на SLS, ULS и CP гранични състояния. Получената капацитивна крива с указани гранични състояния и кореспондиращите им пластични механизми са илюстрирани на Фиг. 9.*25*. Разпределението на пластичните деформации до ULS се характеризира със значителни и регулярни по височина провлачания на опънатите диагонали и изкълчили се и огънати натиснати диагонали. Рамковият контур остава еластичен. Гранично състояние CP се характеризира с пластифициране и на междинната греда, и концентриране

на пластични деформации в диагоналите на първия етаж. Дуктилността на диагоналите не е изчерпана, а колоните остават еластични. Очакваният пластичен механизъм, с развитие на пластични деформации по етажите, е постигнат. Резултатите от прилагането на два подхода при анализа, единият, базиран на EN 1998-1 чрез определяне на целево преместване [1], [24] и вторият, съгласно указанията на FEMA 356 за контрол на междуетажните премествания, са сравнени и са представени в Таблица 9.**18** за всяко от трите гранични състояния. Резултатите са сходни, като най-съществена разлика има за ULS, което може да бъде видяно и от разпределението на пластичните стави, показано на Фиг. 9.**24** b) и Фиг. 9.*25* b).



a) Капацитивна крива b) Пластични стави при ULS c) Пластични стави при CPLS

Фиг. 9.25: СНА съгласно EN 1998-1

Таблица 9.18: Сравнение между EN 1998-1 и FEMA 356

Гранично състояние	Преместване на върха, [m]	
	EN 1998-1, N2 метод	FEMA 356, по етажна ротация
SLS	0.0578	0.0513
ULS	0.116	0.150
CP	0.174	0.181

9.6.4 Определяне на коефициента на поведение q

Коефициентът на поведение е определен чрез израз (9.41) като произведение на приноса на дуктилността q_μ и на запаса на носимоспособност Ω [25].

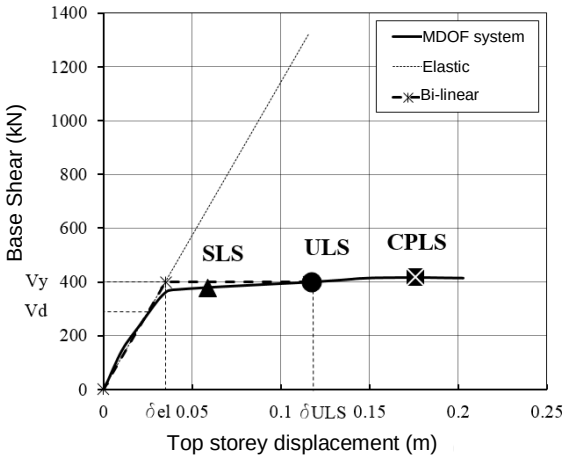
$$q = q_\mu \Omega \tag{9.41}$$

Капацитивната крива и параметрите използвани за определяне на коефициента на поведение са илюстрирани на Фиг. 9.**26**.

Приносът на дуктилността q_μ е определен като отношение между целевото преместване за състояние ULS δ_{ULS} и преместването δ_{el}, което отговаря на изчерпване на еластичния клон при приета би-линейна апроксимация:

$$q_\mu = \delta_{ULS} / \delta_{el} \qquad \text{Eq. (9.42)}$$

Запасът на носимоспособност (израз (9.43)) е дефиниран като отношение между силата V_y от би-линейната апроксимация "срязваща сила в основата – преместване на върха" към проектната срязваща силата в основата V_d . Тя, от своя страна, е изчислена от произведението на спектралното ускорение и модалната маса за първа собствена форма, както е показано в (9.44).



Фиг. 9.26: Определяне на коефициента на поведение от капацитивната крива

Таблица 9.19: Определяне на коефициента на поведение q

q_μ	3.30
Ω	1.67
q	5.51

$$\Omega = V_y / V_d \qquad (9.43)$$

$$V_d = n\, M\, S_d(T_1), \qquad (9.44)$$

n е коефициентът за участие на масата в първа собствена форма, M е общата маса и $S_d(T_1)$ е ускорението от изчислителния спектър, съответстващо на първия период на свободни трептения T_1. Изчислените принос на дуктилността, запас на носимоспособност и коефициент на поведение за системата MB-CBF са представени в Таблица 9.19. Изчисленият коефициент на поведение q е по-голям от предложения за системата q=5.0.

9.6.5 Динамичен нелинеен анализ

За да се оцени дали прилагането на еластичен анализ за системата CBF-MB с предложената стойност на коефициент на поведение осигуряват постигане на основните изисквания към сеизмичното поведение на конструкцията, са проведени десет нелинейни сеизмични анализа със записи на реални акселерограми. Фермовият модел с изнесени възли в SAP2000, който се ползва за СНА е частично модифициран. Хистерезисното нелинейно поведение на модифицираните диагонали е симулирано чрез мулти-линейна пластична пружина с хистерезис тип „пивот“. Характеристиките на нелинейната пружина са представени в Таблица 9.**20** и Таблица 9.**21**. Началните товарни условия са същите както при СНА, що се отнася до гравитационните товари в сеизмичната комбинация.

Таблица 9.20: Скелетни криви на нелинейните пружини

Етаж 1		Етаж 2		Етаж 3	
Преместване	Сила	Преместване	Сила	Преместване	Сила
[м]	[kN]	[м]	[kN]	[м]	[kN]
-0.0354	-26	-0.0354	-15.4	-0.0354	-9.48
-0.00633	-38	-0.0045	-22.56	-0.00425	-14.22
-0.00237	-64	-0.0017	-37.60	-0.00159	-23.70
-0.00079	-128	-0.0006	-75.20	-0.00053	-47.40
0.0000	0	0.0000	0	0.0000	0
0.00253	409	0.0025	340.70	0.00253	225.6
0.00758	348	0.0076	289.60	0.00758	191.76
0.0354	348	0.0354	289.60	0.0354	191.76

Таблица 9.21: Описание на пивотните точки

Параметът на пивота	α_1	α_2	β_1	β_2	η
Стойност	100	0.1	0.02	0.4	0

9.6.5.1 Използвани акселерограми

Проведени са десет нелинейни динамични анализи (решение във времето, чрез директно интегриране) на изследваната конструкция. За целта, сеизмичното натоварване е моделирано с комплект от реални акселерограми, характеризиращи се със стойности на максималните земни ускорения не много по-високи от 0.32*g* (Таблица 9.**22**). Този набор от записи е оценен като подходящ за оценката на недопускане на разрушаване на конструкцията. Комплектът акселерограми съдържа десет реални записа на

по-силната хоризонтална компонента на въздействието, взети от базата данни на PEER NGA. Всички записи са от станции с епицентърно разстояние 10 км или по-голямо, и от земетресения с магнитуд Mw $\leq$ 6.5. Последните 3 записа са нормализирани според препоръките на [28], докато първите 7 акселерограми са такива, каквито са записани. Обработката на избрания комплект акселерограми е извършена чрез програмата SeismoMatch [29], така че спектралните ускорения да съответстват на зададения целеви спектър на реагиране (спектър тип 1, почва тип B, PGA=0,32g).

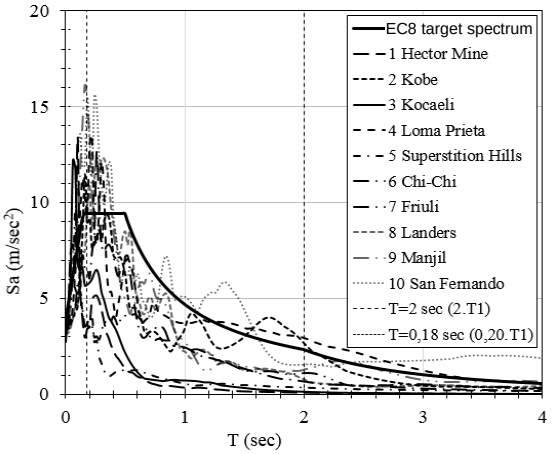
Всички записи на избраните компоненти на 10те реални акселерограми са модифицирани в съответствие с изискванията на [1], като записи No 2, 3 и 5 са предварително скалирани съответно с коефициенти 1.3, 1.5 и 1.5. Критерият, залегнал в [1], относно изискването нито една стойност на изчисления от всички акселерограми осреднен спектър на реагиране да не е по-малка от 90% от съответната стойност на зададения спектър за периоди на трептене в интервала между 0,2T_1 и 2T_1, е спазен - Фиг. 9.**28**. Списък на селектираните записи на сеизмичното движение на земната основа и техните характеристики са показани в Таблица 9.**22**.

Таблица 9.22: Списък на селектираните записи на силно сеизмично движение

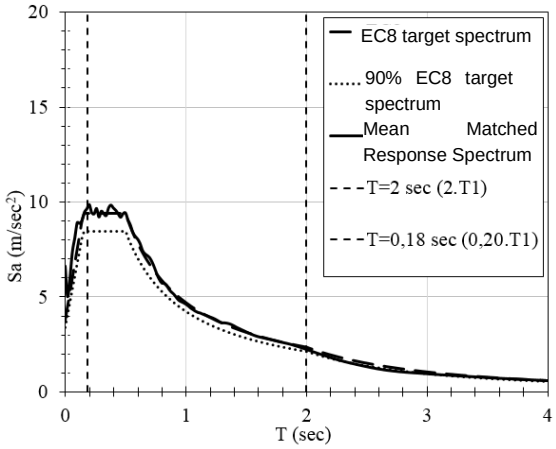
Земетресение				Сеизмична станция	Записани кинематични параметри		Кинематични параметри след модифицирането	
ID №	M	Година	Име	Име	PGA max (g)	PGV max (cm/s)	PGA max (g)	PGV max (cm/s)
1	7.1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0.34	42	0.52	32
2	6.9	1995	Kobe, Japan	Kakogawa (CUE90)	0.34	23	0.33	31
3	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce (270)	0.35	11	0.67	31
4	6.9	1989	Loma Prieta, USA	090 CDMG	0.39	45	0.34	45
5	6.5	1987	Superst. Hills, USA	Poe Road (temp)	0.35	10	0.52	40
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0.36	22	0.52	49
7	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo (000)	0.35	22	0.52	69
8	7.3	1992	Landers, USA	Coolwater	0.33	30	0.34	32
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54	0.44	40
10	6.6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Stor	0.21	19	0.49	38

За зададен спектър на реагиране (ЗСР) е ползван еластичен спектър на реагиране (СР) вид 1 от Еврокод с изчислително ускорение на земната основа a_g=0.32g и земна основа тип B. Фиг. 9.**27** илюстрира спектъра на

реагиране на акселерограмите и ЗСР. Осредненият модифициран СР на модифицираните акселерограми, спрямо зададения СР са показани на Фиг. 9.**28**. Осредненият спектър на реагиране, изчислен от комплекта от 10 записа, в диапазона на периодите между 0.18 сек. и 2.0 сек, се отклонява по-малко от 2% спрямо съответната стойност на зададения СР. Максималната разлика е 5.1%. Проведеното модифициране на акселерограмите напълно съответства на предписанията на EN 1998-1. Полученият комплект акселерограми е преценен като подходящ за оценка на динамичното поведението на системата и съответно подходящ за проверка на методологията за нейното проектиране.



Фиг. 9.27: СР на акселерограмите спрямо зададен спектър на реагиране

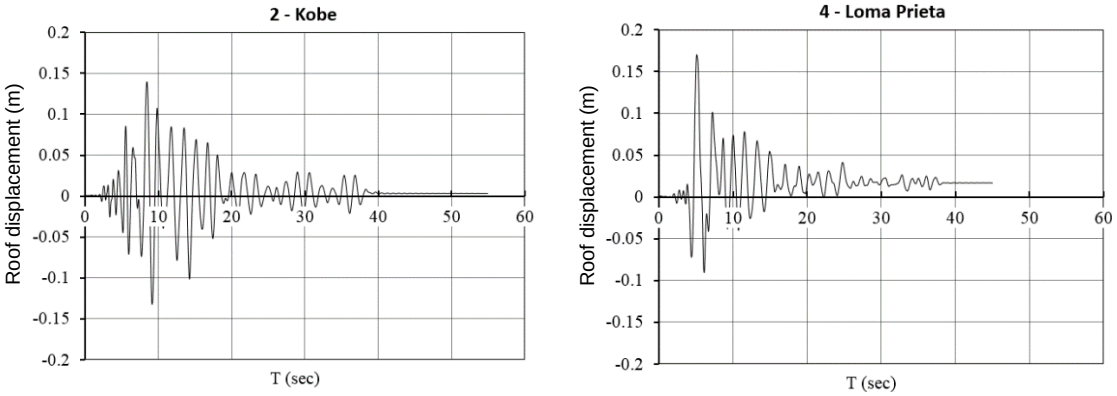


Фиг. 9.28: Зададен спектър на реагиране, 90% от ЗСР и Осреднен Модифициран СР

9.6.5.2 Общи остатъчни премествания

Първоначална оценка на динамичното поведение на системата CBF-MB е направена чрез проследяване на преместванията на върха, като история във времето за динамични анализи от $10^{-те}$ избрани сеизмични записа. Фиг. 9.**29** представя преместването на върха във функция на времето за записите на земетресенията Kobe и Loma Prieta. Таблица 9.**23** обобщава общите остатъчни относителни премествания, получени като се раздели остатъчното преместване на върха с височината на конструкцията (12 м.), при решение с всяка от акселерограмите. Следва да се отбележи, че остатъчните относителни премествания не надвишават 0.16%, което е три пъти по-ниско от границата от 0,5% предвидена в FEMA-356 [10] за РЦВД при ULS гранично състояние. Това е индикация за много добра способност на системата да се самоцентрира и е от значение за оценка на състоянието на конструкцията след силно земетресение. Тази способност се обяснява с наличната

еластична напречна коравина в системата CBF-MB, постигната чрез запъване на междината греда към колоната.



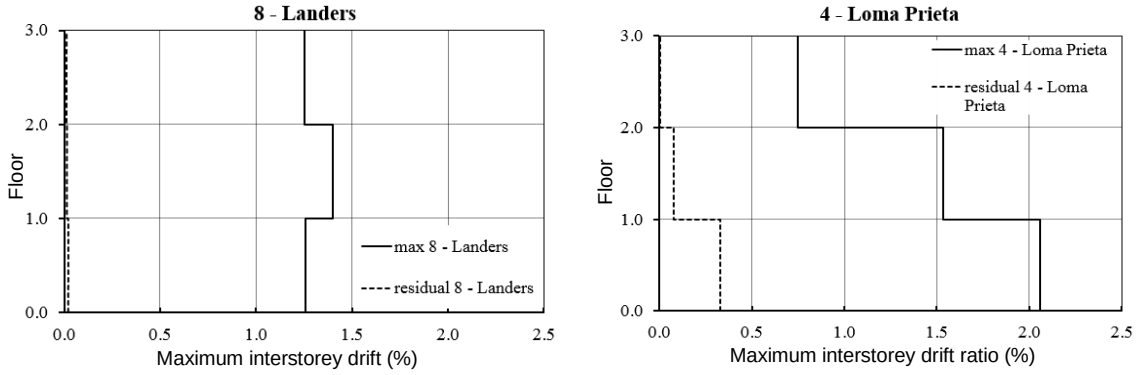
Фиг. 9.29: Преместване на върха като история във времето

Таблица 9.23: Остатъчни относителни междуетажни премествания (%)

Сеизмичен запис	MB-CBF	Сеизмичен запис	MB-CBF
1.Hector Mine	0.08%	6.Chi-Chi	0.00%
2.Kobe	0.02%	7.Friuli	0.05%
3.Kocaeli	0.02%	8. Landers	0.02%
4.Loma Prieta	0.14%	9. Manjil	0.02%
5.Superstition Hills	0.09%	10. San Fernando	0.16%
Average	0.06%	Standard deviation	0.056%

9.6.5.3 Междуетажни премествания

Поведението на CBF-MB е оценено посредством междуетажните премествания. На Фиг. 9.**30**, остатъчните и максималните нормирани междуетажни премествания са дадени индикативно за записите Landers и Loma Prieta.



Фиг. 9.30: Максимални и остатъчни нормирани междуетажни премествания за сеизмичните записи от земетресенията Landers и Loma Prieta

Видно е, че остатъчните нормирани междуетажни премествания са близки до нула, по подобие с нормираните остатъчни напрежения на върха. Критични

етажи с максимални стойности на етажните ротации са 1-ви и 3-ти етаж, в зависимост от характеристиката на съответния сеизмичен запис. Максималните стойности на етажните ротации (нормирани междуетажни премествания) за десетте сеизмични записа са обобщени в Таблица 9.24.

Таблица 9.24: Максимални етажни ротации (%)

Сеизмичен запис	MB-CBF	Сеизмичен запис	MB-CBF
1.Hector Mine	1.78%	6.Chi-Chi	1.26%
2.Kobe	1.47%	7.Friuli	1.90%
3.Kocaeli	1.68%	8. Landers	1.40%
4.Loma Prieta	2.06%	9. Manjil	1.02%
5.Superstition Hills	1.76%	10. San Fernando	2.23%
Average	1.66%	Standard deviation	0.371%

Максималните стойности на етажните ротации се появяват в интервала на дефинираните в FEMA-356 гранични стойности за ULS (1.5%) и за CPLS (2.0%), като изключение правят решенията от сеизмичните записи Loma Prieta (2.06%) и San Fernando (2.23%). На основание на това, че при експериментите бяха установени по-високи гранични стойности за системата (1.89% за ULS и 3.00% за CPLS (точка 9.4.4)) бе преценено, че получените изчислени етажни ротации не показват достигане до състояние на разрушаване.

9.6.5.4 Ниско циклична умора

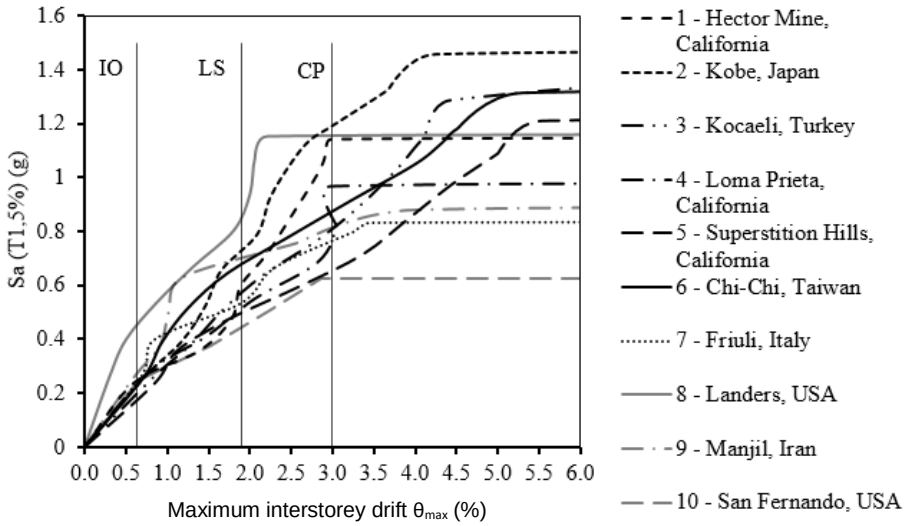
За да се направи оценка за дълготрайността на системата при ниско циклична умора е използван израз (9.6). Той дава консервативна зависимост между амплитудите на осовите премествания на диагоналите δ_d спрямо броя цикли до разрушаване *N*. Историята във времето на удължаването и скъсяването на диагоналите се получава от модела в SAP 2000, ползван за динамичния нелинеен анализ. Чрез методът на дъждовния поток са определени броя цикли и диапазона на осовите премествания, като всички амплитуди по-малки от 5мм са пренебрегнати. Последното е направено, тъй като предложената формула е много консервативна за амплитуди под 5мм - (Фиг. 9.**16**). Чрез израз (9.6) и сума по Miner, индексът на повредите е изчислен и докладван в Таблица 9.**25**. При всички решения индексът на повредите е значително под единица, което показва много доброто поведение на предлаганата системата за ниско циклична умора.

Таблица 9.25: Индекс на повредите

Сеизмичен запис	Индекс на повредите (D < 1,0)	Сеизмичен запис	Индекс на повредите (D < 1,0)
1. Hector Mine	0.070	6.Chi-Chi	0.144
2. Kobe	0.257	7.Friuli	0.076
3. Kocaeli	0.063	8. Landers	0.140
4. Loma Prieta	0.178	9. Manjil	0.155
5. Superstition Hills	0.048	10. San Fernando	0.127

9.6.5.5 Стъпково-нарастващ динамичен анализ (IDA)

Друг метод за оценка на нелинейното поведение на системата CBF-MB е стъпково-нарастващ динамичен анализ (IDA). Тази аналитична процедура е предложена от Vamvatsikos и Cornell [26], [27] и е залегнала в FEMA-P695 [28]. Процедурата се основава на зависимост между представителна за сеизмичното движение Мярка за Интензивност (МИ) и инженерен конструктивен параметър, ползван за Мярка за Повреда (МП). При настоящата сеизмична оценка за МИ се ползва $S_a(T_1,5\%)$, което е спектралното ускорение на мащабираната акселерограма, при възприето 5% вискозно затихване и съответстващо на първия период на конструкцията. МП е дефинирана посредством максималната стойност на етажната ротация θ_{max}. За да се създадат фамилия от инкрементални криви, сеизмичните записи от точка 9.6.6.1 са скалирани с коефициенти 0.50; 0.75; 1.00; 1.25; 1.50 и по-високи, докато се достигне до липса на сходимост на численото решение. Инкременталните криви от всичките записи за илюстрирани на Фиг. 9.**31**.



Фиг. 9.31: IDA криви за всеки от сеизмичните записи и експериментално получени гранични състояния (IO, LS, CP)

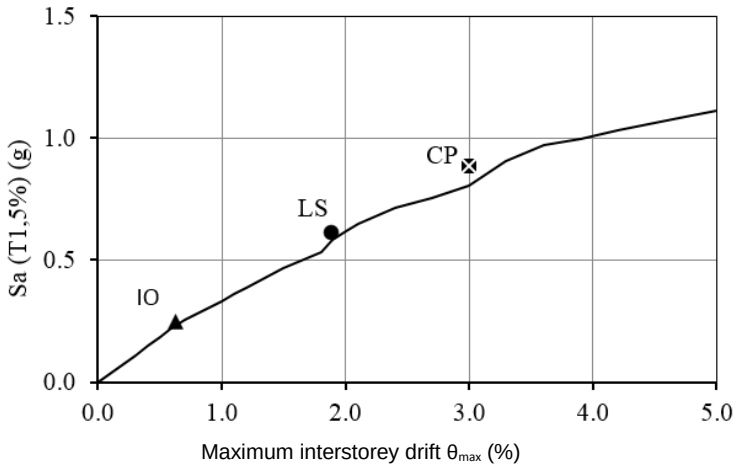
Получените криви се характеризират с еластична част с постоянен наклон до достигане на първо пластифициране при около $S_a(T_1,5\%) \approx 0.25g$ и $\theta_{max} \approx 0.6\%$. Следва зона с промяна на наклона, което се приписва на развитието на пластичните деформации. Последна е зоната с хоризонтална линия, която стартира от решението с най-голям скалиращ коефициент, след което настъпва глобална динамична неустойчивост, характерна с това, че при малко увеличаване на МИ се достига до безкрайно увеличаване на МП.
За да се оцени поведението на системата, трите гранични състояния Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) и Collapse Prevention (CP) са определени за инкрементaлните криви. Дефинирането им се основава на получените от експериментите максимални етажни ротации за (SLS, ULS, CPLS). Съответстващите Мярка на Интензивността за Мярка на Повредите дефинирани от експериментите, за всеки от сеизмичните записи са представени в Таблица 9.**26**.

Таблица 9.26: Стойности за МИ и МП за 10-те сеизмични записа при всяко гранично състояние (IO, LS, CP)

	$S_a(T_1, 5\%)$ (g)			θ_{max} (%)		
Сеизмичен запис	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1. Hector Mine, California	0.242	0.597	1.141	0.625	1.89	3.00
2. Kobe, Japan	0.223	0.729	1.193			
3. Kocaeli, Turkey	0.195	0.566	0.812			
4. Loma Prieta, California	0.224	0.509	0.797			
5. Superstition Hills, California	0.174	0.495	0.657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0.226	0.674	0.874			
7. Friuli, Italy	0.240	0.535	0.765			
8. Landers, USA	0.444	0.860	1.152			
9. Manjil, Iran	0.269	0.695	0.794			
10. San Fernando, USA	0.237	0.442	0.627			
16 % персентил	0.207	0.501	0.705	0.625	1.89	3.00
50% персентил	0.232	0.582	0.804			
84% персентил	0.257	0.714	1.147			
Средно аритметично	0.248	0.610	0.881			

Фамилията IDA криви се обобщават чрез криви на техните 16%, 50% и 84% персентили. Фиг. 9.**32** илюстрира представителната крива на медианата (50%). На фигурата също са показани точките за IO, LS и CP, дефинирани посредством експерименталните етажни ротации θ_{max} и средно аритметичната стойност на $S_a(T_1,5\%)$ получени от Таблица 9.**26**. След подреждането им във възходящ ред (S_a $(T_1,5\%)$=0.25g, 0.61g, 0.88g), може да

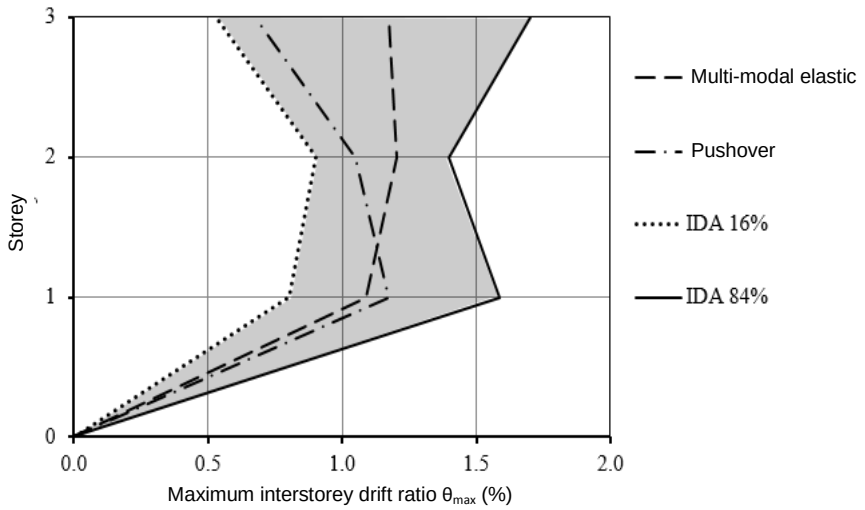
се забележи, че тези три точки са доста близко до медианата на фамилията инкрементални криви.



Фиг. 9.32: Линия на медианата (50% персентил) и точки за гранични състояния (IO, LS, CP)

9.6.5.6 Сравнение на методите за анализ

За да се проверят предложените правила за проектиране на CBF-MB, е направено сравняване на резултатите от представените видове анализи. Междуетажното преместване е подходящ параметър за оценка на настъпващите повреди в конструкцията за трите гранични състояния, дефинирани като (SLS, ULS and CPLS). Фиг. 9.**33** представя максималните междуетажни премествания от Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене (RSA), Статичен нелинеен анализ (SNA) и Стъпково-нарастващ динамичен анализ (IDA). Стойностите получени от IDA са представени чрез площ заградена от кривите на 16% и 84% персентили. Може да се види, че и двете криви на SNA и RSA са разположени в диапазона определен от IDA кривите, предимно в средната област. Последното може да се тълкува като знак за добро съвпадение на резултатите получени от трите типа анализи. По-голямо разминаване между SNA и останалите два метода се наблюдава в третия етаж. Това може да бъде обяснено с влиянието на по-високите форми на трептене. Следва да си припомним, че само конфигурация на хоризонталния товар в CHA, съответстваща на първа форма на трептене, е ползвана при този метод. Нито една стойност на междуетажната ротация не надвишава експериментално получената граница 1.89% за ULS. Може обосновано да се заключи, че предложените правила за проектиране са проверени и дават адекватни резултати.



Фиг. 9.33: Сравняване на етажните ротации получени от RSA, SNA (Pushover) and IDA за гранично състояние ULS

9.7 ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Представената разработка има за цел да представи система Рамки с Центрично Включени Модифицирани Диагонали (CBF-MB). Настоящата брошура илюстрира нейното успешно прилагане за стоманени конструкции в сеизмични райони. Изследването показва специфичните характеристики на системата, свързани с нейното подобрено сеизмично поведение. Основните изводи са обобщени по-долу:

- Представената система е подобна на традиционните вертикални връзки с кръстосани диагонали. Тя успява да запази техните преимущества и да преодолее техните слабости без излишно усложняване на тяхното проектиране, изработка и монтаж;
- Модифицираните диагонали, проектирани от Н-образни съставени заварени сечения позволяват на проектанта да варира с характеристиките на сеченията и по този начин прецизно да напасне модифицирания диагонал към нуждите на конструкцията. Така хомогенното пластифициране на диагоналите по всички етажи може много по-лесно да бъде постигнато.
- Модифицираните диагонали демонстрират подобрена издръжливост при променяща се пластичност (ниско циклична умора). Преждевременното изчерпване на дуктилността на диагонала и неговото разрушаване при циклично натоварване се избягват. Последното води до цялостно подобрение на хистерезисното поведение на конструкцията.
- Разпространението на пластични деформации се органичава до модифицираните диагонали и междинната греда, така че се предотвратява разпространяване на повреди в останалата част на конструкцията. Ако диагоналите и междинните греди са повредени след

силно земетресение, те могат месно да бъдат подменени, тъй като не са част от скелета, който носи гравитачния товар.

- Системата има способността да гарантира ефикасен контрол върху междуетажните и остатъчните премествания. Тя може да се самоцентрира, което позволява незабавно обитаване след силно земетресение.

9.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Системата CBF-MB е представител на фамилията Рамки с Центрично Включени Диагонали (вертикални връзки). Нейната типология не се различава много от класическото решение на вертикална връзка с кръстосани диагонали. В този смисъл тази система може успешно да бъде прилагана в административни и търговски сгради, както и в промишлени етажерки, индустриални сгради или други инженерни съоръжения.

9.9 ПРЕДИШНИ ПУБЛИКАЦИИ

1. Georgiev Tzv., “Study on seismic behaviour of “X” CBFs with reduced diagonal sections”, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
2. Tzvetan Georgiev, „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS”, 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4 October 2014, page 75.

9.10 ЛИТЕРАТУРА

1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; EN 1998-1:2004.
2. Georgiev Tzv., “Study on seismic behaviour of “X” CBFs with reduced diagonal sections”, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG, Sofia 2013.
3. Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels; EN 10025-2:2001
4. Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures; EN 1090-2:2008
5. ECCS, “Study of Design of Steel Buildings in Earthquake Zones”, Technical Committee 1 – Structural Safety and Loadings; Technical Working Group 1.3 – Seismic Design. 1986.
6. Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
7. Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from http://www.seismosoft.com.
8. ANSYS Release 14.0 Documentation, Theory reference for ANSYS and ANSYS workbench 14.
9. J. Chaboche, "A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories," International Journal of Plasticity, vol. 24, no. 10, pp. 1642-1693, 2008.
10. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
11. K. Tateishi, T. Hanji and K. Minami, "A prediction model for extremely low cycle fatigue strength of structural steel" ,International Journal of Fatigue, no. 29, pp. 887-896, 2007.

12. W. C. Chen and F. V. Lawrence, "A model for joining fatigue crack initiation and propagation analyses," Univercity of Illinois, 1979.
13. J. Burk and F. V. Lawrence, "The effect of residual stresses on weld fatigue life," University of Illinois, 1978.
14. Dimo Zhelev, Ductile Behavior of Beam-to-Column Joint with End Plate Connection, PhD Thesis (in Bulgarian), UACEG Sofia, 2016.
15. Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, “A Unified Aproach for the Design of Steel Structures under Low and/or High Cycle Fatigue”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 34, Issue 1, pp. 75–101, 1995.
16. Luis Calado, João Azevedo, “A model for predicting the failure of structural steel elements”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 14, Issue 1, pp. 41–64, 1989.
17. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.
19. M. D’Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, “Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames”, Steel and Composite Structures, Vol. 15, No. 5, pp. 539-566, 2013.
20. R. K. Dowell, F. Seible and E. L. Wilson, "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members," ACI Structural Journal, pp. 607-617, 1998.
21. Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, “Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)”, Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
22. Georgia Dougka, Danai Dimakogianni, Ioannis Vayas, “Innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1) — Experimental analysis”, Journal of Constructional Steel Research Vol. 96, May 2014, pp 69–80.
23. Vayas, I., Dougka, G., Dimakogianni, Umbau und Erweiterung des Kindergartens der Deutschen Schule Athen. Bauingenieur 2014; 6:253-260.
24. Fajfar P., Gaspersic P., “The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46, 1996.
25. Dubina D., “Experimental Evaluation of q Factors”, Proc. of 7Th Greek National Conference of Steel Structures, volume I, Invited papers, Volus, 2011.
26. Vamvatsikos D., Cornell C.A. The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. In: Proc.12th European Conference on Earthquake Engineering; 2002; 479; London.
27. Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; Vol. 31, Issue 3, pp. 491-514.
28. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
29. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.
30. Georgiev Tzv., „Improvement of X-CBF hysteresis behaviour by introduction of MCS”, 8th Hellenic National Conference on Steel Structures, Tripoli, Greece, 2-4, page 75, 2014.

10 СТОМАНЕНО САМОЦЕНТРИРАЩО УСТРОЙСТВО

10.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Съвременните методи за проектиране на сгради в сеизмични райони са изградени върху идеята на капацитивното проектиране. При него се определят конкретни „дисипативни“ елементи, в които се очаква да се развият пластични стави и да се дисипира енергията натрупана в сградата, вследствие земетръсно въздействие. Предвиденият механизъм на общо дуктилно поведение се постига с преоразмеряване на недисипативните елементи чрез приемане на коефициенти за запас на носимоспособност на материалите (γ_{ov}) и на проектните въздействия (Ω).

Според подхода на капацитивното проектиране, сградите могат да получат значителни остатъчни деформации след земетресение с частично (или пълно) нарушение на фукционалността на сградата и сигурността на обитателите. Тези последствия често водят до съответни финансови разходи за възстановяване до първоначалното състояние, което не е взето предвид при този подход за проектиране.

По тази причнина през последните десетилетия са разработени нови системи, поемащи сеизмични въздействия и постигащи висока степен на сигурност и в същото време минимизиращи евентуалните разходи по възстановяване. Всъщност, модерните методи предвиждат внедряването на специални елементи за пасивна дисипация, които имат за цел да ограничат натрупването на енергия в случай на сеизмично въздействие или да я поемат и дисипират. В този контекст, системите за пасивна защита, включващи и сеизмична изолация, и погасяващи вибрациите устройства, се развиват силно през последните десетилетия, поради тяхната висока ефективност и икономически предимства.

10.1.1 Системи за пасивна защита

Сравнено с активните и полу-активните системи, пасивните устройства са проектирани да работят без външен източник на енергия или електрическо управление. Тяхните компоненти не могат да се променят с промяната на реакцията към сеизмичното въздействие.

Системите за пасивна защита се характеризират с висока ефикасност срещу сеизмично въздействие и не изискват специален надзор щом веднъж са монтирани в сградата, освен необходимостта евентуално да се подменят повредените или разрушените конструктивни компоненти/елементи. Прилагането на системи за пасивна защита води до промяна на важни параметри на конструкцията като коравина, премествания и капацитет за дисипация на енергия, увеличавайки ефективността на цялата сграда.

Конструктивното поведение на системите за пасивна защита е оптимиално за сеизмични въздействия с висока интензивност, докато потенциалът им намалява при ниско-интензивни въздействия. За да се реши този проблем, системите за пасивна защите в сгради обикновено се комбинират с такива за активна или полу-активна защита.

Позовавайки се на уравнението за енергийния баланс, предложено от Uang и Bertero (Uang C.M., Bertero V.V. (1990)) системите за пасивна защита могат да се използват от една страна за намаляване на ефекта от въздействието, въвеждайки устройства за сеизмична изолация, и от друга страна за увеличаване дисипативността на конструкцията чрез ползване на системи, с подобрен хистерезисис основаващ се на пластифициране.

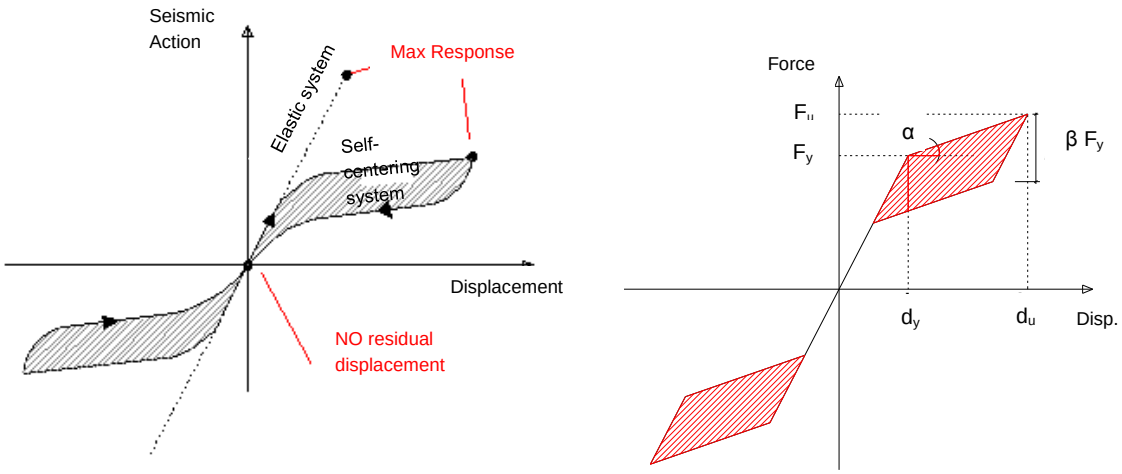
10.1.1.1 Самоцентриращи устройства за дисипация на енергия (SSCD)

По-специално, в областта на системите за пасивна защита, устройствата за самоцентриране са обект на все по-нарастващо изследване (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a,b ; Christopoulos and Filiatrault 2006; Christopoulos et al 2008a; Maetal 2011; Braconi et al 2012). Този тип дисипативно устройство се характеризира с наличието на връщаща сила, която смекчава и дори може да премахне остатъчните деформации в сградите след земетресения.

Въпреки, че най-ранните примери за самоцентриращи конструкции датират от древни времена (напр. гръцките храмове, където теглото действа като връщаща сила), а подобни принципи са използвани и през 80-те при сеизмично проектирне на железопътен мост (Cormack 1988), едва в последните години тези системи са станали обект на системно развитие и приложение в традиционни сгради. По-специално, съвременните самоцентриращи се конструкции разчитат на подходящи средства за центриране, като например интелигентни материали (DeRoches and Smith 2004) или напрегнати елементи (Filiatrault et al 2000).

Приложението на напрегнати центриращи системи за стоманени и сглобяеми стоманобетонови конструкции вече е успешно изпълненно (Priestley et al 1999) комбинирайки предварително напрегнати елементи с подходящи дисипативни елементи. Това позволява да се получи така нареченото “flag-shaped” (флаго-образно) реагиране на конструкцията, което се характеризира с по-ниско общо количество дисипирана енергия, но с възможностт да възстанови (или поне намали) остатъчните премествания в края на всеки хистерезисен цикъл (тоест сеизмичното въздействие). (Фиг. 10.1 a)).

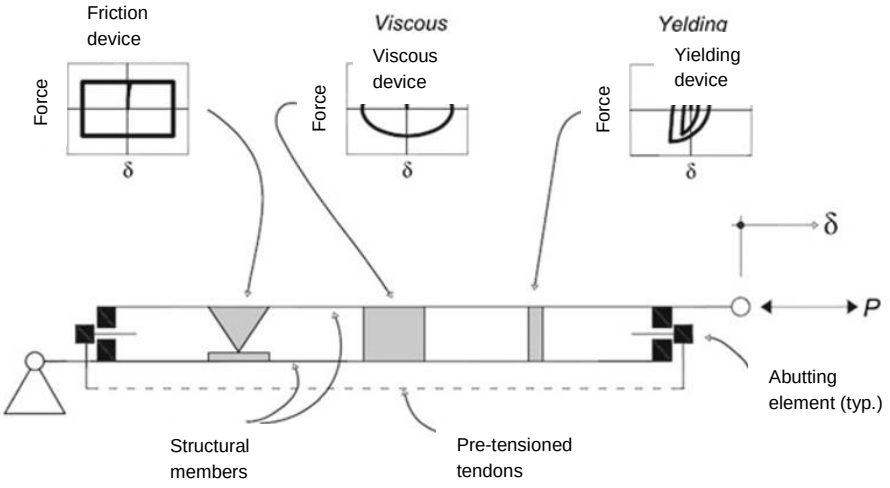
Идеалната зависимост „сила-преместване“ за самоцентриращо дисипативно устройство е показана на Фиг. 10.1 (b). Освен силата при първа пластификация, максималната сила и съответстващите им премествания, кривата се характеризира и с два коефициента, наречени α и β, съответно дефинирани като коефициент на след-еластична коравина и коефициент на дисипация на енергия. Коефициентът β силно влияе на поведението и формата на хистерезисния цикъл: долната граница β=0 води до билинейна еластична система без способност за дисипация, докато горната граница β=1 показва граничните възможности за самоцентриране.



a) b)

Фиг. 10.1: Идеалната зависимост Сила/Преместване за: a) самоцентриращо устройство; b) хистерезисна самоцентрираща система.

Основавайки се на този принцип, общата идея за самоцентриращи дисипиращи енергията устройства (SCED) е предложена от Christopoulos et al (2008a). Системата се състои от два скелетни пръта, няколко напрегнати елемента, система за дисипация на енергия и два опорни елемента (Фиг. 10.2), разположени и свързани така, че относителното движение на базовите пръти дисипира енергия, а напрегнатите елементи създават сила, която се стреми да върне системата в оригиналната й позиция.



Фиг. 10.2: Концепция на система SCED (Christopoulos et al 2008a)

Както е показано на Фиг. 10.2, такава система за разсейване на енергия може да бъде изработена, като се използват фрикционни, вискозни и пластифициращи устройства или подходяща комбинация от тях. Механичното поведение на SCED устройство, включително неговия капацитет за центриране или нивото на сила, при което започва относителното движение на скелетните пръти, зависи от геометричните и механичните характеристики на отделните съставляващи го елементи.

В следващата документация е описано проектирането и експерименталното валидиране на стоманено самоцентриращо устройство (SSCD). То е разработено в рамките на проекта PRECASTEEL (заводски изготвени стоманени конструкции за нискоетажни сгради в сеизмични райони, Alderighi et al 2010) и проекти от STEELRETRO (решения със стоманени конструкции за сеизмично обновяване и подобряване на съществуващи конструкции, Bonessio et al 2010; Caprili et al 2012), реализирани с финансовата подкрепа от Европейска програма за научни изследвания на Изследователския Фонд за Въглища и Стомана. Устройството е базирано на същата основна идея, формулирана от Christopoulos et al (2008a) за комбиниране на хистерезисна дисипативна система и стоманена напрегната система за центриране. Предложената система е направена изцяло от стомана и може лесно да се изпълни от всеки производител. Дисипативната система е направена от стоманени елементи, които могат лесно да се заменят след употреба. Тези характеристики правят предложеното SSCD много подходящо за защита както на нови сгради, така и на съществуващи такива. В момента се очаква патент на предложеното SSCD.

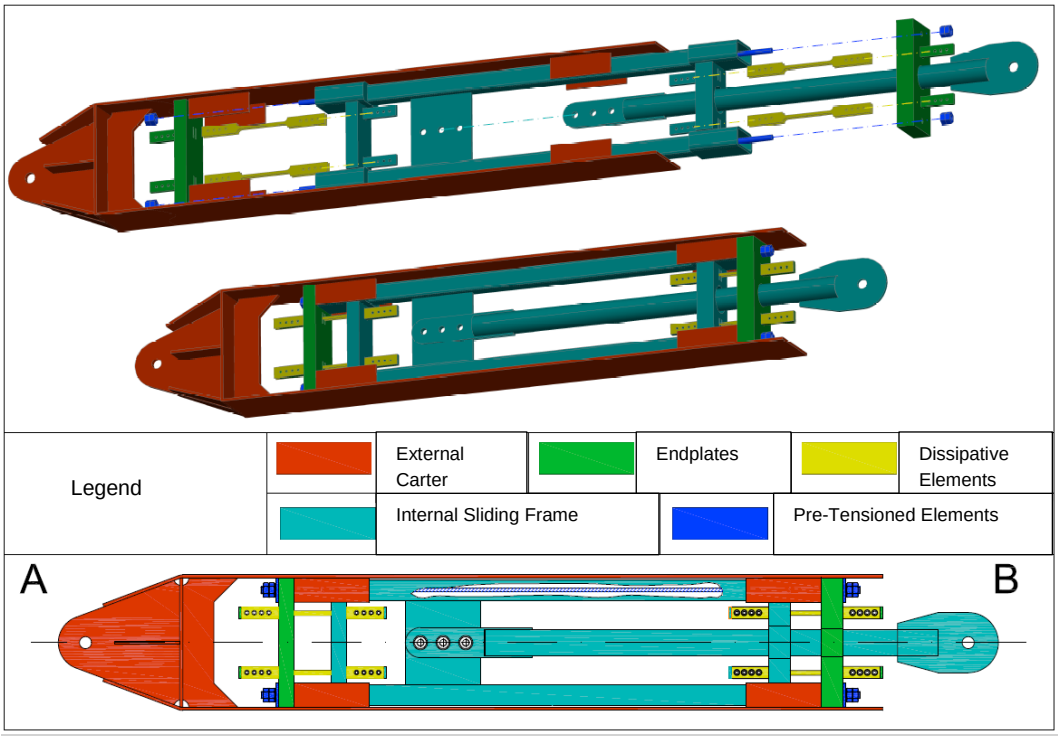
10.2 СТОМАНЕНО САМОЦЕНТРИРАЩО УСТРОЙСТВО (SSCD)

Системата SSCD (Braconi et al.) е изпълнена от три групи елементи, всяка със конкретни функции: *Скелет, Дисипативни елементи* и *Предварително опънати елементи*. Скелетът провежда и разпределя външните сили между Дисипативните елементи и Предварително опънатите елементи. Фиг. 10.3 показва основните елементи от Скелета (т.е. Външен корпус, Вътрешна плъзгаща рамка и Ограничители), Дисипативните елементи и Предварително опънатите елементи.

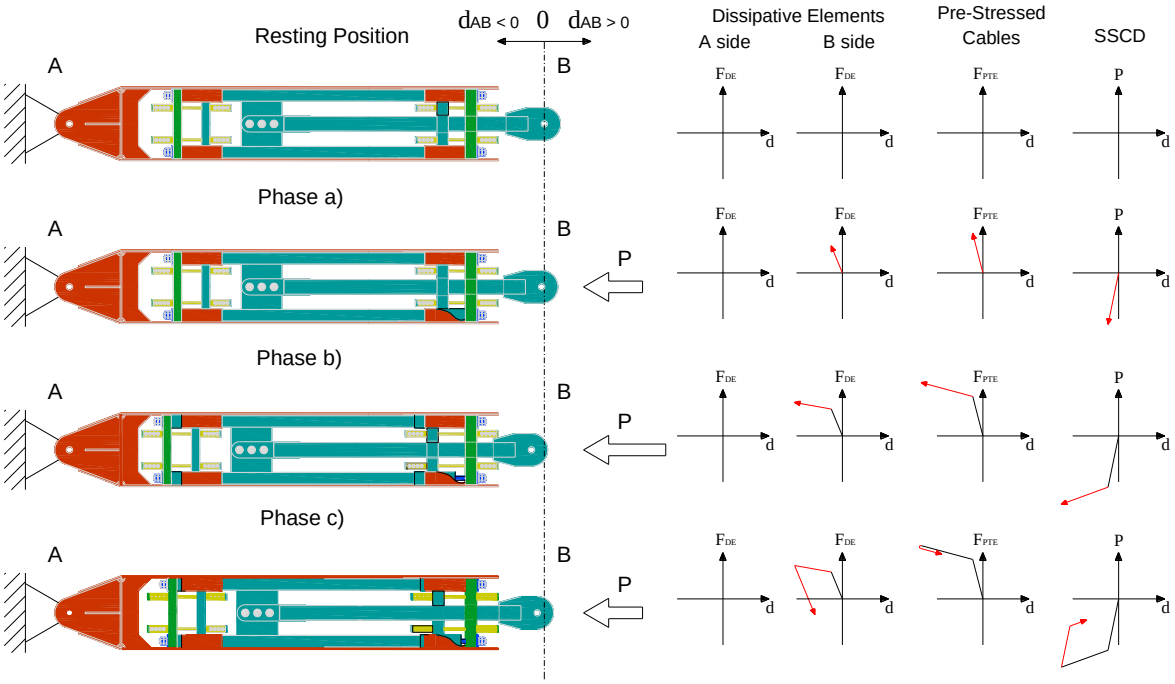
Вътрешната плъзгаща рамка е позиционирана вътре във Външния корпус. Той има водещи елементи позволяващи на вътрешната плъзгаща рамка да се движи само осово и в същото време служат за стопиране на Ограничителите в надлъжно направление. Самите Ограничители са разположени в двата края на Плъзгащата Рамка.

Дисипативните елементи, разположени в Скелета, са направени от стоманени елементи с формата на „кучешки кокал“, свързани с Плъзгащата рамка и Ограничителите. Те са екипирани със система против загуба на устойчивост. Предварително опънатите елементи от напрегнати кабели, са разположени в Скелета и свързват двата ограничителя в двата края на устройството.

Елементите са разположени и свързани един с друг , за да осигурят еднакво общо поведение на SSCD устройството както за опънни, така и за натискови сили.



Фиг. 10.3 Основни компоненти на предложената система.



Фиг.10.4: Схема на поведението на SSCD при натоварване от натискова сила.

Фиг.10.4 показва поведението на система SSCD , подложена на натисково натоварване. Общото ѝ поведение може да се раздели на три основни етапа:

a. натоварване с външна сила *P,* по-малка от предварителната опънна сила *PTE*;
b. натоварване с външна сила *P*, по-голяма от *PTE*;
c. разтоварване.

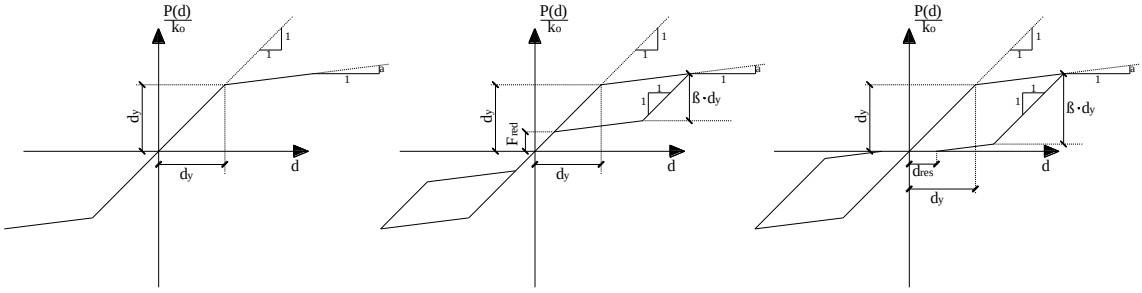
В първия етап (*етап a*) външната натискова сила притиска Плъзгащата рамка до Ограничителителя А, но опънната сила от предварителното напрягане не позволява плъзгане на самия Ограничител. Така се възпрепятства всякакво относително преместване между Ограничителите и Плъзгащата рамка и Дисипативните елементи не се задействат. Натоварващата сила, действаща върху Плъзгащата рамка се предава от Ограничител А на Ограничител В и тогава върху Външния корпус, до т.А с помощта на Предварително опънатите кабели. В този етап общото поведение на SSCD е *линейно еластично*.

Когато стойността на външния товар надхвърли опънната напрягаща сила (*етап b*), Ограничител А губи контакта със стоперите на Външния корпус и избутван от вътрешната Плъзгаща рамка в посока на силата, започва да се плъзга. Така Плъзгащата рамка и се отдалечава спрямо Ограничител В и съответните Дисипативни елементи се активират, проявявайки опънна осова деформация, пропорционална на силата. В този етап, външната сила се

балансира от еластичната сила на напрегнатите кабели и от силите, действащи в Дисипативните елементи. Преминаването от етап (a) към етап (b) се характеризира с внезапен спад на коравина поради освобождаването на Външния корпус от предварителното напрягане и поради пластифицирането в Дисипативните елементи.

Когато външната сила намалява (*етап c*), силата предавана от напрегнатите кабели се стреми да върне Ограничител А в оригиналното му положение, деформирайки с натиск Дисипативните елементи, които са защитени от загуба на устойчивост посредством система за странично укрепване. Този етап се характеризира с внезапна промяна на коравината поради пластифициране на Дисипативните елементи на натиск. Когато външната сила стане нула, ако началното предварително напрягане е достатъчно високо да предизвика пластификация в дисипативните елементи на натиск, Ограничител А се връща до допиране на Вътрешната плъзгаща рамка и стоперите на Външния корпус.

Така цикличното поведение на SSCD се характеризира с примка наподобяваща флаг (*флаг-образна* хизтерезисна крива) с нулеви остатъчни премествания.



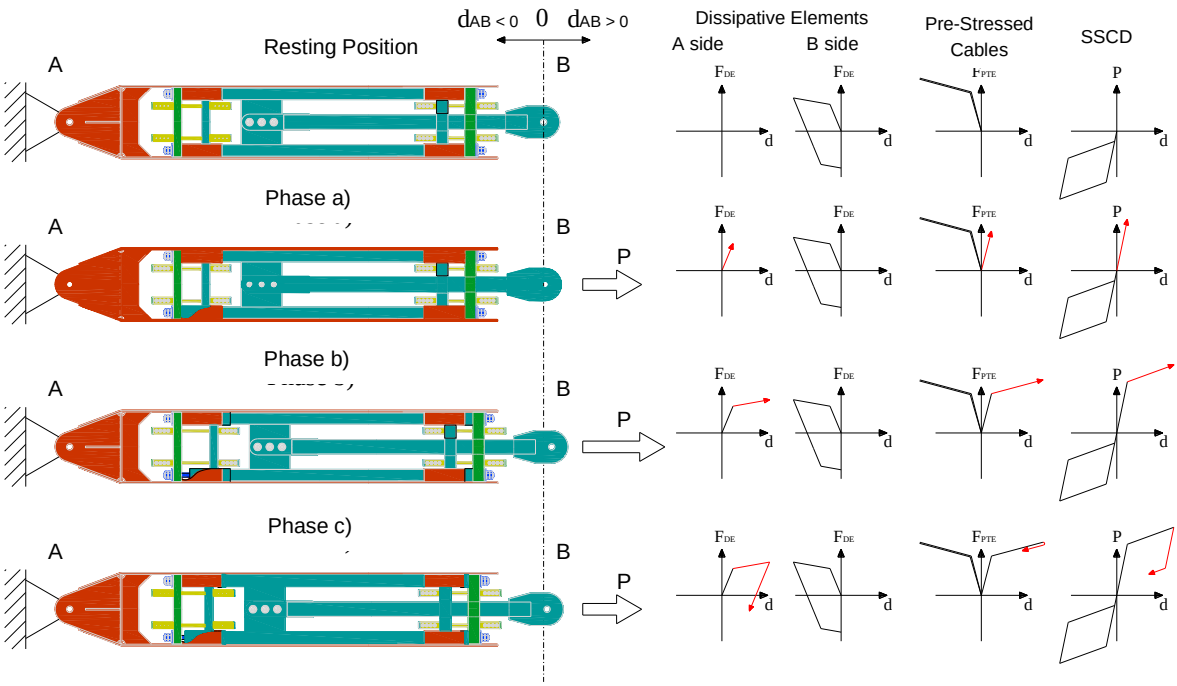
a) b) c)

Фиг.10.5: Идеализирана флаг-образна хистерезисна крива, нормализирана спрямо началната коравина k_0 : (a) β=0; (b) 0<β<1; (c) β>1.

Зависеща основно от стойността на отношението на началната опънна напрягаща сила и пластичната носимоспособност на Дисипативните елементи, хистерезисната крива на SSCD може да представлява различни форми, всяка характеризираща се с различно количество дисипирана енергия, остатъчни деформации и остатъчна центрираща сила, както е показано на Фиг.10.5. Формата на хистерезисната крива се определя от два параметъра, α и β, където α е отношението между еласто-пластичната и началната коравина, докато β отразява дисипацията на енергия и способността на системата за самоцентриране (Christopoulos and Filiatrault 2006). Последното може да се приеме равно на отношението между пластичната носимоспособност на Дисипативните елементи и началната

опънна напрягаща сила. Хистерезисна крива с β = 0 може да се получи при използване на SSCD без Дисипативни елементи, при което устройството показва нелинейно еластично поведение с голям капацитет за центриране, но без дисипация на енергия. От друга страна, стойности на β >1 водят до остатъчни премествания (когато външната сила спадне до нула) и относително „големоплощна“ хистерезисна крива: в този случай началната напрягаща опънна сила не е достатъчно голяма, за да доведе до пълно пластифициране в Дисипативните елементи на натиск и Ограничителят не се връща обратно напълно до контакт с Вътрешната плъзгаща рамка и стопера на Външния корпус. Падащият клон на флаг-образната крива пресича абцисата и определя стойността на остатъчните премествания.

Стойности на β между 0 и 1 гарантират подходяща центрираща способност и капацитет за дисипация на енергия, зависещ от самата стойност на β (близо до нула: ниска дисипация на енергия, но голяма остатъчна способност за центриране; близо до единица: голяма дисипация на енергия, но ниска остатъчна центрираща сила). В тези случаи падащият клон на флаг-образната крива пресича клона на еластично натоварване и ординатата на пресечната точка показва остатъчната способност за центриране на устройството, което в контекста на сеизмичното проектиране и обновяване, може да се приеме като силата, която устройството може да предаде към конструкцията когато остатъчните премествания достигнат своя минимум.



Фиг.10.6: Схема на поведението на SSCD при натоварване от опънна сила.

Както е показано на Фиг.10.6, системата SSCD показва подобно поведение когато външното въздействие е опънна сила, а единствената разлика е в това, че в този случай Вътрешната плъзгаща рамка избутва Ограничител B и Дисипативните елементи свързани към Ограничител A пластифицират, вследствие на опъна.

10.3 МЕХАНИЧЕН МОДЕЛ И ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА SSCD

10.3.1 Теоретична формулировка: полу-аналитичен модел

Много детайлен полу-аналитичен модел на приетия SSCD е предложен от (Banushi G. (2010)); след това са предоставени опростени версии и са приети за приложението на устройството в различни примерни сгради.

В механичното поведение на SSDC, основните елементи са представени схематично като пружини с прието поведение и конкретна коравина. Коравината k_i на всеки отделен компонент може да бъде изчислена на базата на следното уравнение:

$$k_i = \frac{EA_i}{L_i} \tag{10.1}$$

където E е еластичния модул на материала, A_i е напречното сечение и L_i е дължината на разглеждания елемент.

Таблица 10.1 представя основните компоненти на SSCD системата със съответното прието поведение.

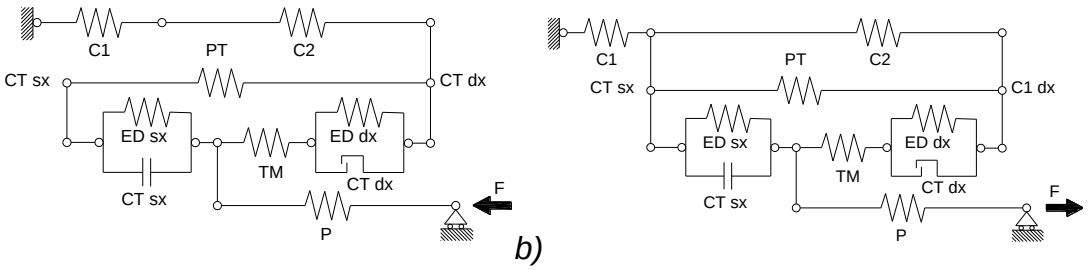
Таблица 10.1: Основни компоненти на SSCD и приетото за тях поведение

Компонент		Прието поведение
Корпус 1	C1	Линейно еластично
Корпус 2	C2	Линейно еластично (без опън)
Плъзгаща рамка	TM	Линейно еластично
Бутало	P	Линейно еластично
Ограничител (ляво)	CT_{SX}	k=∞ (без опън)
Ограничител (дясно)	CT_{DX}	k=∞ (без опън)
Напрегнати кабели	PT	Билинейно еластично
Дисипативен елемент (ляво)	DE_{SX}	Еластично - идеално пластично
Дисипативен елемент (дясно)	DE_{DX}	Еластично - идеално пластично

Външният корпус може схематично да бъде разделен на две отделни секции, първата (C1), съставена от основната част между фланците и втората (C2), съставена от всичко останало чак до анкерирането към конструкцията. Тази

втората част е решено да се моделира с $k=\infty$ и съответно да се пренебрегва в изчисленията.

Определянето на поведението за различните компоненти позволява SSDC да се представи като система от пружини, подходящо свързани помежду си. Две основни схеми (Фиг.10.7), във връзка с поведението при натиск или опън могат да бъдат определени; разликата в поведението при опън и натиск е свързано с разпределението на силите в отделните компоненти.



Фиг.10.7: a) Схема на поведение при натиск, b) Схема на поведение при опън.

Еквивалентната коравина на системата може да бъде определена по следните формули:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_i \frac{1}{K_i} \quad \textit{за последователно свързани пружини} \qquad (10.2)$$

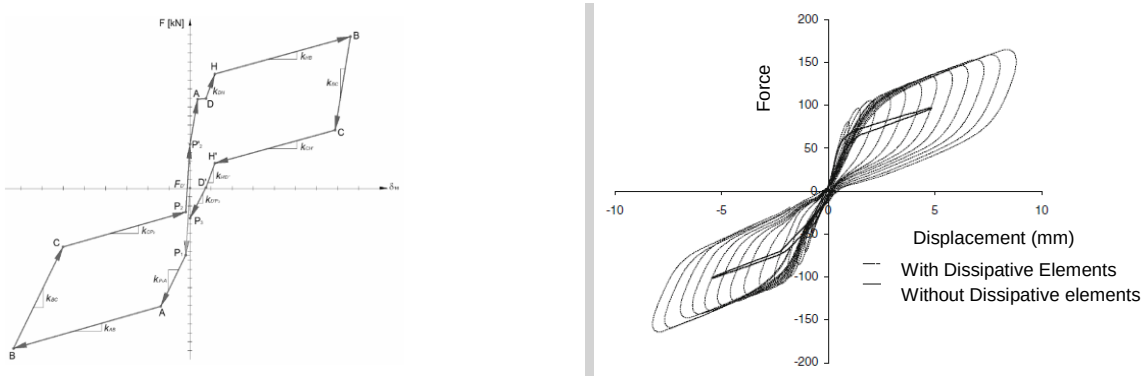
$$K_{eq} = \sum_i K_i \quad \textit{за успоредно свързани пружини} \qquad (10.3)$$

Подробното решение на опростените схеми от Фиг.10.7 позволява разработване на полу-аналитичен модел, предложен от Banushi, способен да възпроизведе ефективно конструктивното поведение на SSDC. Всъщност, получената крива Сила - Преместване съответства на флаг-образната крива, наблюдавана при експерименталното тестване на образеца (Фиг.10.8). Дефинирането на кривата се характеризира с много параметри (Таблица 10.2), и не позволява лесно приложение на модела за практически цели.

Таблица 10.2: Параметри, участващи в дефиницията на кривата Сила-Преместване

Напрегнати кабели		Дисипативни елементи	
ϕ	Диаметър на кабелите	A_{DE}	Общо сечение
$A_{PTE} = n\frac{\pi\phi^2}{4}$	Общо сечение	f_{yDE}	Пластична носимоспособност
f_{Ypte}	Пластична носимоспособност	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y\,PTE}$	Опънна сила
ρ_{PTE}	Процент на	L_{DE}	Дължина

	напрягане		
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y\,PTE}$	Напрежение при напрягане		
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	Сила на напрягане		
L_{PTE}	Дължина		
E_{PTE}	Еластичен модул		
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	Преместване		



a) b)

Фиг.10.8: a) Полу-аналитичен модел на Banushi и b) експериментална крива сила – преместване на SSCD.

10.3.2 Опростени модели на SSCD

Тъй като определянето на всички участващи параметри (Таблица 10.2) е много трудно, е изготвен опростен модел на база еквивалентната коравина на участващите елементи.

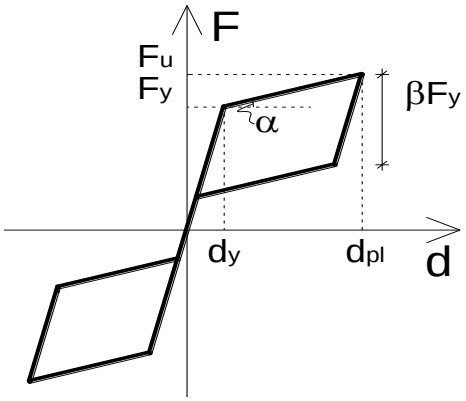
За определянето на опростената крива Сила – Преместване (Фиг.10.9) е необходимо предварително оразмеряване на основните компоненти. Напречното сечение на корпуса, на вътрешната плъзгаща рамка и на буталото трябва да бъдат определени така, че да се избегне явлението загуба на устойчивост при евентуално сеизмично въздействие, докато напрегнатите кабели и дисипативните елементи са проектирани така, че да удовлетворяват проверките за поемане на тези усилия. За разглежданата SSCD система размерите на основните компоненти са дадени в Таблица 10.3.

Таблица 10.3: Размери на елементите, участващи в системата SSCD

Елемент	A_i [mm²]	L_i [mm]	k_i [kN/mm]	
Корпус 1	11088	3700	k_C	629,32
Корпус 2	-	690	k_{C2}	∞
Плъзгаща рамка	1538,72	3500	k_{TM}	92,32
Бутало	861,55	3500	k_P	51,69
Ограничител (ляво)	66538	50	k_{CT}	∞
Ограничител (дясно)	60048	70		∞
Напрегнати кабели	226,19	3500	k_{PT}	12,67
Дисипативен елемент (ляво)	320	170	k_{DE}	395,29
Дисипативен елемент (дясно)				

Началните размери на елементите трябва да бъдат проектирани във връзка с дефинирането на параметрите k_{el}, k_{pe}, F_y, F_u, d_y, d_u, α и β, определящи характерната флаг-образна крива:

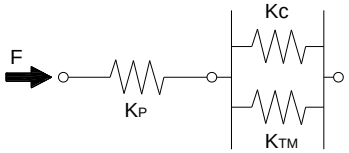
- k_{el} *Еластична коравина*
- k_{pe} *Еласто-пластична коравина*
- F_y *Сила при първа пластификация*
- F_u *Максимална сила*
- d_y *Преместване при първа пластификация*
- d_u *Гранично преместване*
- α *Коефициент на пластична коравина*
- β *Коефициент на дисипация на енергия*



Фиг.10.9: Идеализирана крива сила – преместване за хистерезисна самоцентрираща система.

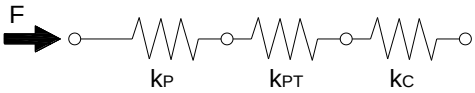
Първият клон на кривата се характеризира с коравина, равна на k_{el}, която зависи от коравината на буталото (k_p), тази на корпуса (k_c) и тази на плъзгащата рамка (k_{TM}) и се изчислява съгласно (10.4).

$$k_{el} = \frac{k_P\left(k_c + k_{TM}\right)}{k_P + k_C + k_{TM}} \tag{10.4}$$



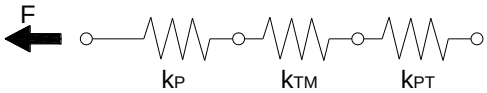
Еласто-пластичния клон на кривата сила – преместване, започващ от точката на първо пластифициране, има коравина равна на k_{pe}. Трябва да се приемат две отделни схеми за определяне на тази стойност, за поведение при натиск (израз (10.5)) и опън (израз (10.6)). И в двата случая приносът на дисипативните елементи, пластифицирали след първото натоварване, се пренебрегва.

$$k_{pec} = \frac{k_P \cdot k_{PT} \cdot k_C}{k_P k_{PT} + k_P k_C + k_{PT} k_C}$$



(10.5): Натиск (k_{pec}): последователно свързани пружини на буталото (k_p), напрегнатите кабели (k_{PT}) и корпуса (k_C).

$$k_{pet} = \frac{k_P \cdot k_{TM} \cdot k_{PT}}{k_P k_{TM} + k_P k_{PT} + k_{PT} k_{TM}}$$



(10.6): Опън (k_{pet}): последователно свързани пружини на буталото (k_p), плъзгащата рамка (k_{TM}) и напрегнатите кабели (k_{PT}).

Приемайки, че поведението на системата SSCD е едно и също при опън и натиск съгласно казаното по-рано, коравината на еласто-пластичния клон може да се приеме като средната от две стойности ((10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2} \tag{10.7}$$

където k_{pec} и k_{pet} зависят само от коравината на компонентите на системата, които остават в еластичен стадий при сеизмично въздействие.

Формата на хистерезисната крива се определя от два параметъра α и β, които могат да се определят по фомрулите (10.8) и (10.9).

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}} \quad \textit{Коефициент на пластична коравина} \tag{10.8}$$

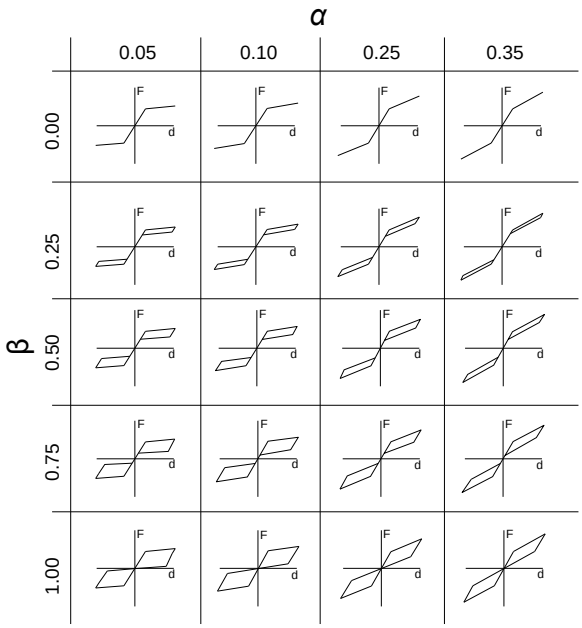
$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} \quad \textit{Коефициент на дисипация на енергия} \tag{10.9}$$

F_{yDE} е пластичната носимоспособност на дисипативните елементи F_{PTE} е силата в напрегнатите кабели. Коефициентът β може да се изрази с (10.10):

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}} = \frac{A_{DE}\, f_{yDE}}{A_{PTE}\, \rho_{PTE}\, f_{yPTE}} \tag{10.10}$$

където A_{PTE} и A_{DE} са напречните сечения съответно на напрегнатите кабели и на дисипативните елементи, а ρ_{PTE} е процентът на напрягане. β зависи от сечението на кабелите, от силата на напрягане в кабелите и от напречното сечение на дисипативните елементи.

Конкретна комбинация от коефициентите α и β трябва да се прилага за всяка отделна проектирана система (Фиг. 10.10)



Фиг.10.10: Вариация на флаг-образната крива в зависимост от параметрите α и β.

Зависеща основно от отношението на началната напрягаща сила на кабелите и пластичната носимоспособност на дисипативните елементи, хистерезисната крива на SSCD може да възприема различни форми, всяка с различни стойности на дисипираната енергия, остатъчните премествания и остатъчна центрираща сила, както бе показано в т. 10.2.

Точката на първо пластифицране представлява границата на смяна на коравината от еластичен стадий към еласто-пластичен, поради преодоляване на силата на напрягане на кабелите. Тази сила може да се приеме равна на:

$$F_y = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE} \tag{10.11}$$

Преместването d_y в зависимост от F_y може да се изчисли по формулата:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}} \tag{10.12}$$

Граничното (максимално) преместване на системата d_u, прието равно на максималната деформация на кабелите, се определя като:

$$d_u = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE} \tag{10.13}$$

Според горната формула, преместванията могат да се увеличат или намалят, в зависимост от различни параметри; ако механичните характеристики на материалите са константни (F_{yPTE} и E_{PTE}), максималната деформация зависи от дължината и ρ_{PTE}. Според експерименталните изследвания, проведени на образец с реални размери (Braconi et al. (2012)), стойност от 0.50 на такъв параметър дава възможност да се развие добро самоцентриране на системата с добро ниво на еквивалентно затихване на цялата конструкция.
Граничната носимоспособност на системата F_u накрая може да се определи по формулата:

$$F_u = F_y + (d_u - d_y) \cdot k_{pe} \tag{10.14}$$

В предложената процедура за оразмеряване, напречните сечения на корпуса, плъзгащата рамка, буталото и общите размери на ограничителите за запазени константни. Механичните характеристики на материала са същите както в разгледаните системи (за всички елементи от рамката, кабелите и дисипативните елементи) и са представени в Таблица 10.4.
По този начин броят на параметри, които следва да се определят за оразмеряването на система SSCD може да се редуцира съгласно показаното в Таблица 10.5. Специфични указания може да бъдат дадени за избор на материали за дисипативното SSCD устройство. Резултатите получени при анализа на предварителното проектиране показват, че ниски пластични носимоспособности на дисипативните елементи дават добра обща дуктилност и в същото време ефективна центрираща способност на системата след разтоварване.

Таблица 10.4: Приети стойности на параметрите на системата SSCD

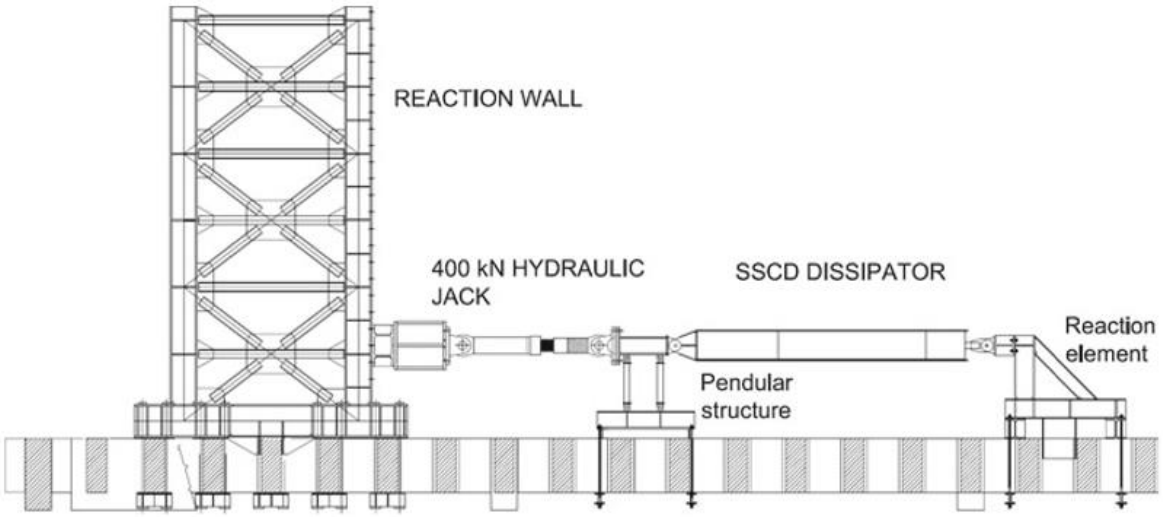
Параметър	Стойност	
A_{c1}	11088	mm^2
A_{TM}	1539	mm^2
A_P	862	mm^2
A_{CT}	66538	mm^2
E	210000	N/mm^2
f_{yPTE}	1670	N/mm^2
E_{PTE}	196000	N/mm^2
f_{yDE}	240	N/mm^2
L_{DE}	170	mm

Таблица 10.5: Параметри и зависимости между тях

Параметър	Зависи от
L_{C1}	k_{el}, d_y
L_{TM}	k_{el}, d_y
L_P	k_{el}, d_y
L_{PTE}	k_{pe}, α, d_u, F_u
ϕ	k_{el}, k_{pe}, α, d_u, F_u
ρ	F_u, d_y
A_{DE}	β

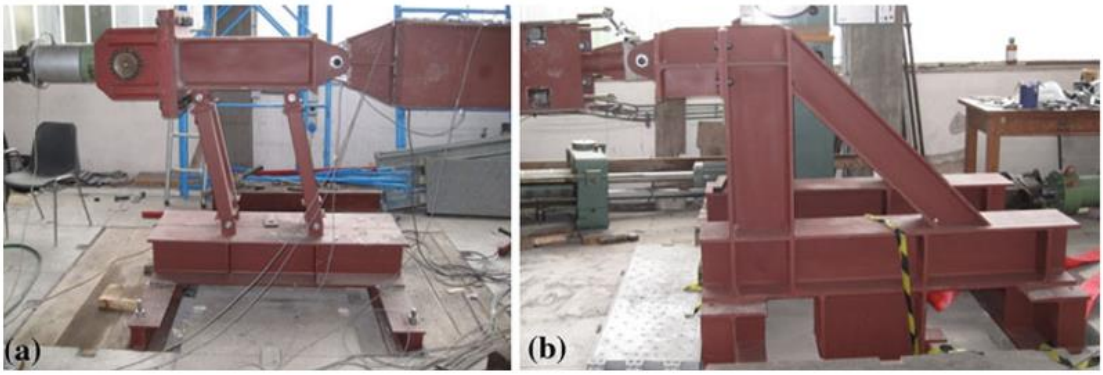
10.3.3 Експериментално изследване на образец на SSCD

Проведени са две групи тестове на образец на SSCD: предварителни тестове на SSCD без дисипативните елементи, за да се оцени реалната стойност на центриращата сила на напрегнатите кабели и финални тестове с дисипативни елементи за изследване общото поведение на системата. Изпробвани са различни стойности на напрягащата сила и различни напречни сечения на дисипативните елементи, за да се оцени тяхното влияние върху общото поведение. Експерименталните изследвания на образеца са извършени в “Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione” на Университета в Пиза. Схема на опитната постановка е дадена на Фиг.10.11.

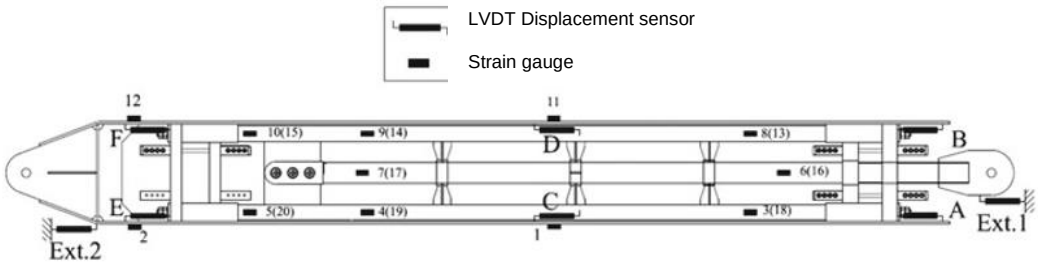


Фиг.10.11: Опитна постановка – изглед

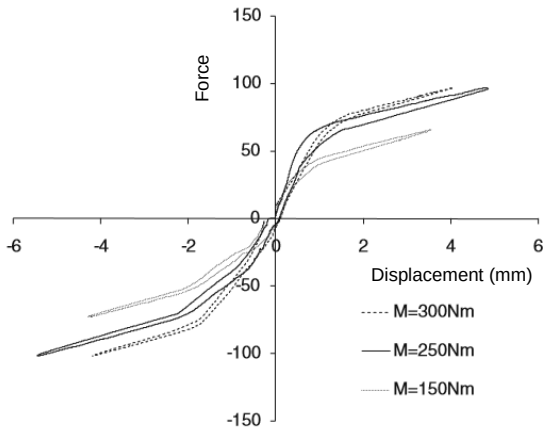
Външната сила се въвежда от хидравличен крик с капацитет 400 kN, снабден с датчик за преместване. Крикът е разположен хоризонтално и е свързан от едната страна към опорна конструкция, а от другата страна към подвижно стоманено устройство, позволяващо хоризонтално преместване. Образецът на SSCD е свързан със стави от едната страна към подвижното устройство (Фиг.10.12 a), а от другата страна към стоманен упор, който възпрепятства хоризонтално и вертикално преместване на възела (Фиг.10.12 b). За да се измерят и запишат даните за премествания, деформации и натоварвания, образецът е снабден с 8 индуктивни датчика за премествания, 20 електросъпротивителни датчика и датчик за измерване на сила (месдоза), показани на Фиг.10.13. Предварителните тестове са изпълнени с по един цикъл натоварване-разтоварване за товари на опън и на натиск, при контролирана амплитуда на преместването до ±5mm. Тестовите резултати са показани на Фиг.10.14 за различни стойности на напрягащата сила.



Фиг.10.12: a) Подвижно стоманено устройство; b) Стоманен упор от стенда



Фиг.10.13: Схема на разположените индуктивни (Ext.1, Ext.2 и A до F) и електросъпротивителни датчици (от 1 до 20, датчиците, разположение от другата страна на SSCD са в скоби).



Фиг.10.14: Крива „сила-преместване“ на SSCD без дисипативни елементи

На Фиг.10.14 е показана графика „сила – относително преместване“ между Външния корпус и Вътрешната плъзгаща рамка, записани от индуктивни датчици C и D (Фиг.10.13). Поведението на SSCD се моделира с билинейна крива, различна за всяка стойност на натягащия момент с който се постига напрягащата сила. Самата сила се определя като стойността, съответстваща на промяната на коравината. Първият клон на билинейния модел съответства на поведението на SSCD до получаването на контакт между Вътрешната плъзгаща рамка и Ограничителите с помощта на напрегнатите кабели. Когато външната сила надвиши напрягащата сила, Ограничителите се отлепят от Вътрешната рамка и коравината спада. Резултатите получени при натоварване от натиск и натоварване от опън са дадени в Таблица 10.6.

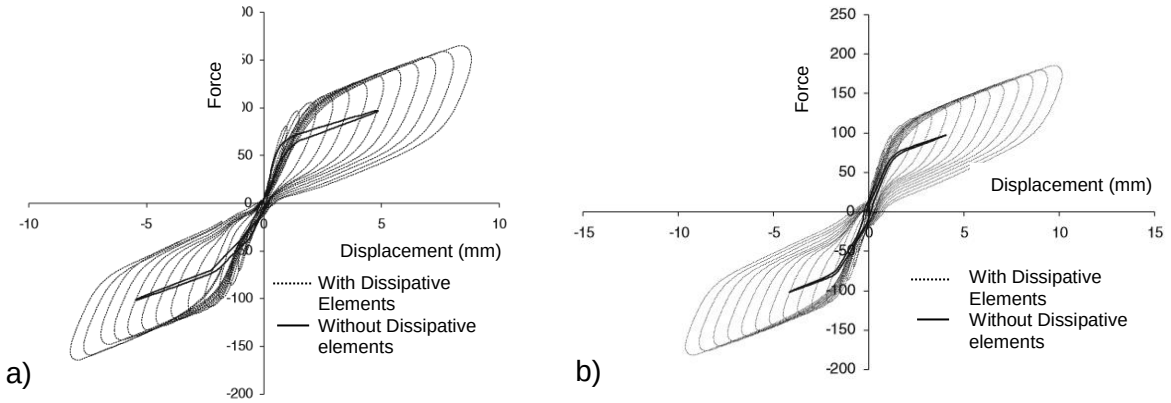
Таблица 10.6: Напрягаща сила при различни стойности на натягащия момент

Диаметър на напрегнатия кабел (mm)	Въртящ момент (Nm)	Напрягаща сила (kN)	
		Опън	Натиск
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

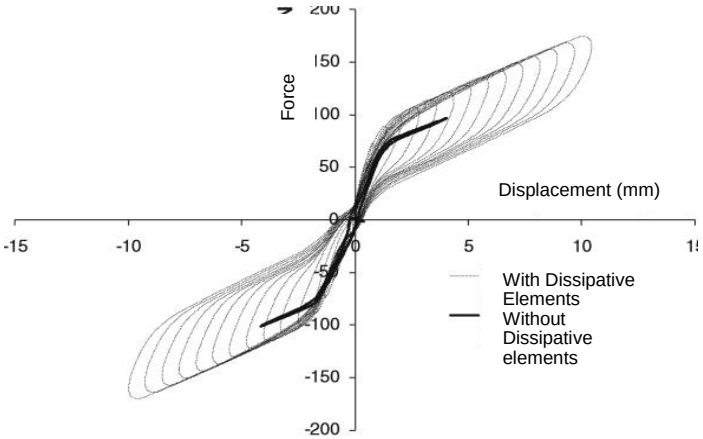
Финалните тестове са изпълнени по съкратената процедура на ECCS (ECCS TWG 1.3 1986). В първия етап на теста са използвани малки стъпки на преместването (0.1mm), за да се изпълнят поне 4 пълни цикъла преди да се задействат Дисипативните елементи. След това, стъпките са направени през 1mm и за всяка успешно реализирана стъпка са изпълнявани по 3 пълни цикъла. Скоростта на хидравличния актуатор е зададена на 3mm/min и са изпълнени три циклични теста, с промяна на геометричните и механични характеристики на напрегнатите кабели и Дисипативните елементи.

На Фиг.10.15 и Фиг. 10.16 е показано цикличното поведение на образец на SSCD с дисипативни елементи за различни стойности на началната напрягаща сила. Оказва се, че в края на всеки цикъл натоварване-разтоварване остатъчните премествания са практически нулеви (във всеки случай под 0,5mm): SSCD демонстрира оптимална центрираща способност. Освен това за всяко максимално преместване SSCD показва стабилни хистерезисни примки, като по този начин осигурява постоянно ниво на дисипация на енергия. На последно място, добавянето на дисипативните елементи към системата значително увеличава площта на хистерезисните примки, въпреки че наклонът на кривата е практически същият като този на SSCD без дисипативни елементи.

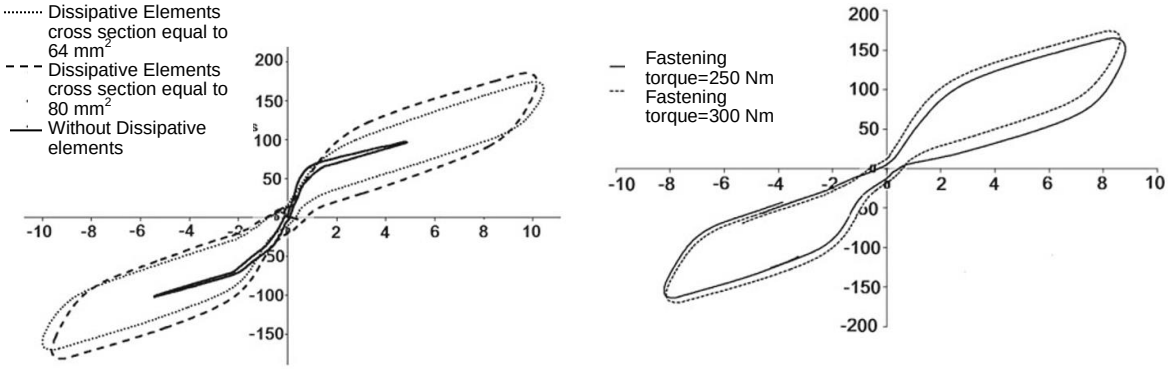
Експерименталните резултати потвърждават полученото при предварително проведените числени параметрични анализи. На Фиг.10.17 (a) е показано сравнение на хистерезисен цикъл на SSCD с различни напречни сечения на Дисипативните елементи (тестове 1 и 2), и резутатите на SSCD без Дисипативни елементи. Фигурата показва, че нарастването на напречното сечение води до по-голямо количество дисипирана енергия, но в същото време, и по-големи остатъчни премествания. На Фиг.10.17 (b) е показано цикличното поведение на SSCD за две стойности на натягащия момент за напрягащата сила (тестове 2 и 3). И в двата случая дисипираната енергия е една и съща, въпреки че SSCD достига по-високи носимоспособности при по-големи натягащи моменти.



Фиг.10.15: Крива „сила – преместване“ за SSCD с дисипативни елементи: a) тест 1; b) тест 2.



Фиг.10.16: Крива „сила – преместване“ за SSCD с дисипативни елементи, тест 3



a) b)

Фиг.10.17: Крива „сила – преместване“: a) тест 1 и 2; b) тест 2 и 3.

След като е определено поведението на системата и е изследвана експериментално може да се анализира приложението й за разрични практични случаи. Необходимо е да се отбележи, че всъщност няма стандарти, които да се следват при оразмеряване на конструкции с пасивна система за защита – например липсата на насоки за приемането на коефициента на поведение *q* за предварително оразмеряване и т.н.

10.4 ПРИЛОЖЕНИЕ НА СИСТЕМАТА ЗА ТЪРГОВСКА (ОБЩЕСТВЕНА) СГРАДА, ПРИМЕР

10.4.1 Описание на сградата

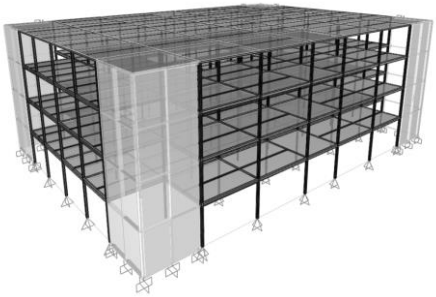
Търговската сграда е разположена в Mirandola (Emilia-Romagna, MO). Тя представлява смесена конструкция със следните компоненти (Фиг.10.18):

- ***Стоманобетонни шайби*** в четирите ъгъла на сградата, поемащи хоризонталните сеизмични въздействия;

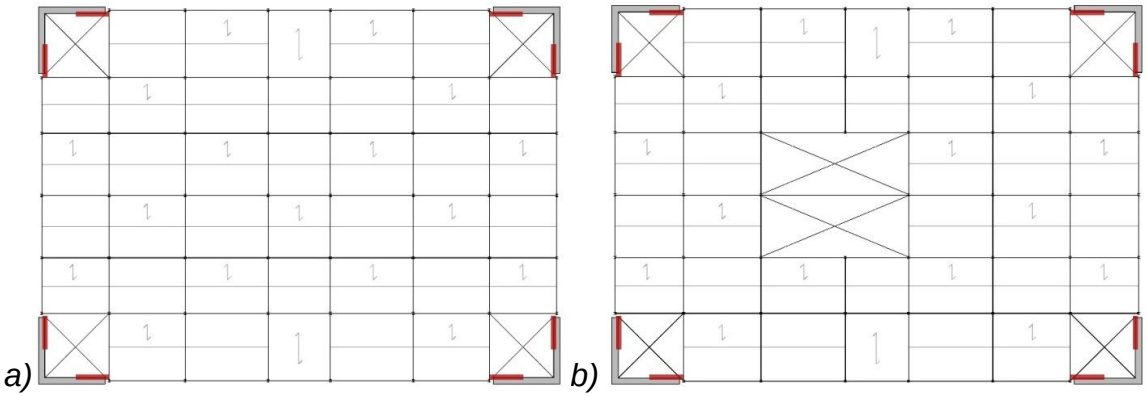
- ***Вътрешни стоманени ставни рамки***, поемащи ветрикални въздействия;
- ***SSCD хистерезисна система*** за връзка (хоризонтална) между стоманобетоновите шайби и стоманените рамки.

Процедурата за оразмеряване на тези компоненти е итеративна и е изпълнена точно, защото механичните и геометрични характеристики на елементите (и специално на стоманобетонните шайби) влияят силно върху коравината и общото динамично поведение на конструкцията. Проведени са линейни и нелинейни анализи с пространствен модел, с програмен продукт SAP2000: първите за предварително оразмеряване на всички отделни компоненти, а вторите за прецизиране на оразмеряването и проверка на поведението на конструкцията.

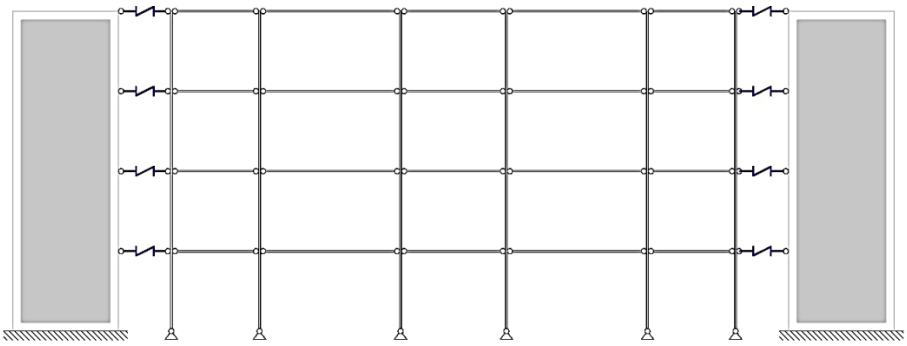
Сградата е 4 етажна, правоъгълна в план, с размери 50x36 m. Етажната височина е 4.50 m. Първият и вторият етаж са с търговско предназначение, докато сутеренът е предвиден за паркинг. Въпреки, че четирите основни стълбищни клетки са разположени в ъглите на сградата, има също и вътрешни рампи, поради които се налагат някои размествания на конструктивните елементи и разлики в плочите за сутеренния етаж (ниво P1) и останалите етажи (P2, P3 и P4), (Фиг.10.19). Плочите са композирани по един и същи начин, с максимално подпорно разстояние от 6.0 m. На Фиг.10.20 е покзан типов разрез на сградата.



Фиг.10.18: Пространствен модел на разглежданата сграда.



Фиг.10.19: Типов план на етаж: a) P1, b) P2 и P3.



Фиг.10.20: Типов разрез на разглежданата конструкция.

Концепцията при проектирането на конструкцията е стоманобетоновите шайби и стоманените рамки да работят в еластичен стадий, а нелинейното поведение да бъде съсредоточено в SSCD устройствата.
Отворът на стоманената рамка е от 6.00 до 8.00 m и е използвана стомана клас S275. За да се отделят рамките, намиращи се непосредствено до стоманобетонните шайби, разстояние от 10 cm е предвидено в модела.
Шайбите са проектирани съгласно EN1998-1:2005 като големи слабо армирани стени, които в настоящия случай трябва да понесат максималните усилия, поради връзката им с SSCD. Използвани са бетон клас C25/30 и армировъчна стомана B450C.
Системите SSCD са въведени, за да поемат и дисипират сеизмичната енергия, като относителните премествания на сградата се реализират в тях. Те свързват шайбите със стоманените рамки. В действителност, те ги свръзват, но позволяват независимото им движение едно спрямо друго. Това относително преместване именно активира SSCD утройствата.
Началната дължина на дисипативните системи е приета 3.5m (съответстваща на експериментално изследваните образци, представени от Braconi et al.); използвана е стомана клас S355JR за всички компоненти на SSCD, с изключение на диспативните елементи. За тях е взета стомана с ниска граница на провлачане.

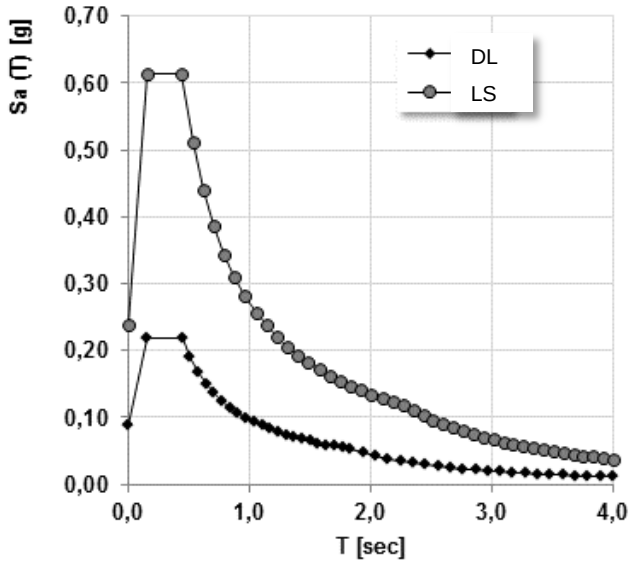
10.4.2 Предварително оразмеряване

10.4.2.1 Определяне на товарите и въздействията

Статичните и сеизмични товари са определени съгласно сега действащите италиански норми за проектиране на конструкции (D.M.14/01/2008). На Фиг.10.21 са показани приетите спектри на реагиране за линейните анализи, а долу са изброени постоянните товари и другите статични натоварвания:

- G_1= 1,90 kN/m^2 Постоянен товар на етажното ниво (собствено тегло);
- G_2= 2,45 kN/m^2 Постоянен товар на етажното ниво;
- G_1= 0.15 kN/m^2 Постоянен товар на покрива (собствено тегло);

- G_2= 0.20 kN/m^2 Постоянен товар на покрива;
- Q_k = 5,00 kN/m^2 Експлоатационен товар на етажните нива;
- Q_k = 1.20 kN/m^2 Сняг (на покрива);
- V_N = 50 години Проектен екплоатационен срок;
- C_U = 1,5 “Coefficiente d’uso”, съответстващ на “коефициента на значимост”, дефиниран в т. 2.1(3) и 4.2.5, Еврокод 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $V_R = V_N\ C_U$ = 75 Референтен период;



Фиг.10.21: Спектър на реагиране съгласно D.M.14/01/2008 за гранични състояния Life Safety (Крайно Гранично Състояние) и Damage Limitation limit state (Състояние за Органичаване на Повредите).

10.4.2.2 Предварително определяне размерите на елементите на стоманените рамки.

Стоманените рамки са проектирани да поемат само вертикални товари, които се изчисляват с основна комбинация на товарите за крайни гранични състояния (израз (10.15)).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \qquad (10.15)$$

Предписанията на D.M.14/01/2008 са използвани за определяне на минималното непбходимо сечение на греди и колони. Приетите напречни сечения са дадени в Таблица 10.7.

Таблица 10.7: Напречни сечения на елементите на рамките

Елемент	*L* [m]	*q* [kN/m]	Профил
Етажна греда	6.0	40.94	HEB220
Етажна греда	8.0	40.94	HEB280
Покривна греда	6.0	6.9	HEB160
Покривна греда	8.0	6.9	HEB160
Колони			HEB220

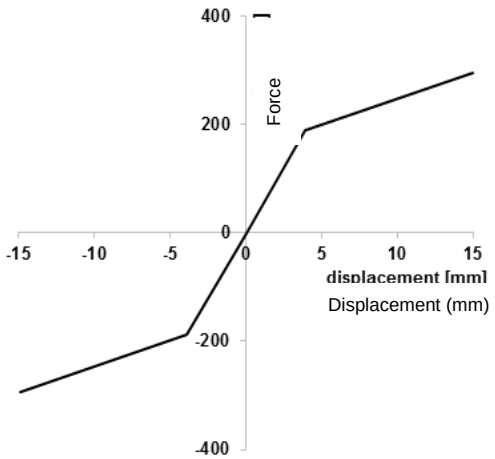
10.4.2.3 Предварително определяне размерите на елементите на SSCD

Приета е начална дължина от 3.50 m, базирайки се на резултатите от експерименталните изследвания. Напречните сечения на корпуса, буталото, плъзгащата рамка и напрегнатите кабели са изчислени на база линейно-еластичното поведение на системата SSCD и с тяхна помощ е определен наклона на билинейната крива „сила – преместване“. Параметрите, влияещи върху дисипативното поведение първоначално са пренебрегнати и са въведени когато системата преминава в еластопластична област на работа. При първата стъпка всички устройства SSCD на различните нива са приети еднакви. Данните, използвани за съставянето на билинейна еластична крива „сила – преместване“ са дадени в Таблица 10.8.

За въвеждането на дисипативни елементи в модела на SAP2000 е използвано многолинейно еластично приближение от Фиг.10.22.

Таблица 10.8: Начални параметри на кривата „сила – преместване“ на система SSCD

k_{el}	144,658	kN/mm
k_{pe}	28,886	kN/mm
F_y	634,822	kN
d_y	4,388	mm
F_u	938,765	kN
d_u	14,911	mm



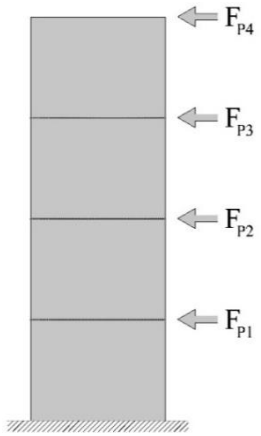
Фиг.10.22: Билинейна еластична крива за SSCD

10.4.2.4 Предварително определяне размерите на стоманобетоновите шайби

Дължината на стоманобетоновите шайби е приета равна на 6.0 m, съгласно архитектурното решение. Извършен е еквивалентен статичен анализ за предварително определяне на тяхната дебелина, приемайки шайбата за конзола с концентрирани товари, определени с коефициент на поведение 1.0. В този случай SSCD устройствата действат като „корави компоненти“ и не дисипират сеизмичното въздействие, а го предават директно на шайбите.

Проектните товари и получените разрезни усилия са обобщени в Таблица 10.9.

Таблица 10.9: Статични сили при q=1, резултантни разрезни усилия и приета схема за стоманобетоновите шайби.



F_h [kN]	Етаж	z_i [m]
23838,1	*P1*	4,5
	P2	9,00
	P3	13,5
	P4	18,00
W_i [kN]	F_i [kN]	
15449,74	F_{P1}	969,63
13590,34	F_{P2}	1705,86
14214,94	F_{P3}	2676,38
2420,58	F_{P4}	607,66

Разрезни усилия	
V_{ed}	4935 kN
M_{ed}	30964 kNm

Следните предписания трябва да бъдат спазени съгласно EN1998-1:2005 и D.M.14/01/2008.

Дебелината на шайбата b_w трябва да бъде по-голяма от стойностите 150 mm и $h_s/20$, където h_s е височината на етажното ниво, което след изчисление дава следният израз:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

Надлъжната армировка трябва да бъде разположена най-много през 300 mm от двете страни на стената и диаметърът им трябва да отговаря на условието долу (10.16):

$$\phi_l \leq \frac{b_w}{10} \tag{10.16}$$

Главите на шайбата в двата й края трябва да имат ширина съгласно (10.17):

$$\boldsymbol{l_c = 0,20\, l_w \geq 1,5\, b_w = 1,20\, m} \tag{10.17}$$

Носещата армировка в тези зони трябва да отговаря на условието ((10.18)):

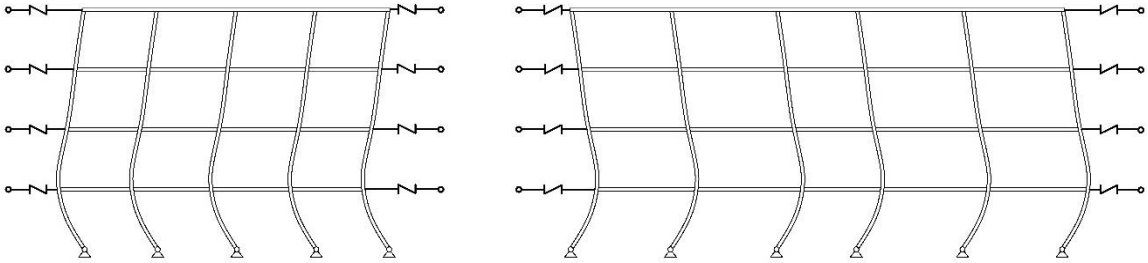
$$1\% \leq \rho \leq 4\% \tag{10.18}$$

Удовлетворявайки всички предписания, получената дебелина на шайбата е 600 mm; армировката в главите е с диаметър 24 mm през 10cm, докато армировката в останалата част на шайбата е разположена през 25 cm.

10.4.3 Моделиране и изследване на разглежданата сграда

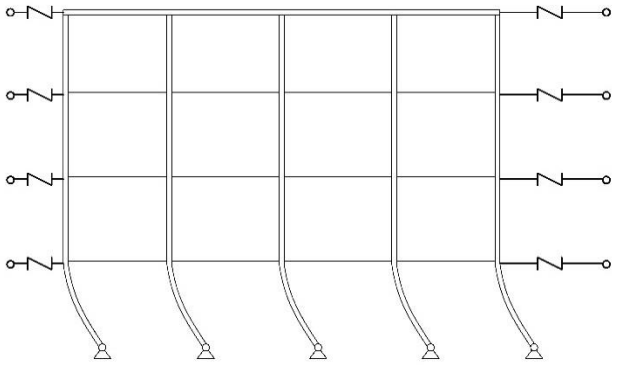
10.4.3.1 Линеен анализ

От динамичния модален анализ (на Фиг.10.21 е показан приетият спектър на реагиране) се установява, че конструктивното поведение на сградата по двете главни направления X и Y е сходно (подобни периоди и форми на трептене), гъвкаво и с голямо участие на масите (Фиг.10.23).



Фиг.10.23: Първа форма на трептене по направленията Y и X.

Хоризонталното преместване на сградата е пряко свързано с активирането на SSCD в съответното направление, с еластични сили пропорционални на етажните премествания.
За да се оптимизира поведението на конструкцията е търсена модална форма, която да е колкото е възможно по-равномерна, с цел да остане малко или много „вертикална“ след първия етаж: по този начин системата SSCD ще работи с еднакви сили и деформации, като съответните премествания ще са близки до 0 за всички етажи над първия (Фиг.10.24).



Фиг.10.24: Търсената модална форма.

Търсената форма е получена с вариране на еластичната коравина на SSCD устройствата (k_{el}), използвайки преместванията x_i на сградата в местата на SSCD на различните нива (x_1, x_2, x_3, x_4) като „контролен параметър“.
Първо, коравината k_{el} се нагласява само посредством дължината на буталото L_P. Този параметър се променя итеративно докато в линейния модален анализ не се получи търсената конфигурация.
Поради намалената коравина на колоните, които са проектирани да носят само вертикални товари, те не могат да осигурят корава връзка между етажите. Поради това всеки етаж действа като независим (т.е. масите с с независимо поведение). Ако всеки етаж е независим от другите, то периодът на трептене на самостоятелната маса на произволен *i*-ти етаж се дава с израза (10.19).

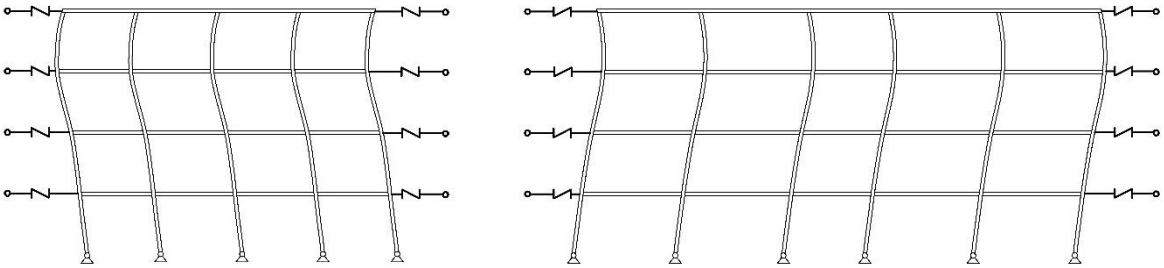
$$T_i = 2\pi\sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \qquad (10.19)$$

Ако всички етажи имат същото поведение (т.е. със същото преместване), необходимо е да им се наложи и същият период на трептене. Тъй като имаме сеизмичните маси на всеки етаж, оттам коравината на устройствата SSCD може лесно да бъде изчислена (Таблица 10.10).

Таблица 10.10: Коравина на различните SSCD устройства, изчислена с резултатите от динамичния анализ

Етаж	z_i [m]	m_i [kN]	k_{el} SSCD
P1	4,50	15449,74	144,66
P2	9,00	13590,34	144,66
P3	13,50	14214,94	144,66
P4	18,00	2420,58	48,02

В настоящия пример, поради това, че сеизмичните маси са еднакви за първите три етажа, съответно са използвани еднакви SSCD устройства за тези нива (P1, P2 и P3), а различни са само устройствата на P4.
Получените модалните форми, много близки до търсената „вертикална конфигурация“ (Фиг.10.24), са показани на Фиг.10.25. Те са получени със стойности на коравините, дадени в Таблица 10.10. В Таблица **10**.11 са дадени резултатите от модалния анализ и окончателно избраната конфигурация.



Фиг.10.25: Модални форми, съответстващи на първите форми в направления Y и X.

Таблица 10.11: Резултати от модалния анализ

Форма	Период[s]	% Маси *X*	% Маси *Y*	% Маси *Z*	% Сумарен *Mx*	% Сумарен *My*
1	0,315126	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,313854	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,284094	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,276967	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Въздействието върху SSCD в еластичния стадий може да бъде изчислено, приемайки сеизмичното въздействие отнасящо се за Гранично Състояние за Органичаване на Повредите (Damage Limitation Limit State (DL)), и така да се изчисли максималното очаквано преместване за всяко от SSCD устройствата; разрезните усилия в основата на стоманобетоновите шайби могат да бъдат изчислени и да се сравнят с начално приетите като евентуално се оптимизира дебелината на шайбата.

Накрая, оразмеряването на SSCD тогава може да бъде завършено с определяне на напречното сечение на дисипативните елементи, които бяха пренебрегнати досега. То влияе пряко върху параметърът β, количеството обща дисипирана енергия и формата на кривата „сила – преместване“. Основните характеристики на проектираните на различните нива SSCD устройства са обобщени в Таблица 10.12, Таблица 10.13 и

Таблица 10.14; а на Фиг.10.26 са показани съответните флаг-образна хистерезисни криви.

Таблица 10.12: Геометрични и механични характеристики на напрегнатите кабели

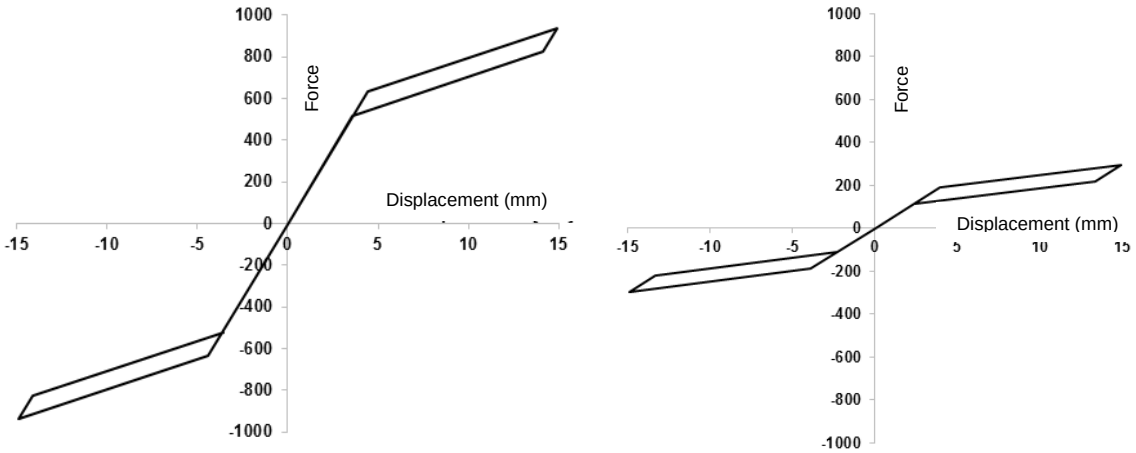
Напрегнати кабели					
		P1, P2, P3		P4	
Брой елементи	n	2		2	
Диаметър	ϕ	22	mm	12	mm
Напречно сечение	A_{PTE}	380,13	mm²	113,10	mm²
Общо напр.сечение	$A_{PTE,tot}$	760,27	mm²	226,19	mm²
Носимоспособност	$f_{y,PTE}$	1670,00	N/mm²	1670,00	N/mm²
Процент на напрягане	$\rho_{PTE}=f_{PTE}/f_{y,PTE}$	0,50		0,50	
Напрежение при напрягане	f_{PTE}	835,00	N/mm²	835,00	N/mm²
Сила на напрягане	F_{PTE}	634,82	kN	188,87	kN
Дължина	L_{PTE}	3500	mm	3500	mm
Еластичен модул	E_{PTE}	196000	N/mm²	196000	N/mm²
Максимално удължение	d_{PTE}	14,91	mm	14,91	mm

Таблица 10.13: Геометрични и механични характеристики на дисипативните елементи

Дисипативни елементи (Стомана клас BO40)					
		P1, P2, P3		P4	
Брой елементи	n	4		4	
Напречно сечение	A_{ED}	120	mm	80	mm²
Общо напречно сечение	$A_{ED,}$	480	mm	320	mm²
Носимоспособност	$f_{y,ED}$	240	N/m	240	N/m
Носимоспособност (сила)	$F_{y,E}$	115	kN	76,	kN
Гранично удължение	$A_{gt,}$	24,	%	24,	%
Дължина на редуцирано напречно сечение	L_{ED}	170	mm	170	mm

Таблица 10.14: Параметри на SSCD устройствата за нива P1, P2 и P3

Флаг-образна хистерезисна крива				
Параметри	P1, P2, P3		P4	
k_{el}	144,658	kN/mm	48,237	kN/mm
k_{pe}	28,886	kN/mm	9,588	kN/mm
F_y	634,822	kN	188,873	kN
d_y	4,388	mm	3,9155	mm
F_u	938,765	kN	294,295	kN
d_u	14,911	mm	14,911	mm
$\alpha = k_{pe}/k_{el}$	0,200		0,199	
$\beta = F_{y,ED}/F_{PTE}$	0,181		0,407	



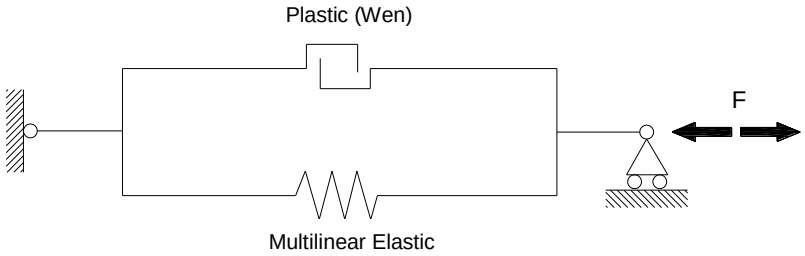
a) b)

Фиг.10.26: Флаг-образни криви на SSCD за нива: a) *P1, P2* и *P3*; b) *P4*.

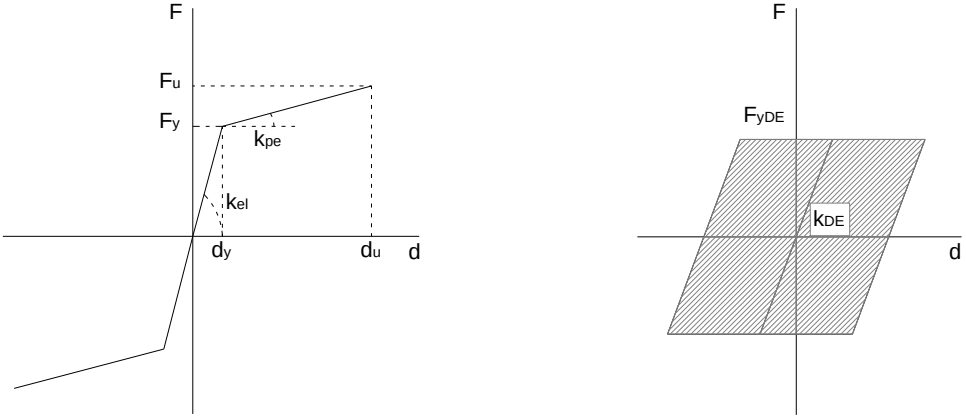
За да се моделират устройствата SSCD в числения модел на сградата са използвани нелинейни пружини тип *link* с въведена конкретна флаг-образна зависимост като поведение.

Моделът на SSCD е изработен от два отделни елемента, свързани успоредно (Фиг.10.27): първият има "*многолинейно еластично*" поведение, определяйки първите два клона на кривата с коравини съответно равни на k_{el} и k_{pe}, носимоспособност при първо пластифициране F_y и максимално

преместване d_u (Фиг.10.28a), а вторият, дефиниран като „пластичен“ определя хистерезисните цикли на дисипативните елементи с параметъра k_{DE} и съответната F_{yDE} (Фиг.10.28b).



Фиг.10.27: Опростен модел на SSCD с две нелинейни пружини тип *link*, свързани успоредно.



a) b)

Фиг.10.28: a) Многолинейно еластично и b) пластично поведение.

10.4.3.2 Нелинеен динамичен анализ и модел на конструкцията

Нелинейни динамични анализи са извършени за по-задълбочено изследване на конструктивното поведение на сградата в еласто-пластичния стадий. Стъпково нарастващ динамичен анализ (IDA) е извършен според процедурата, предложена от Vamvatsikos и Cornell, както е иброено по-долу:

1. Определяне на немащабирана акселерограма за изследването: $a_1(ti)$;
2. Определяне на мащабен коефициент (SF), с който да бъде мащабирана акселерограмата: $a_\lambda = \lambda\, a_1$;
3. Определяне на Марка за Интензивност (IM), функция на немащабираната акселерограма, която нараства монотонно с коефициент λ (например максималното земно ускорение (PGA), спектралното ускорение, съответстващо на първия период на свободни трептения или др.);

4. Определяне на Мярка за Повредите (DM), параметър характеризиращ поведението на сградата при сеизмични въздействия (например максималното срязване в основата V_b, максималното относително междуетажно преместване и др.);
5. Определяне на инкрементaлната крива от Стъпково нарастващия динамичен анализ, която е графично изображение на отношението на DM към параметъра IM приети за съответната акселерограма.

В настоящия случай, PGA е избран като IM параметър.
Приети са два DM: максималното междуетажно преместване d_{rmax} и максималното преместване на системите SSCD - d_{dmax}. Достигането на Гранично Състояние за Органичаване на Повредите (DL) е свързано с постигане на максимално междуетажно преместване съгласно D.M. 14/01/2008 за да се осигури ефективната употреба на сградата (10.**20**):

$$\boldsymbol{d_r \leq 0,01\, h} \qquad (10.20)$$

където h е етажната височина. В настоящия пример, условието има вида (10.21):

$$d_r \leq 45\, mm \qquad (10.21)$$

Крайно Гранично Състояние (LS) е свързан с осовата деформация на системите SSCD. Граничното състояние възниква при удължение по-голямо от допустимото, при което напрегнатите кабели работят в пластичен стадий и не може да се разчита на връщаща центрираща сила. Тази граница може да се счита равна на (10.22):

$$d_{SSCD} \leq 14{,}91\, mm \qquad (10.22)$$

Трябва да се отбележи, че такова ограничение не съответства напълно на достигането на реално разрушение, тъй като от статическа гледна точка устройствата SSCD все още осигуряват достатъчна остатъчна носимоспособност срещу разрушение. Проблемът се състои основно в загубата на центрираща способност (намалени дисипативни възможности, обаче, все още има). Освен това, граничното състояние LS не се достига едновременно във всички SSCD системи и последващата загуба на функционалност има само при някои от тях.

Седем акселерограми са използвани при изпълнението на IDA. Приетите IM са мащабирани с различен коефициент SF за различните акселерограми до достигане на 0.40*g* (Таблица 10.15).

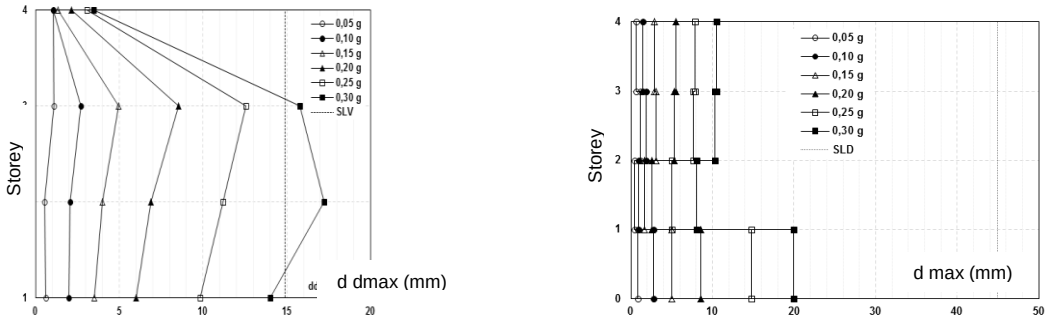
Таблица 10.15: Мащабни коефициенти, приети за различните акселерограми

Seismic event	PGA_{max}	0,05*g*	0,10*g*	0,15*g*	0,20*g*	0,25*g*	0,30*g*	0,35*g*	0,40*g*
0520ME	0,2591	0,193	0,386	0,579	0,772	0,965	1,158	1,351	1,544
0529ME	0,2672	0,187	0,374	0,561	0,749	0,936	1,123	1,310	1,497
SPC1	0,3127	0,160	0,320	0,480	0,640	0,799	0,959	1,119	1,279
SPC2	0,2508	0,199	0,399	0,598	0,797	0,997	1,196	1,396	1,595
SPC3	0,2855	0,175	0,350	0,525	0,701	0,876	1,051	1,226	1,401
SPC4	0,3374	0,148	0,296	0,445	0,593	0,741	0,889	1,037	1,186
SPC5	0,2507	0,199	0,399	0,598	0,798	0,997	1,197	1,396	1,596

На Фиг.10.29 и Фиг.10.30 са показани обобщения на резултатите от IDA, изпълнени с възприетите 7 различни акселерограми. Анализът на резултатите показва, че максималното удължение на дисипативните елементи (d_{dmax}) силно е повлияно от разглежданите акселерограми: до IM, равно на 0.15*g* се наблюдава сходно поведение, но с нарастването на IM нараства и разликата в получените резултати. Подобни съображения могат да се приложат също и за максималното междуетажно преместване (d_{rmax}), свързано с гранично състояние DL. За да се намали частично този ефект, са използвани усреднени от седемте акселерограми стойности на резултатите, съгласно предвиденото в D.M.14/01/2008. Средните стойности на DM показват способността на проектираната конструкция да удовлетвори в голяма степен изискванията на DL за PGA до 0.30*g*, докато в случая на LS, максималния PGA е в границите между 0.25*g* (удовлетворяващо) и 0.30*g* (надхвърлящо ограничението на LS).

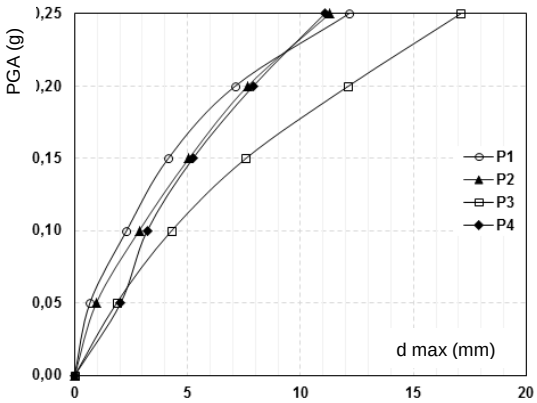
Остатъчните премествания също са изчислени за проверка на фукционалността на модела (Таблица 10.16): остатъчните премествания се получават по-малки от 2% от максималните наблюдавани междуетажни премествания, стойност, която може да се счита допустима за осигуряване на центрираща способност на системата. Както е видно на Фиг.10.30, нивата *P1, P2* и *P4* показват сходно поведение при нарастващи нива на PGA, докато *P3* се характеризира с по-големи премествания.

Границата на пластифициране при четирите криви е малко или много еднаква, в границите [0.10*g*; 0.15*g*], което показва регулярно поведение на сградата.



a) b)

Фиг.10.29: Усреднени резултати от седемте акселерограми: a) максимално преместване на SSCD (LS) и b) максимално междуетажно преместване (DL).



Фиг.10.30: Резултати от IDA по отношение на преместванията на различните етажи към PGA (усреднено от седемте акселерограми).

Таблица 10.16: Остатъчни усреднени премествания на сградата (PGA равно на 0.25*g*)

Етаж	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]
P1	0,08	14,79	0,55
P2	0,09	5,03	1,89
P3	0,08	7,65	1,02
P4	0,16	7,90	2,07

Удовлетворяването на проверките на конструктивните елементи на сградата, според предвиденото в действащите стандарти и в съответствие с PGA, равно на 0.25*g* за LS, води до няколко промени на сеченията на елементите,

което накратко е обобщено в Таблица 10.17. Никакви промени не се налагат за размерите и армировката на стоманобетоновите шайби.

Таблица 10.17: Промени в стоманените профили, породени от резултатите от нелинейните анализи

Елемент	Предварителен профил	Нов профил	Причина
Етажни стоманени греди	HEB280	HEA340	Носимоспособност на огъване
Покривни стоманени греди	HEB160	HEB180	Носимоспособност на огъване
Колони	HEB220	HEB240	Натиск с огъване

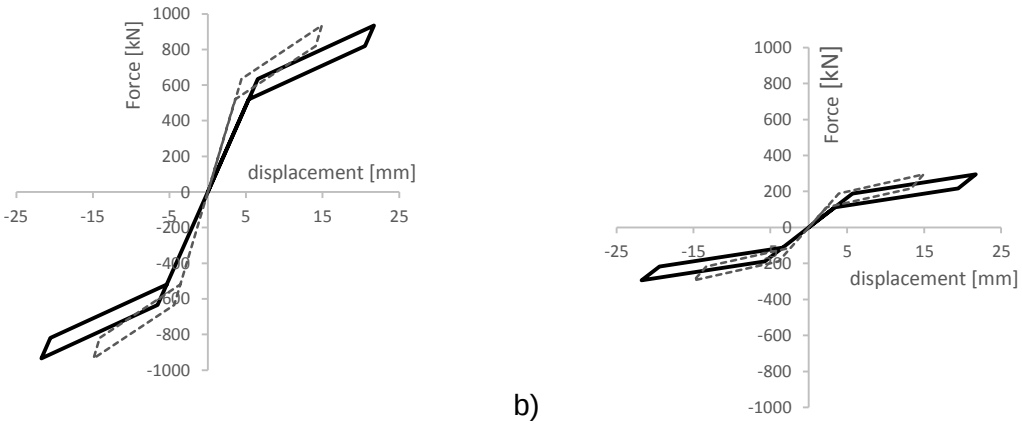
10.4.4 Оптимизация на предложеното решение

Резултатите от нелинейните анализи показват, че поведението на конструкцията се влияе основно от максималното удължение на SSCD, което е определящо за постигането на гранично състояние LS, докато междуетажните премествания, са свързани с удовлетворяването на условията на гранично състояние DL, обикновено са доста под въведеното ограничение и не са определящ критерии за ефективния капацитет на системата.

Модификация на устройството SSCD може да се направи, за да се увеличи конструктивния капацитет на сградата за удовлетворяването на условията на гранично сътояние LS за IM по-голям от 0.25*g*, директно въздействайки върху различни параметри. Разгледани са следните възможности.

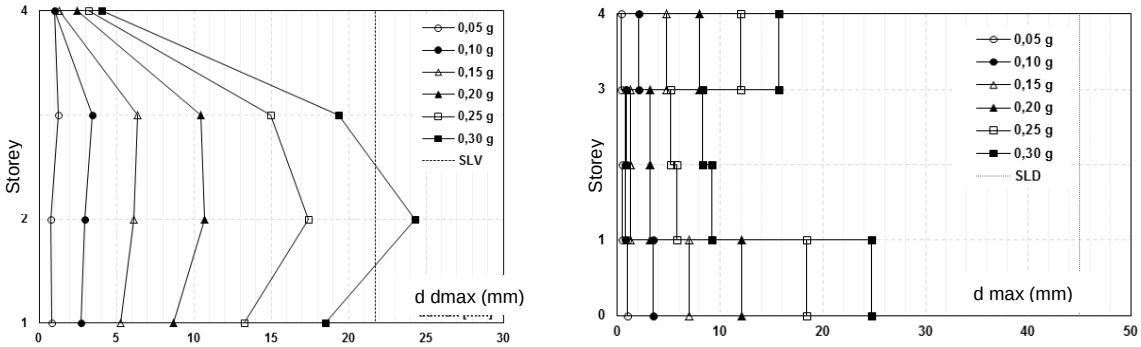
10.4.4.1 Вариант 1 – Увеличаване на дължината на SSCD.

Анализирани и тествани са няколко различни дължини за устройството като накрая е приета обща дължина от 5.30 m и дължина на напрегнатите кабели 5.10 m, сравнено с началната приета 3.50 m (взета като дължината от експерименталните тестове) (Фиг.10.31). В резултат (Фиг.10.32), увеличението на дължината на SSCD не влияе значително върху поведението на конструкцията, тъй като максималното допустимо PGA остава равно на 0.25*g*. Това е главно поради факта, че увеличението на дължината е свързано с намаление на линейната коравина (Фиг.10.31).



a) b)

Фиг.10.31: Първи вариант (дължина на SSCD): модифицирани флаг-образни криви за a) нива P1, P2 и P3, b) P4.



a) b)

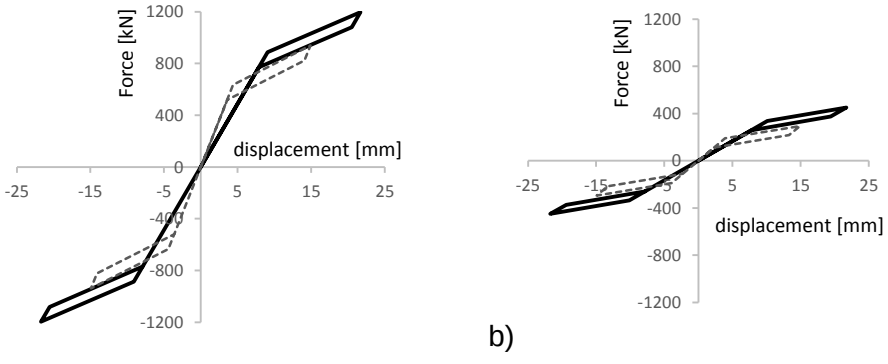
Фиг.10.32: Усреднени резултати за IDA за a) максималното преместване на SSCD (LS) и b) междуетажно преместване (DL) – вариант 1

10.4.4.2 Вариант 2 – Увеличение на диаметъра на напрегнатите кабели.

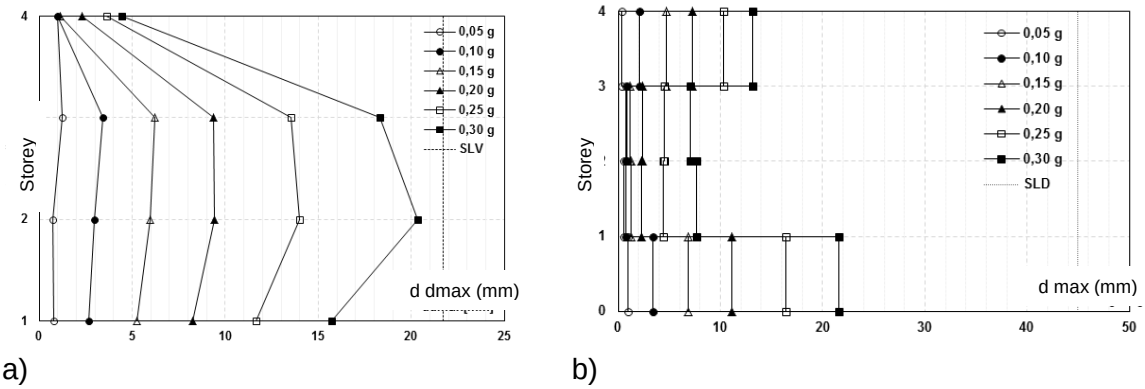
Втората възможност се състои в промяната на диаметъра на напрегнатите кабели, увеличавайки го с 4.0 mm; общата дължина на SSCD също е увеличена спрямо началната до 5.30 m в този пример. Тъй като диаметърът не влияе върху целевото преместване за гранично състояние LS, то остава равно на 21.93 mm. Промяната на диаметъра на кабелите директно влияе върху силата пораждаща първа пластификация и максималната сила. Влияе също и на коравината, както в еластичен, така и в пластичен стадий на флаг-образна кривата (Фиг.10.33).

Както се вижда, прилагането на двете модификации (дължината на SSCD и диаметъра на кабелите) заедно може да повиши ефективнния конструктивен капацитет на системата с максимално допутимо PGA равно на 0.30*g*, без да се надвишат критериите за LS. Не се наблюдават промени за DL.

Сравнението между първи и втори етаж не показва значителни разлики при IM равно или по-малко от 0.15*g*: това означава, че под 0.15*g* влиянието на напрегнатите кабели не е от значение. Увеличавайки PGA, влиянието на кабелите ства по-голямо главно в еласто-пластичното поведение на SSCD.



Фиг.10.33: Втори вариант (дължина на SSCD и диаметър на кабелите): флаг-образни криви за a) нива P1, P2 и P3, b) P4.



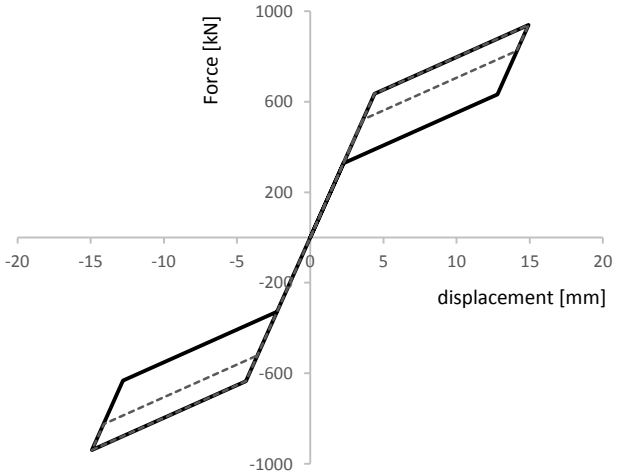
Фиг.10.34: Усреднени резултати за IDA за a) максималното преместване на SSCD (LS) и b) междуетажно преместване (DL) – вариант 2.

10.4.4.3 Вариант 3 – Увеличение на дисипативните елементи - β=0.50

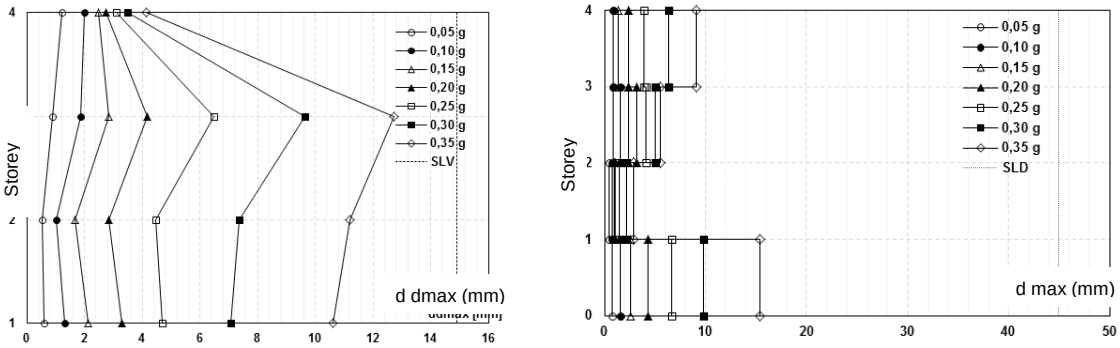
Общата дисипативност на конструкцията може също да се увеличи и с увеличение на диципативните възможности на устройствата SSCD. За момента коефициентът β, който характеризира получените флаг-образни криви е съответно равен на 0.18 за нивата P1, P2 и P3, и на 0.40 за P4.

В този трети вариант, за оценка на ефикасността на метода приетата началната дължина на SSCD 3.50 m е увеличена и съответно се увеличава размерът на дисипативните елементи до достигане на β=0.50, без да се променят други характеристики (Фиг.10.35).

Както се вижда на Фиг.10.36, това решение има определена ефикасност с максимално допустимо PGA при LS, равно на 0.35*g* и приблизително 50% намаление на максималното междуетажно преместване. Тъй като коравината на SSCD не се променя, междуетажните премествания се намаляват, а в допълнение по-малките размери на устройството водят до по-ниски разходи и по-лесен монтаж.



Фиг.10.35: Трети вариант (β=0.50): флаг-образни криви за нивата P1, P2 и P3.



a) b)

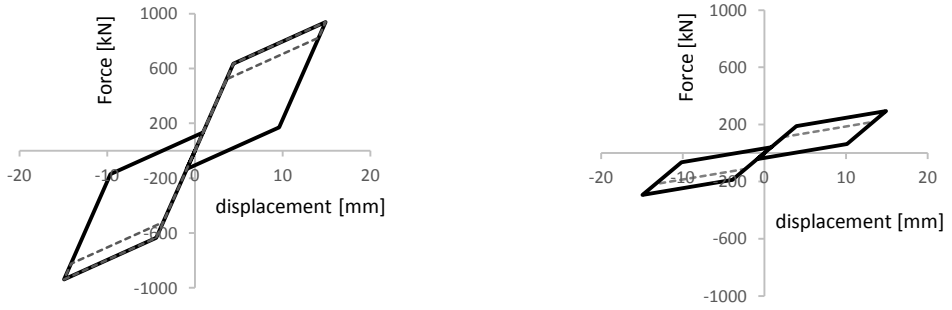
Фиг.10.36: Усреднени резултати за IDA за a) максималното преместване на SSCD (LS) и b) междуетажно преместване (DL) – вариант 3.

10.4.4.4 Вариант 4 – Увеличение на дисипативните елементи - β=1.25

Увеличението на коефициента β над 0.90 води, съгласно експерименталните резултати, до загуба на типичното флаг-образно поведение на дисипативните елементи: както е видно от Фиг.10.37, а също така тук остатъчните премествания са меродавни. Най-видимият резултат от

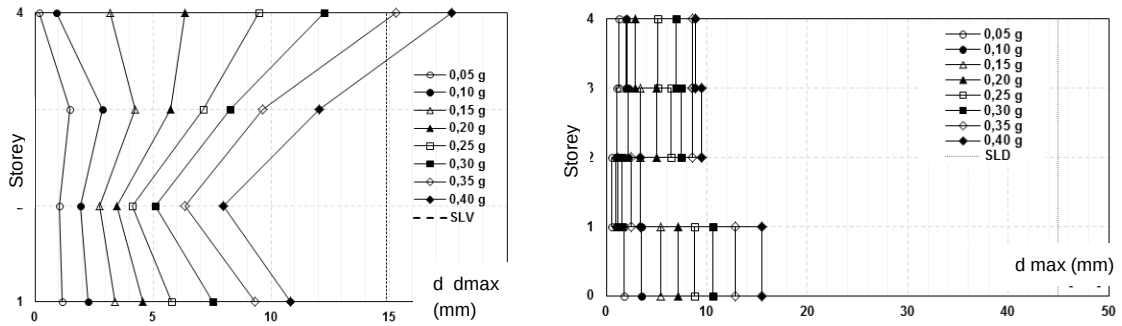
проведеният IDA е това, че с увеличението на сечението на дисипативните елементи намалява общият капацитет на конструкцията, с максимално допустимо PGA, равно на 0.30*g* (Фиг.10.38): това означава, че над определена граница, увеличението на размера на дисипативните елементи вече не води до подобряване на цялостното сеизмично поведение на конструкцията.

Устройствата SSCD на ниво P4 достигат по-големи удължения (във всички други разгледани случаи устройствата SSCD на ниво P4 са по-малко зависимо от промяната на параметрите): това е причината за спада на общата носимоспособност при LS. Това явление е наблюдавано при инкрементални[27] криви на различните нива (Фиг.10.39): въпреки, че кривата за ниво P4 показва пластифициране при PGA равно на 0.10*g*, кривите за останалите три нива демострират малко или много линейно поведение. Това означава, че когато конструкцията достига максималната си граница в ниво P4, всички други устройства SSCD са в еластичен стадий.



a) b)

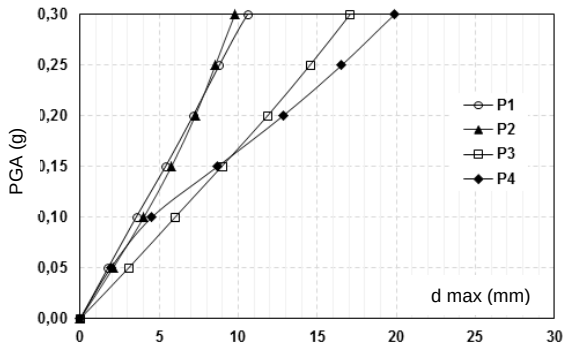
Фиг.10.37: Четвърта модификация (β=1.25): флаг-образни криви за нивата a) P1, P2 и P3, b) P4.



a) b)

Фиг.10.38: Усреднени резултати за IDA за a) максималното преместване на SSCD (LS) и b) междуетажно преместване (DL) – вариант 5.

[27] В оригиналният текст е използван терминът капацитивна крива (*бел. прев.*)



Фиг.10.39: Инкрементални криви за различните етажи – вариант 5.

Накрая са определени остатъчните премествания: за стойности на β по-големи от 1.0, устройствата SSCD губят центриращата си способност и сградата е подложена на остатъчни премествания. Техните средни стойности при PGA равно на 0.30g са обобщени в Таблица 10.18.

Таблица 10.18: Средни остатъчни премествания за PGA=0.30*g*

Ниво #	β=1.25			β=2.00		
	d_r [mm]	d_{rmax} [mm]	d_r [%]	d_r [mm]	d_{rmax}	d_r [%]
P1	0,54	10,56	5,08	0,64	11,75	5,48
P2	0,40	1,54	25,85	0,76	1,61	47,26
P3	0,59	7,45	7,98	0,75	8,06	9,36
P4	0,24	6,93	3,41	0,37	9,53	3,87

Подобни заключения могат да бъдат направени и за случая на β равно на 2.0, за увеличаването на размерите на дисипативните елементи и загубата на флаг-образно поведение.

10.5 ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Предложената SSCD система е приложена в проектирането на смесена стоманена и стоманобетонова конструкция за търговска сграда. Процедурата на проектиране, както бе подробно демонстрирано, е итеративен процес и включва както линейни, така и нелинейни анализи.

„Оригиналният“ образец на системата, с механични и геометрични характеристики, описани от Braconi et al., позволява сградата да се проектира за сеизмично въздействие с максимално PGA, равно на 0.25*g*, в съответствие с изискванията на актуалните стандарти за DL и LS, и с добра центрираща способност, с много малки остатъчни премествания.

Промяната на параметри като дължината на устройството, диаметъра на кабелите и размера на дисипативните елементи от SSCD позволява да се подобри конструктивното поведение на сградата, както бе подробно демонстрирано.

Оптимизирането на системата може да бъде постигнато с параметрични изследвания за определяне на характеристичните стойности на SSCD системата – основно дължината на напрегнатите кабели и напречното сечение на дисипативните елементи, които да бъдат използвани за удовлетворяване на изискванията към сградата.
Хоризонталното разположение на SSCD (като връзка между стоманобетоновите шайби и стоманените рамки) позволява директен контрол върху конструктивното поведение на сградата и възможността за оптимизация на модалната форма с цел получаване, както в разглеждания случай, на равни премествания във всички етажи.
Сравнението между числените резултати от анализите и данните от експерименталните изследвания показват, че опростяванията приети в модела (като например пренебрегване на триенето и на дисипативните елементи при определяне на еквивалентната коравина) води до неточност, която основно се отразява върху количеството дисипирана енергия. От друга страна, много малки разлики между анализите и експерименталните изследвания се наблюдават при определяне на остатъчните премествания.
Най-голямото ограничение на системата SSCD е свързано с намалената възможност за реализиране на премествания, позволяваща развите на максимално преместване от 25 mm. Количеството дисипирана енегия е свързано с преместванията и със силите, действащи върху устройството: преместванията могат да бъдат увеличени с увеличаване на на размерите на напрегнатите кабели или с дължината на устройството, но последното е трудно за прилагане. Капацитетът на SSCD за дисипиране на енергия може да се увеличи с по-голям размер на дисипативните елементи, но поддържайки ккоефициентът β под 0.90.
Необходимо е, освен това, да се подчертае, че липсата на специфични стандарти, определящи параметрите, необходими за характеризиране на дисипативните устройства не позволява директно сравнение на поведението на „традиционна“ конструкция с такава на сграда с дисипативна система за защита. Предложеното SSCD устройство е проектирано и проверено, както за статични натоварвания, така и за сеизмично въздействие. Следва да се каже, че ефективното определяне на граничните състояния съответно IO (безопасно поселяване), DL (ограничение на повредите), LS (крайно гранично състояние или още наричано състояние със значителни повреди) и CP (състояние непосредствено преди колапс) все още не е ясно, както и определянето на ефективен коефициент на поведение q, който в разглеждания случай е приет равен на 1.0.

10.6 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Самоцентриращото устройство може да се приложи както за съществуващи, така и за нови сгради. Особено то е подходящо за вграждане в стоманени или стоманобетонови рамки.

10.7 ПУБЛИКАЦИИ

Публикации в международни списания

1. Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
2. Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.
3. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic retrofit of an industrial structure through an innovative self-centering hysteretic device: modelling, analysis, optimization*, Proceedings of the VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS Congress 2016, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
4. F. Morelli, A. Piscini, W. Salvatore, *Seismic behavior of an industrial steel structure retrofitted with self-centering hysteretic dampers*. Under preparation

10.8 ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА

[1] Alderighi E, Bayo E, Bianco L, Braconi A, Coscetti C, Dall'Asta A, Filippuzzi P, Fulop L, Gracia J, Hoffmeister Hradil PB, Karamanos S, Leoni G, Mallardo R, Moller S, Osta A, Salvatore W, Tsintzos P, Varelis G, Vasilikis D (2010) *PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas*. RFSR-CT-2007-00038 project. Final report, European Commission, Brussels.

[2] Banushi G. Un modello semianalitico del comportamento meccanico di un dissipatore autocentrante per la protezione sismica delle strutture, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pisa, 2010.

[3] Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) *Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test*. In: Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.

[4] Braconi A., Morelli F., Salvatore W. *Development, design and experimental validation of a steel self centering device (SSCD) for seismic protection of buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 10 (6), 1915-1941, 2012.

[5] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B, Uang C-M (2002a) *Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames*. ASCE J Struct Eng 128(9):1111–1120.

[6] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B (2002b) *Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems*. Earthq Eng Struct Dyn 31(5):1131–1150.

[7] Christopoulos C, Filiatrault A (2006) *Principles of supplemental damping and seismic isolation*. IUSS Press, Pavia.

[8] Christopoulos C, Tremblay R, Kim HJ, Lacerte M (2008a) *Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation*. J Struct Eng 134(1): 96–107.

[9] Christopoulos C, Choi H, Eronchko J (2008b) *Comparison of the seismic response of steel buildings incorporating self-centering energy dissipative braces, buckling restrained braces and moment resisting frames*.

[10] Cormack LG (1988) *The design and construction of the major bridges on the mangaweka rail deviation*. Transaction of the Institute of Professional Engineers of New Zealand, vol 15. I/CE, pp 16–23.

[11] Desroches R, Smith B (2004) *Shape memory alloy in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations*. J Earthq Eng 8 (3):1–15.

[12] EN1998-1:2005 - *Eurocode 8 –Design of structures for earthquake resistance, Part 1:* General Rules, seismic action and rules for buildings.

[13] Filiatrault A, Tremblay R, Kar R (2000) *Performance evaluation of friction spring seismic damper*. ASCE J Struct Eng 126:491–499.

[14] NTC (2008) Norme tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).

[15] Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) *Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey precast concrete test building*. PCI J 44(6):42–47.

[16] Uang C.M., Bertero V.V. (1990) - *Evaluation of seismic energy in structures*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics 19 (2), 77-90.

[17] Vamvatsikos D., Cornell C.A. Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31, 491-514, 2002.

11 ТРИЪГЪЛНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (TRSH)

11.1 ВЪВЕДЕНИЕ

В рамките на изследователския проект “RISK MITIGATION FOR EARTHQUAKES AND LANDSLIDES” (LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) към 6th European Research Program е изследвано триъгълно стоманено хистерезисно устройство (TRSH), осигуряващо разсейване на енергия чрез хистерезисното си поведение в конструкция със сеизмична изолация [1, 2]. Следва да се отбележи, че проведената изследователска дейност принадлежи на част от проект 6 “Разработване и производство на устройства за разсейване на енергия и сеизмични изолатори”.

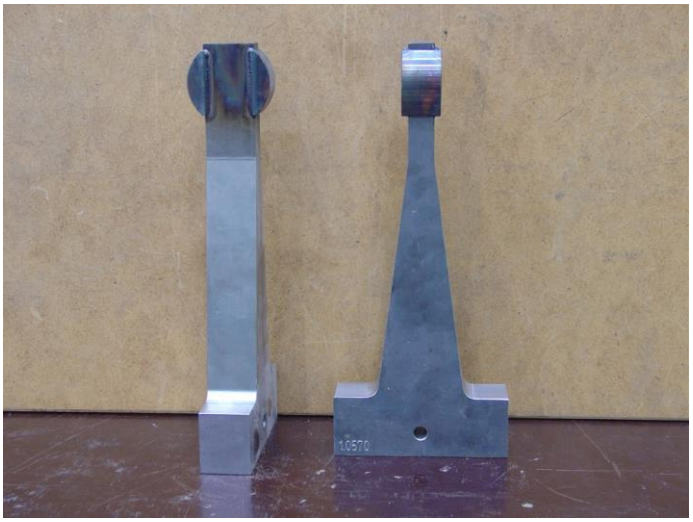
Текущият доклад представя резултатите от изследването на сеизмичното поведение на устройството TRSH и предлага изчислителна процедура за проектирането му при стоманени и комбинирани конструкции, в които TRSH е използван като дисипативно устройство в рамка с центрично включени V-диагонали.

11.2 ОПИСАНИЕ НА ТРИЪГЪЛНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (TRSH)

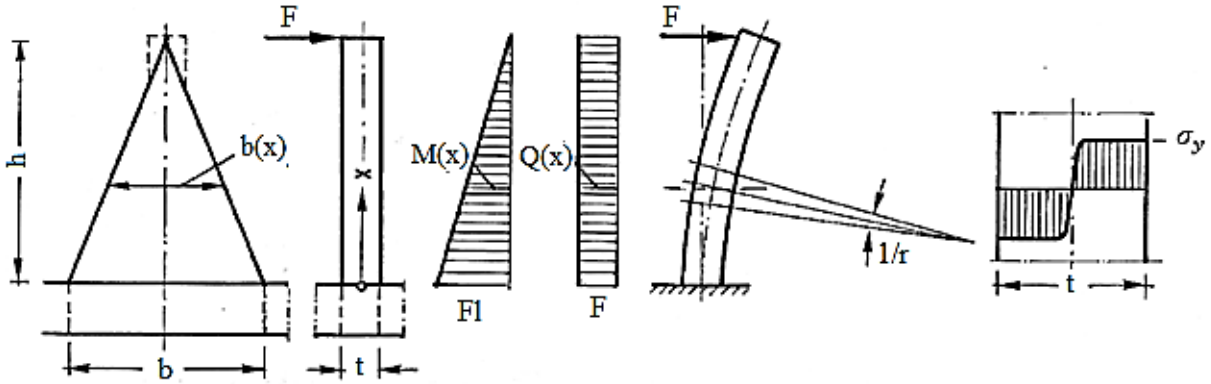
Дисипиращите устройства от стомана представляват едно ефективно решение за подобрение на способността на конструкцията да разсейва енергията от сеизмичното въздействие чрез хистерезисното си поведение. Сред различните разновидности на стоманените хистерезисни устройства, композицията с триъгълна форма (Фигура 11.*1*) позволява удачно прилагане при рамки с центрично включени V-диагонали, като някои от предимствата му са:

- огъвната кривина от хоризонтална сила приложена в края на триъгълната пластина е константа по цялата й височина (Фигура 11.*2*),
- дори и при високи стойности на деформациите, не се наблюдават резки промени в кривината (Фигура 11.*2*).

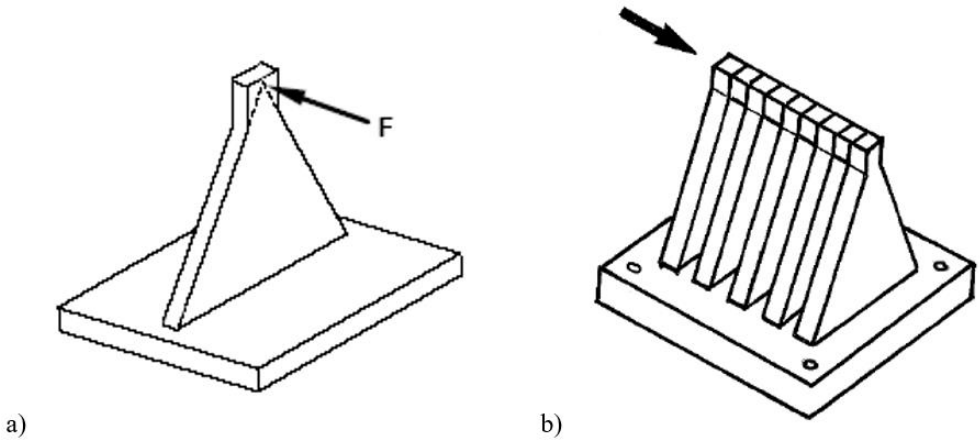
На Фигура 11.3 са представени две решения с TRSH устройство: като единичен елемент или като няколко свързани пластини.



Фигура 11.1 Триъгълно стоманено хистерезисно устройство (демпфер) (TRSH), [1]

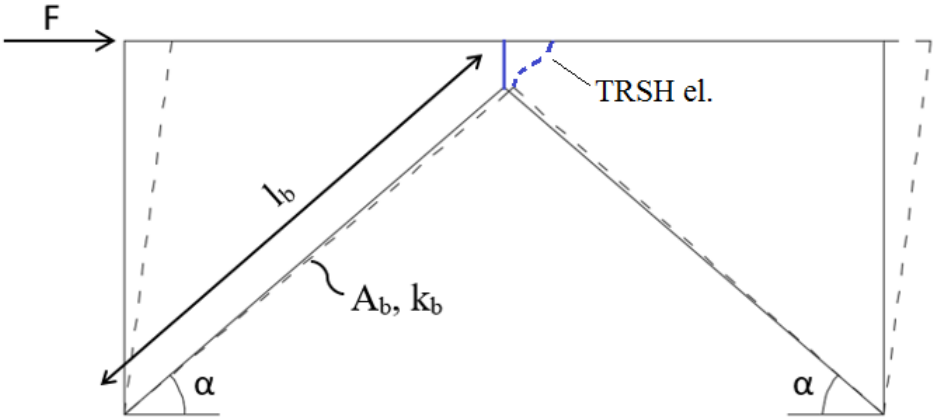


Фигура 11.2: Геометрични параметри и поведение на стоманеното хистерезисно устройство TRSH, [1]

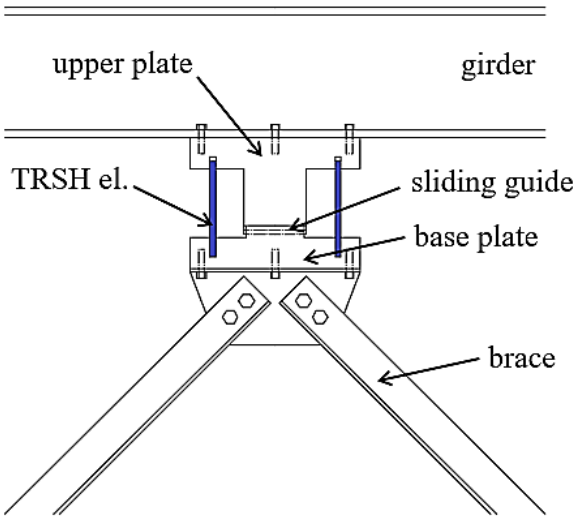


Фигура 11.3: TRSH устройство: a) единичен, b) в серия [1]

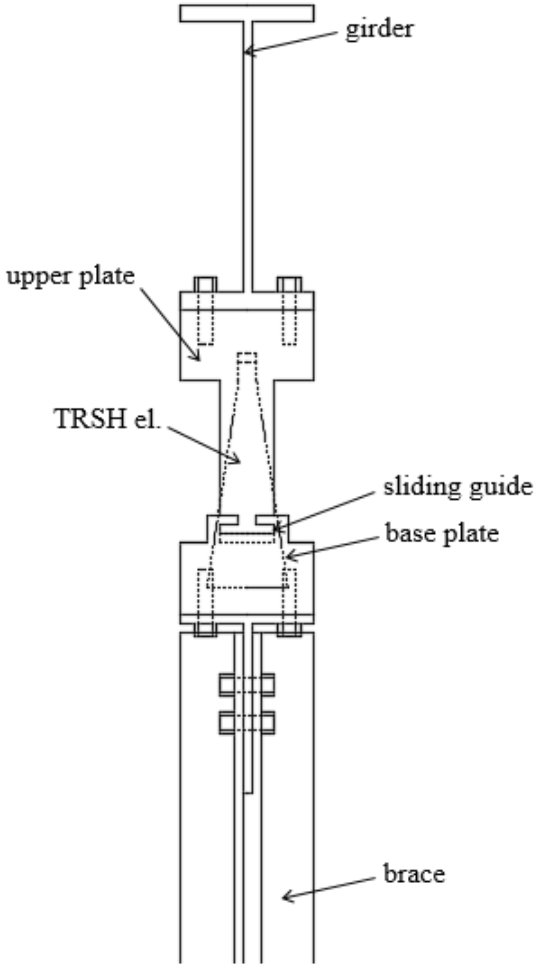
Кинематиката на рамка с центрично включени V-диагонали със заложено TRSH устройство е представена на Фигура 11.4. Възможно композиционно решение е представено на Фигура 11.5 и Фигура 11.6. Триъгълниковите пластини разсейват сеизмичната енергия от хоризонталната компонента на въздействието чрез еласто-пластичната си работа. Посредством плъзгащ се водач, гравитачните товари не се предават към TRSH.



Фигура 11.4: : Статическа схема на рамка с центрично включени V-диагонали и хистерезисно TRSH устройство



Фигура 11.5 Основни компоненти на рамка с центрично включени V-диагонали и хистерезисно TRSH устройство



Фигура 11.6 Основни компоненти на рамка с центрично включени V-диагонали и хистерезисно TRSH устройство – разрез

Първите числови и експериментални изследвания на сеизмичното реагиране на конструкции с хистерезисно TRSH устройство датират от 90-те години.

Огъвната коравина извън равнината на пластината $k_{el,t}$, кривината $\chi_{el,t}$ (константа), носимоспособността в еластичен стадий $F_{y,t}$, носимоспособността в пластичен стадий $F_{u,t}$, и преместването при прехода между еластично и еласто-пластично поведение $\Delta_{y,t}$ на стоманен демпфер TRSH се определят, както следва [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3} \tag{11.1}$$

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3} \tag{11.2}$$

$$F_{y,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{6h} \tag{11.3}$$

$$F_{u,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{4h} \tag{11.4}$$

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{K_{el,t}} = \frac{\sigma_y h^2}{Et} \tag{11.5}$$

Където b, h, и t са геометричните размери, представени на Фигура 11.2., докато n, E, и σ_y са съответно броят, еластичният модул и границата на провлачване на използваната стомана в хистерезисното TRSH устройство.

Коравината при хоризонтално въздействие $k_{el,T+B}$ на рамка с центрично включени V-диагонали и TRSH се определя като:

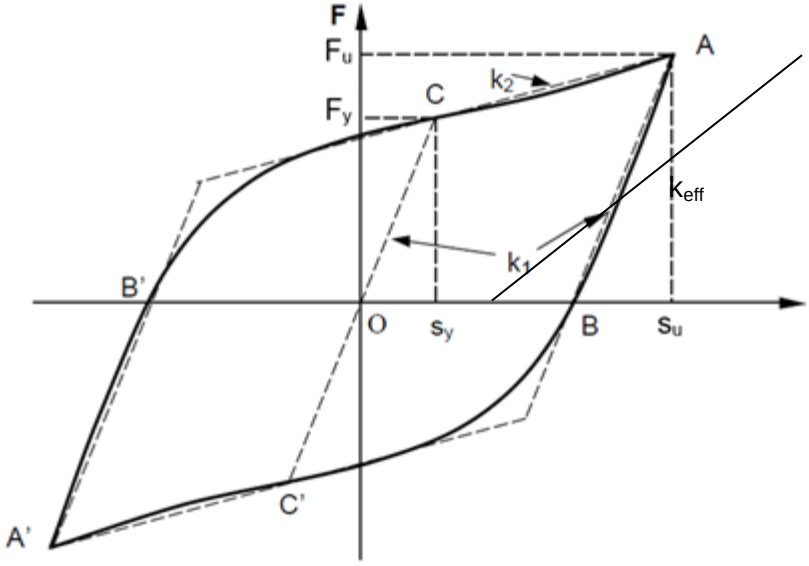
$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}} \tag{11.6}$$

където $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b)\cos^2\alpha$ е коравината при хоризонтално въздействие на диагоналите без дисипативните устройства.

11.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ

11.3.1 Билинейна крива сила-преместване

При оразмеряването нелинейната крива сила-преместване се опростява до билинейна крива, за дефинирането на която следва да се определят начална коравина k_1, тангенциална коравина k_2 и сила в точката на преход F_y. Пример за опростяване на нелинейна хистерезисна примка с билинейна е представен на Фигура 11.7.



Фигура 11.7 Билинейна крива сила-преместване

Примката, образувана от A´B´CABC´A´ е несиметрична спрямо 0, а координатите на точки A and A´ са максималното преместване $\pm s_u$ и съответстващата му сила $\pm F_u$. Началната коравина K_1 е определена като наклона на AB и A´B´, където B и B´ са пресечните точки на примката с

абсцисата. Тангенциалната коравина K_2^+ и K_2^- се дефинира като наклона на AC и A´C´, където линия CC´ е образувана като пресечна с началото на координатната система и наклон K_1.

Координатите на точка C (s_y, F_y) са преместването и силата в точката на преход между еластично и еласто-пластично поведение.

При опростената билинейна крива относителните деформации ε_u *се* различават по-съществено при ниски стойности на ε_u, докато при високи стойности са по-близо до експерименталните. Това не води до големи грешки при анализ, базиран на билинеен модел, понеже сеизмичното реагиране се определя в по-голяма степен при високи стойности на ε_u.

Билинейната крива се дефинира чрез K_1, K_2 и F_y, което води до променлива коравина и съответно нелинейна задача, макар и опростена до билинейна. Допълнително опростяване е възможно като се въведе еквивалентна коравина k_{eff} и съответното й еквивалентно затихване ξ_{eff}:

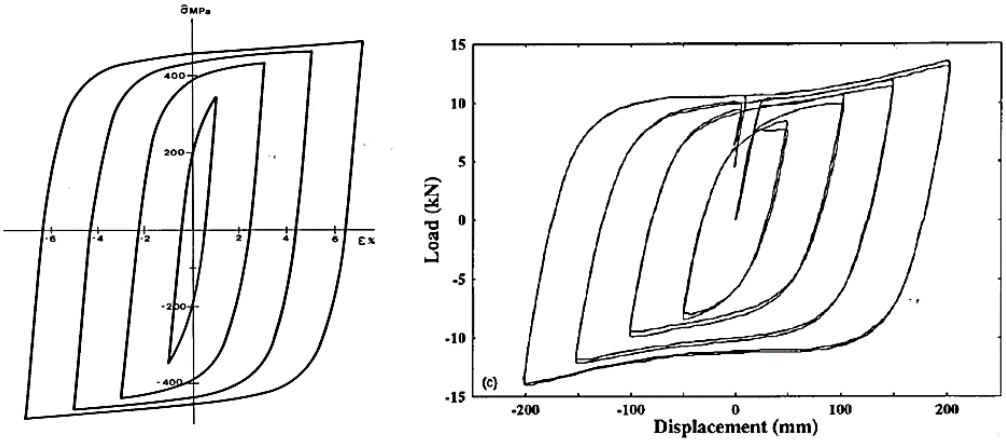
$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2 \tag{11.7}$$

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y\left(s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2}\right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot {s_u}^2} \tag{11.8}$$

11.3.2 Аналитичен метод за получаване на билинейна хистерезисна примка сила-преместване

Реагирането на демпфер от метал е функция от неговата конструктивна композиция, механичните характеристики на метала и опорните му условия.

В този смисъл аналитичният метод за мащабиране (Scaling Factor Method - SFM) се обуславя на приемането, че кривата сила-преместване на устройството може да се получи чрез мащабиране на кривата напрежение-относителни деформации на използваната стомана с подходящи мащабиращи коефициенти (Фигура 11.8).



Фигура 11.8: Мащабирани криви напрежение - относителни деформации (в ляво) и съответстващите им сила –преместване на дисипиращо устройство от стомана тип TRSH от нисковъглеродна стомана

Въвеждат се следни параметри:

s хоризонтално преместване

F силата на затихване в устройството

ε относителна деформации

σ нормални напрежения

Мащабиращите коефициенти се описват посредством следните уравнения:

$$s = \delta \cdot \varepsilon \tag{11.9}$$

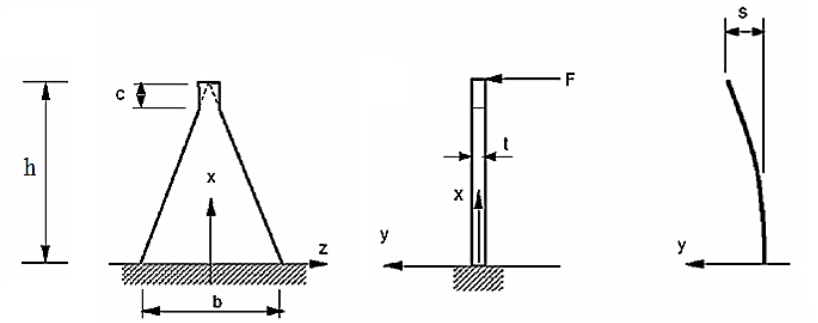
$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2) \tag{11.10}$$

За устройството TRSH на Фигура 11.**9** , мащабиращият коефициент за сила φ, за преместване δ и за големи премествания α са:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \tag{11.11}$$

$$\delta = \frac{h^2 - c^2}{t} \tag{11.12}$$

$$\alpha = \frac{2}{(h+c)^2} \tag{11.13}$$



Фигура 11.9: Размери и локална координатна система на устройство тип TRSH [9]

При известни напрежения и съответстващи относителни деформации от проведен статичен тест на опън на стоманата, използвана в устройството TRSH (като в Таблица 11.*1*), началната коравина k_1 и тангенциалната коравина k_2 могат да се определят посредством следните мащабиращи коефициенти:

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1 \tag{11.14}$$

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \tag{11.15}$$

Тези уравнения са получени, както следва:

$$k_1 = \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta}$$

$$k_2 = \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - {}^{s_y}/_{s_u})}$$

$$= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u})} \cdot \frac{\left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right)}{\left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - {}^{{\varepsilon_y}^2}/_{{\varepsilon_u}^2})}$$

$$\cdot \left(1 + {}^{\varepsilon_y}/_{\varepsilon_u}\right) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$

където: $E_1 = \sigma_y / \varepsilon_y$, $E_2 = \sigma_u - \sigma_y / \varepsilon_u - \varepsilon_y$, and ${\varepsilon_y}^2 / {\varepsilon_u}^2 \cong 0$.

Таблица 11.1: Характеристики на стоманата за определяне на мащабиращи коефициенти за TRSH устройство, изработено от нисковъглеродна стомана

ε_u [-]	ε_y [-]	σ_y [N/mm²]	E_1 [N/mm²]	E_2 [N/mm²]
0,01	0,0036	270	70000	12200
0,02	0,0055	370	70000	2560
0,03	0,0059	406	70000	1220
0,04	0,0061	424	70000	758
0,05	0,0063	442	70000	534
0,06	0,0065	452	70000	479
0,07	0,0066	458	70000	465

Аналитичният метод включва 4 основни неточности:

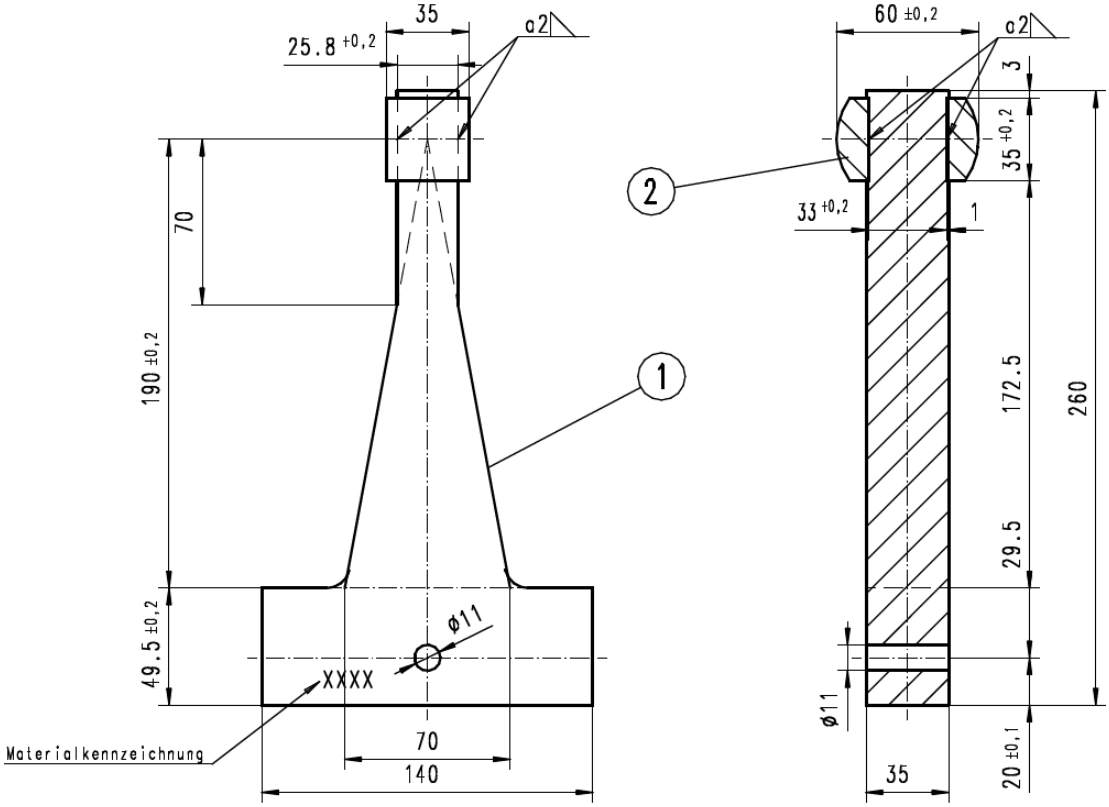
1. Отклонение от основни механични характеристики на стоманата (като граница на провлачване, относителни еластични и пластични деформации), вложена в TRSH устройство и на тестовата епруветка, използвана за определянето на мащабиращите коефициенти в Таблица 11.*1*.
2. Началната коравина зависи от коравината на захващането и прилагането на силата, като са възможни отклонения от 50%.
3. Поради постепенната промяна на напречното сечение, уякчаването при големи деформации може да надвиши очакваното.

4. Други второстепенни ефекти също може да повлияят на хистерезисната примка

В този ред на мисли следва да се отбележи, че аналитичният метод води до достоверни резултати, ако тестваната стомана е аналогична на използваната за производството на устройството.

11.3.3 Пример

Провеждат се изчисления на хистерезисно TRSH устройство с основни размери, представени в Таблица 11.2 и Фигура 11.10.



Фигура 11.10 Хистерезисно устройство TRSH

Таблица 11.2 Основни размери на изследваното устройство

h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]
190	70	70	35

Относителните деформации се ограничават до $\varepsilon_u = 0{,}04$, като съответното хоризонтално преместване се определя като:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0{,}04 = 35{,}7\ [mm]$$

Хоризонталната сила, при която провлачва устройството F_y, силата на затихване F, началната коравина k_1 и тангенциалната коравина k_2 се определят както следва:

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47{,}8\ [kN]$$

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35{,}7^2\right) \cdot 10^{-3} = 49{,}6\ [kN]$$

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 50^2)} \cdot 70000 = 8227{,}1\ [N/mm]$$

$$k_2 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_2 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot F_y \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 70^2)} \cdot 758 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 47800 \cdot 35{,}7 \cdot \left(1 + \frac{0{,}0061}{0{,}04}\right) = 107{,}6\ [N/mm]$$

11.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ

В рамките на проект LESSLOSS European research project [1], са проведени изследвания на триъгълнни стоманени хистерезисни устройства TRSH. Тяхната надеждност при използването им в строителни конструкции е оценена посредством експерименти с приложено знакопроменливо статично и динамично натоварване.

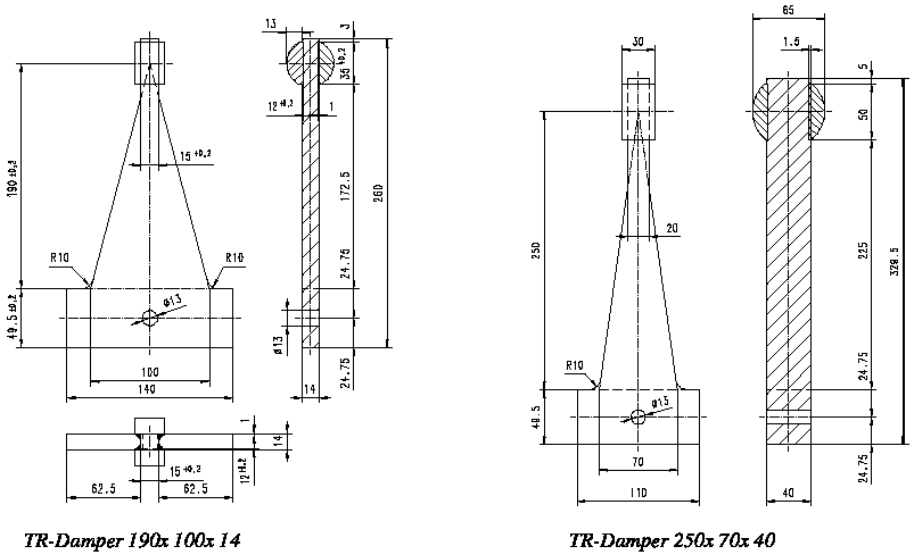
11.4.1 Знакопроменливо статично натоварване

За определяне на реагирането на TRSH устройство са изследвани образци с различна геометрия и различни класове стомана, като основните параметри на образците са описани в Таблица 11.*3*.

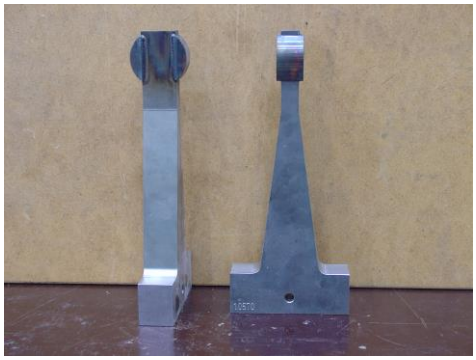
Следва да се отбележи, че образците са детайлирани с полуобла глава или с ролков лагер, с цел да се неутрализира ефектът от триенето, като на Фигура 11.*11* и Фигура 11.12.

Таблица 11.3 Размери на изследваните образци на хистерезисно TRSH устройство

TRSH #	h [mm]	b [mm]	c [mm]	t [mm]	steel ID #
7	250	70	50	40	S355J2 (1.0570), X5CrNi18-10 (1.4301) X2CrNiMoN22-5-3 (1.4462)
13	190	100	50	14	

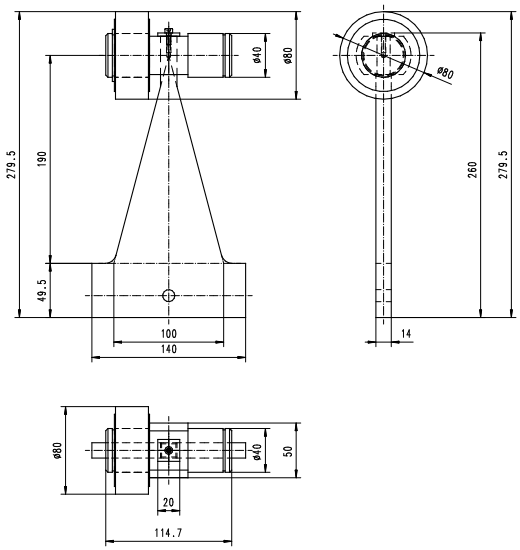


Чертеж на образец TRSH 13 (вляво) и TRSH 7 (вдясно)



b) Фотография на образец TRSH

Фигура 11.11 a)-b): Тестов образец на TRSH с полуобла глава [9]

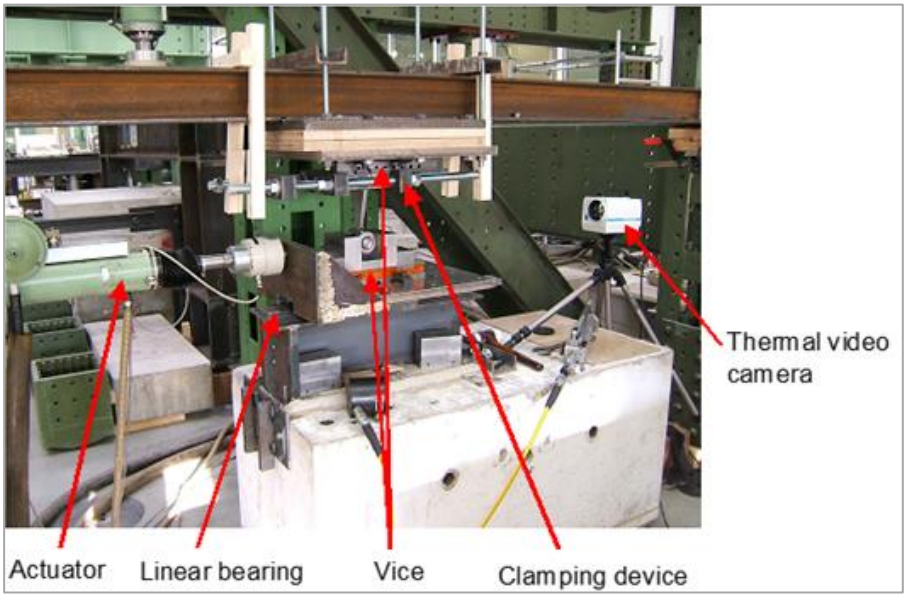


a) Чертеж на образец b) Фотография на образец TRSH

Фигура 11.12 a)-b): Тестов образец на TRSH с ролков лагер [9]

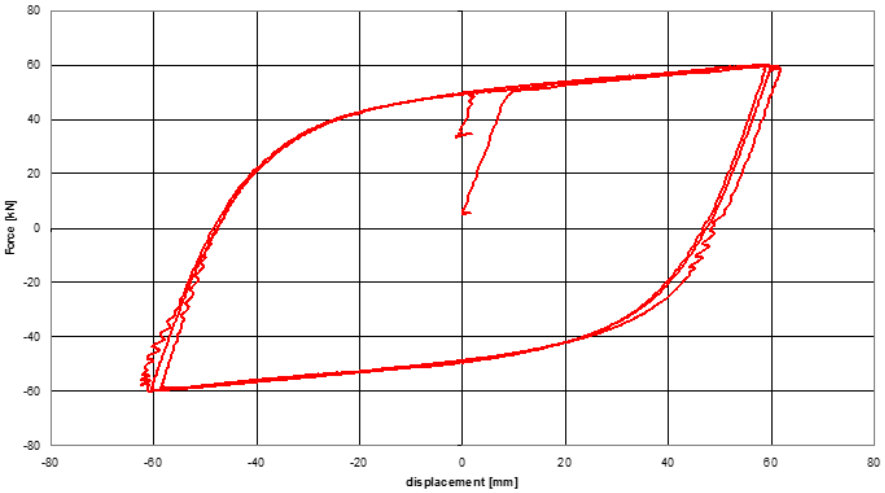
Изследванията на образците на устройството TRSH са проведени в Universitaet der Bundeswehr в Мюнхен.
На Фигура 11.13 е представена опитната постановка: TRSH е захванат от горната си страна, докато хоризонталното натоварване се предава по ролковия лагер от долната му страна чрез буталото. Полуоблата глава на устройството контактува със специална шейна, в която се осъществява завъртането. Желаното преместване се предава от буталото към шейната. Следва да се поясни, че тестваните образци на TRSH устройство са подложени на статично знакопроменливо натоварване и на динамично натоварване чрез Shaking table.

Като резултат от експеримента се записва хистерезисна примка сила – преместване. В допълнение, при изпълнение на знакопроменливо натоварване температурата на TRSH се проследява с термична камера.



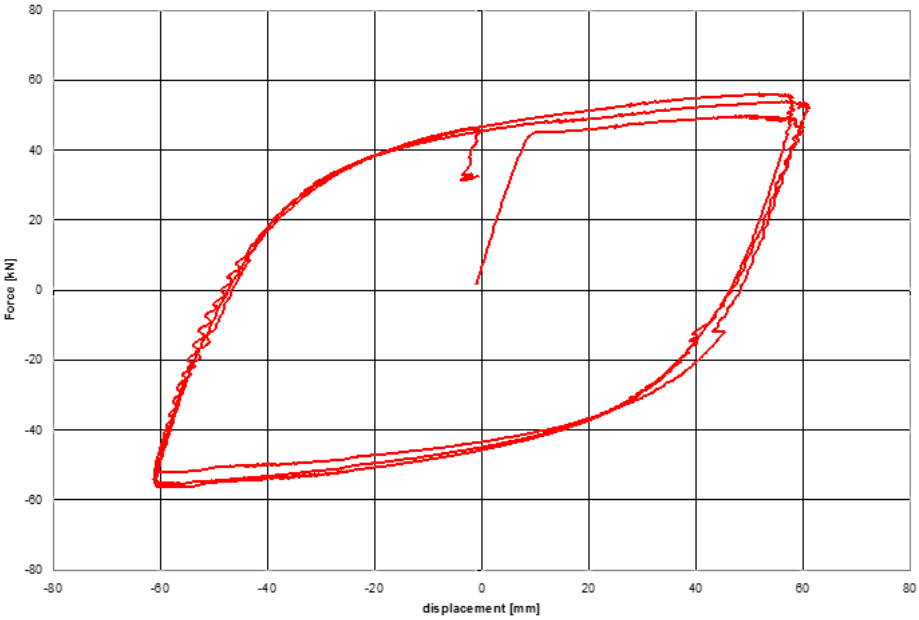
Фигура 11.13 a) –b): Експериментална постановка

На Фигура *11.14* са представени хистерезисните примки от статично знакопроменливо натоварване на образец TRSH no. 7 – 1.0570 (S355J2).



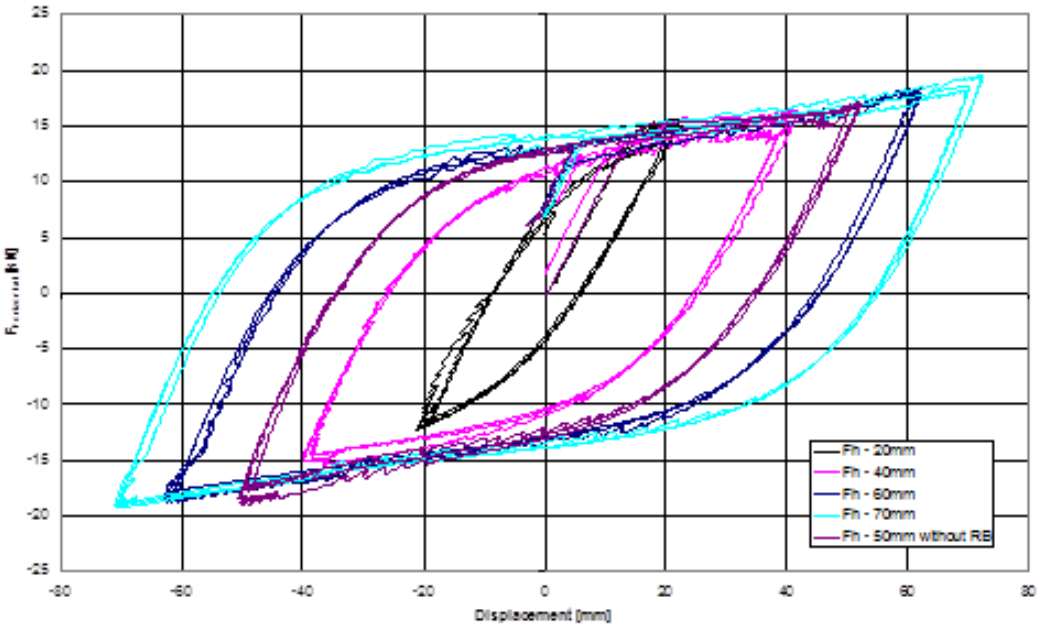
Фигура 11.14 Изследване на образец TRSH no. 7 – 1.0570 (максимално преместване 60mm) [10] при статично знакопроменливо натоварване

На Фигура *11.15* са представени хистерезисните примки от статично знакопроменливо натоварване на образец TRSH no. 7 – 1.0570 (S355J2).

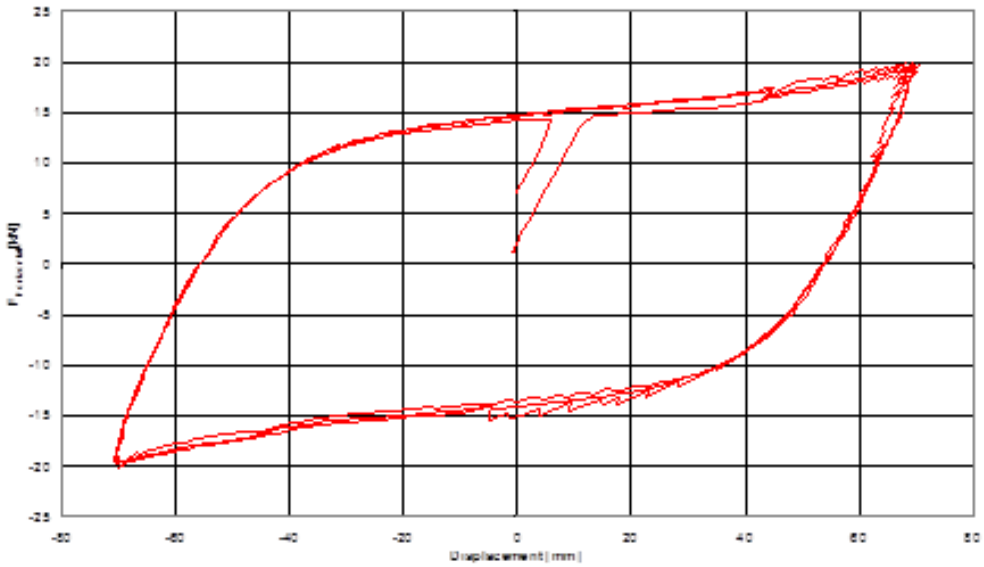


Фигура 11.15 Изследване на образец TRSH no. 7 – 1.4301 (максимално преместване 60mm) [10] при статично знакопроменливо натоварване

На Фигура 11.*16* и Фигура 11.*17* са представени хистерезисните примки от статично знакопроменливо натоварване на образец TRSH N. 13 – 1.0570 (S355J2).

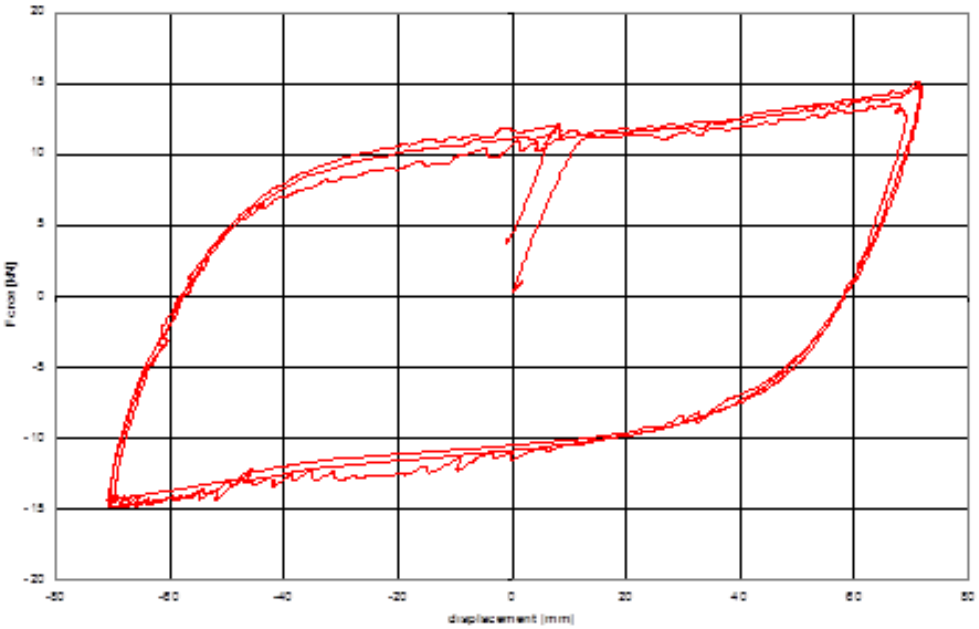


Фигура 11.16 Изследване на образец TRSH 190 – 1.0570 (максимално преместване от 20mm до 60mm) [10] при статично знакопроменливо натоварване



Фигура 11.17 Изследване на образец TRSH 190 – 1.0570 (максимално преместване от 70mm) [10] при статично знакопроменливо натоварване

На Фигура 11.*18* са представени хистерезисните примки от знакопроменливо натоварване на образец TRSH N. 13 – 1.4301 (S355J2).



Фигура 11.18 Изследване на образец TRSH 190 – 1.4301 (максимално преместване от 70mm) [10] при статично знакопроменливо натоварване

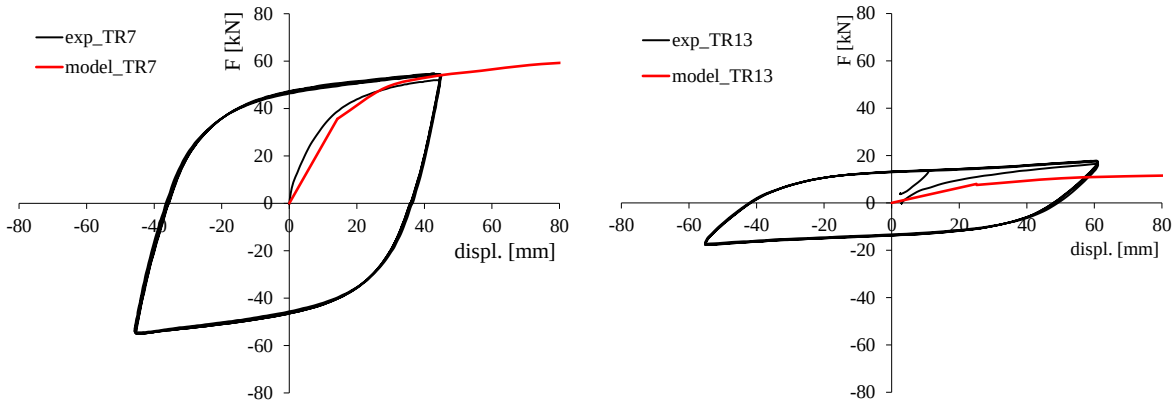
От експеримента са определени началната и тангенциалната коравина k_1 и k_2, носимоспособността в еластичен стадий F_y и съответстващото преместване s_y, носимоспособността в пластичен стадий F_u и преместването s_u за всеки от изследваните образци. Резултатите са представени в Таблица *11.4*.

Таблица 11.4 Резултати за изследваните образци на TRSH устройство [10]

Characteristic data	Elements 1.0570		Elements 1.4462		Elements 1.4301	
	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K_1 [N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K_2 [N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
F_y [N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
s_y [mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
F_u [N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
s_u [mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

Съпоставка с аналитичния метод „Scaling Factor Method“

Съпоставката на експерименталните хистерезисни примки с резултата от аналитичния метод на образци TRSH N. 7 and TRSH N. 13 е представен на Фигура 11.*19*



a) TRSH 7 с полуобла глава b) TRSH 13 с полуобла глава

Фигура 11.19 a)-b): Съпоставка на експериментални и аналитични резултати за образци на TRSH устройства от стомана S355J2

Резултатите, получени от аналитичния метод при хистерезисно устройство TRSH 7 са близки до експерименталните примки, резултат от статично знакопроменливо натоварване. Но при съпоставката на образец TRSH 13 се наблюдават отклонения между експерименталните и аналитичните резултати, което се обяснява с възможните причини за отклонения в 11.3.2.

Съпоставката на предложения аналитичен метод с експерименталните хистерезисни примки на другите използвани стомани показва големи отклонения, като се предлага корекция на аналитичния метод „Scaling Factor Method“ в бъдещ проект.

11.4.2 Динамично натоварване чрез Shaking table

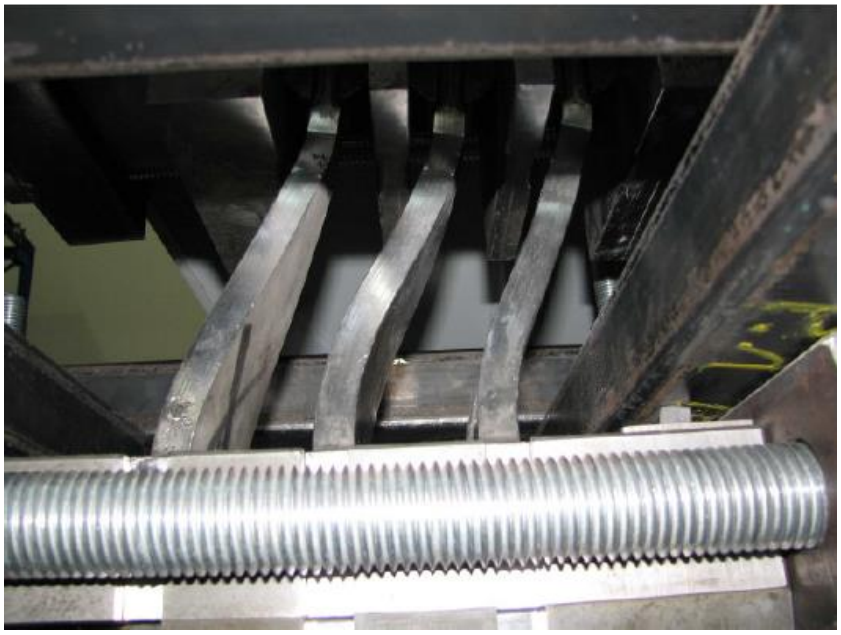
В рамките на проект LESSLOSS [1] са изследвани системи с една степен свобода, представляващи плоча с определена маса, стъпила върху тефлонови подложки. Съответно плочата, изпълняваща роля на тегло, е с ограничено хоризонтално преместване от изследвания TRSH [9]. Експерименталната постановка е показана на Фигура 11.20 и включва:

- стоманена рамка и TRSH устройство, Фигура 11.21;
- 4 тефлонови подложки, Фигура 11.22;
- TRSH устройство, съставено от 1 до 3 пластини, Фигура 11.23;
- плоча с тегло, вариращо от 12.2 до 16.4 тона;
- тестовият образец е екипиран с 4 водача, които позволяват движение само в една посока.

Фигура 11.20: Експериментална постановка

Фигура 11.21 Фрагмент от стоманената рамка с TRSH устройство

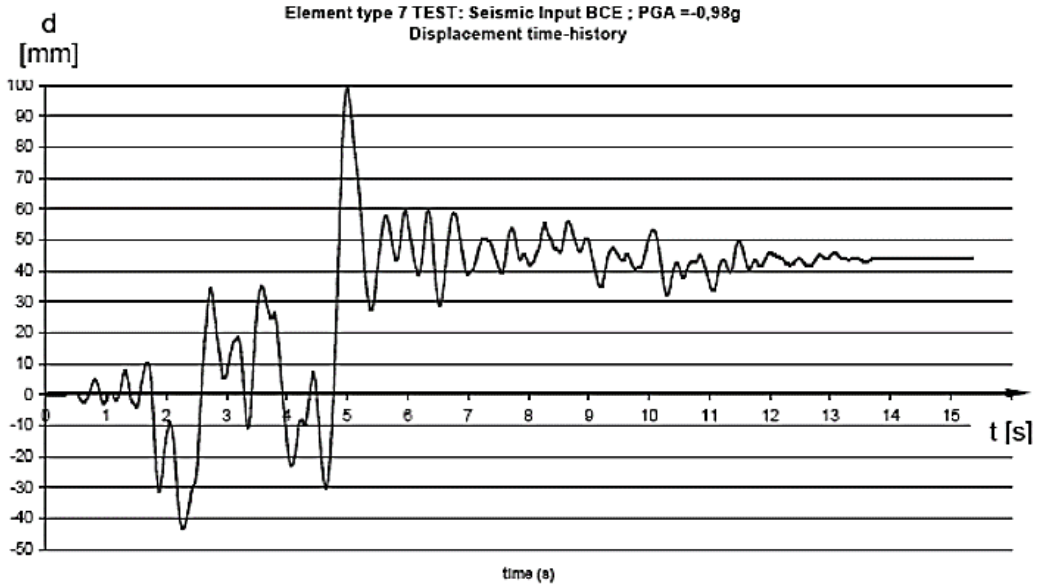
Фигура 11.22 Тефлонови подложки



Фигура 11.23 Стоманени демпфери TRSH

Изследвани са три образеца на устройства TR(7) and TR(13) от стомана S355J2. За всеки един е приложена следната процедура:

- определя се началната коравина на устройството;
- прилага се изкуствен сеизмичен сигнал, който се увеличава на стъпки с цел да се получат преместванията при различен коефициент на дуктилност (от 1 до 13);



Фигура 11.24 Динамично изследване във времето на образец TR(7), подложен на изкуствено генериран сеизмичен сигнал

Динамичното изследване посредством shaking table доказва, че устройството TRSH има стабилно и предсказуемо поведение, без повреда или съществено намаляване на тангенциална коравина, дори и при достигане на коефициент на дуктилност 13.

11.4.3 Изводи

Приложимостта на хистерезисното устройство от стомана TRSH като звено за разсейване на енергия чрез хистерезисно поведение е доказана посредством знакопроменливо статично натоварване и динамично изследване с shaking table.
Дори и при достигане на големи по стойност премествания (с коефициент на дуктилност 13), TRSH има стабилно и предсказуемо поведение.
Предложеният аналитичен метод е надежден инструмент за проектиране на TRSH устройство. Следва да се уточни, че аналитичният метод дава само приблизителни резултати. С него не се определят минимални и максимални характеристики на дисипиращото устройство по смисъла на EN 15129 [13], нужни за надеждното му приложение.
Препоръчват се допълнителни изследвания според EN 15129 [13] на стоманения демпфер TRSH преди практическото му приложение в изследваната конструкция.

11.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

11.5.1 Общи забележки

Описаната методология за оразмеряване е базирана на изискванията в EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] и EN 15129 [13].
За предварителното оразмеряване на конструкция с приложено TRSH устройство са възможни два подхода:

1. Спектрален анализ с отчитане на еластичната коравина k_1 на TRSH и използване на подходящ коефициент на поведение q.
2. Спектрален анализ с подбиране на еквивалентната коравина k_{eff} на TRSH и използване на подходящ коефициент на поведение q.
   В текущата разработка е използван първият подход.

11.5.2 Предварително оразмеряване

Приема се, че гравитационните товари се поемат от гредите и колоните, а TRSH и рамката с центрично включени V-диагонали, към която е присъединен, се оразмеряват за хоризонталното сеизмично въздействие.
Етажната хоризонтална сеизмична сила F_i се определя според EN 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 and 4.3.3.2.3)

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \tag{11.16}$$

където:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ срязваща сила в основата;

$S_a(T_1) = (\frac{1}{q}) \cdot S_{ae}(T_1)$ ординатa на изчислителен спектър, съответстваща на фундаменталния период на конструкцията;

$S_{ae}(T_1)$ еластичен спектър;

$q = 3.0$ приет коефициент на поведение;

$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ основен период на собствени трептения на конструкцията.

След като етажната сила по нива F_i е известна, се изчислява етажната срязваща сила $F_{b,i}$, като се сумират етажната хоризонтална сеизмична сила

от съответното ниво и нивата над него. Устройството TRSH се оразмерява за получената етажна срязваща сила $F_{b,i}$:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i} \tag{11.17}$$

където $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i}$ е изчислителната носимоспособност на TRSH ($F_{y,t,i}$, е носимоспособността на единична пластина, а n_i е броят на триъгълните пластини). В горната формула γ_x=1,2 е коефициент за сигурност и γ_b=1,1 е частният коефициент за устройството според EN 15129 [13].
При рамка с центрично включени V-диагонали, следва да се отбележи, че и двата диагонала (опънат и натиснат) следва да се вземат впредвид в анализа и трябва да се удовлетворят следните проверки:

$$N_{Ed,b,i} < N_{Rd,b,i}\ ^{28} \tag{11.18}$$

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \leq 2.0 \tag{11.19}$$

където $N_{Ed,b,i}$ е нормалното усилие в диагонал; $N_{Rd,b,i}$, $N_{cr,b,i}$ са съответно носимоспособността на елемента и критичната сила; $\lambda_{b,i}$ е бездименсионната стройност, която е ограничена до 2.0 за диагонали от V-връзка[29], според EN 1993-1 [11]).

11.5.3 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

<u>Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене</u>

В текущите указания, конструкцията с рамка с центрично включени V-диагонали и вложено дисипиращо TRSH устройство се моделира чрез линеен анализ, като коравината й се определя според методологията в глава 11.2. Всички конструктивни елементи следва да се проверят за сеизмична комбинация на натоварването ($G_1 + G_2 + \psi Q + E$). За определяне на сеизмичното натоварване (E) се използва спектрален анализ, при който броят форми на собствени трептения следва да е такъв, че сумата на ефективните сеизмични маси да е поне 90% от общата маса и да са отчетени всички форми, с маса надвишаваща 5%. Изчислителният спектър се дефинира при коефициент на поведение q =3.0, който е доказан с нелинеен статичен анализ (Pushover).

[28] В оригиналният текст изразът е написан по друг начин, (*бел. прев.*).
[29] В EN 1998-1-1 бездименсионната стройност се ограничава, когато диагоналът на връзката е дисипативният елемент (*бел. прев.*).

Ограничения на междуетажните премествания

Ограниченията за междуетажните премествания ограничават повредите в неконструктивните елементи и са критерий за проектирането на TRSH. Междуетажните премествания са мярка за определяне на повредите при различни нива на поведение.

Приема се, че сградата има дуктилни неконструктивни елементи и максималните междуетажни премествания трябва да изпълняват следното условие:

$$d_r \cdot \mathrm{v} \leq 0.0075 \cdot \mathrm{h} \tag{11.20}$$

където *v=0.5* е редуциращ коефициент, зависещ от класа на значимост на сградата (посочената стойност е за сгради категория I и II) и *h* е етажната височина.

Еластичните премествания, определени с изчислителен спектър се изчисляват като:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{11.21}$$

В случай, че коефициентите на носимоспособност (Ω) на дисипативните елементи са ниски, определянето на междуетажните премествания d_s с методологията горе е консервативно. По-точно определяне може да се осъществи с използването на допълнителен редукционен коефициент (q_Ω).

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e \tag{11.22}$$

Изчислителните междуетажните премествания d_r се определят като разликата от средните хоризонтални премествания на горното и долното ниво на разглежданият етаж. В зависимост от типа на неконструктивния елемент (крехък, дуктилен или закрепен така, че да не пречи на деформацията на сградата), изчислителното междуетажното преместване се съпоставя с граничната стойност от EN1998-1. Проектирането е оптимално, когато максималната стойност на d_r е близо до граничната. Тъй като изчислителните хоризонтални премествания се умножават с коефициента на поведение, то следва, че не зависят от първоначално избраната стойност на q.

Ефекти от Втори ред

Влиянието на ефектите от втори ред се контролира от коефициента на чувствителност за междуетажно преместване θ.

Коефициентът θ се определя като:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \tag{11.23}$$

където P_{tot} е общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж в изчислителната сеизмична ситуация, V_{tot} е общата сеизмична срязваща сила на етажа, d_r е изчислителното междуетажно преместване, и h_{story} е етажната височина.

Коефициентът θ може да се определи по-точно с еластичен анализ за определяне на форма на загуба на устойчивост, при който се определя α_{cr}. α_{cr} е параметър, чрез който би трябвало да се увеличи изчислителното натоварване до толкова, че да причини обща форма на загуба на устойчивост в еластичен стадий.

При определянето на α_{cr} вертикалното натоварване се приема от изчислителната сеизмична комбинация (1,0·G+0,3·φ·Q). Собствените форми, водещи до обща форма на загуба на устойчивост на сградата се използват за изчисляването на α_{cr}

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \tag{11.24}$$

където F_{cr} е критичната сила, определена при обща форма на загуба на устойчивост с еластична коравина на елементите и F_{Ed} е изчислителното вертикално натоварване от сеизмичната комбинация.

За да се отчете нелинейното поведение на конструкцията, стойността на α_{cr} се разделя на коефициента на поведение.

Тогава стойността на θ се определя по следният начин:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \tag{11.25}$$

В съответната част на EC3 [11] се допуска ефектите от II ред да не се вземат под внимание при $\theta \leq 0.10$. Ако 0.10 < θ < 0.20, ефектите от втори ред могат приблизително да се отчетат чрез умножаване на усилията от съответното сеизмично въздействие по коефициент, равен на $1/(1 - \theta)$. Ако $0.2 < \theta < 0.3$ се изисква по-точно определяне на влиянието на ефектите от II ред. Не се допуска $\theta < 0.3$.

Дисипативни елементи (TRSH устройство)

На всяко етажно ниво следва да се докаже, че сеизмичната сила $F_{Ed,i}$ при коефициент за сигурност γ_x=1,2 и частен коефициент за устройството γ_b=1,1 не надвишава изчислителната му носимоспособност $F_{Rd,t,i}$ (EN 15129, 4.1.2):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i} \tag{11.26}$$

За да се осигури хомогенно дисипативно поведение се изисква максималният коефииент на завишена носимоспособност Ω на TRSH да не се различава с повече от 25% от минималната стойност на Ω.

При тази проверка е важно да се вземат предвид горната и долната граница на изчислителните характеристики на устройството от производителя.

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \leq 1.25 \tag{11.27}$$

където $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i})/F_{Ed,i}$

Проектиране на недисипативни елементи: диагонали, колони и греди.

За да се осигури пластифициране само на дисипативните елементи TRSH, диагоналите, колоните и гредите се проектират капацитивно с увеличени усилия от сеизмичното въздействие.

$$\begin{cases} N_{\mathrm{E}d} = N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{\mathrm{E}d} = M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{\mathrm{E}d} = V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases} \tag{11.28}$$ [30]

където:

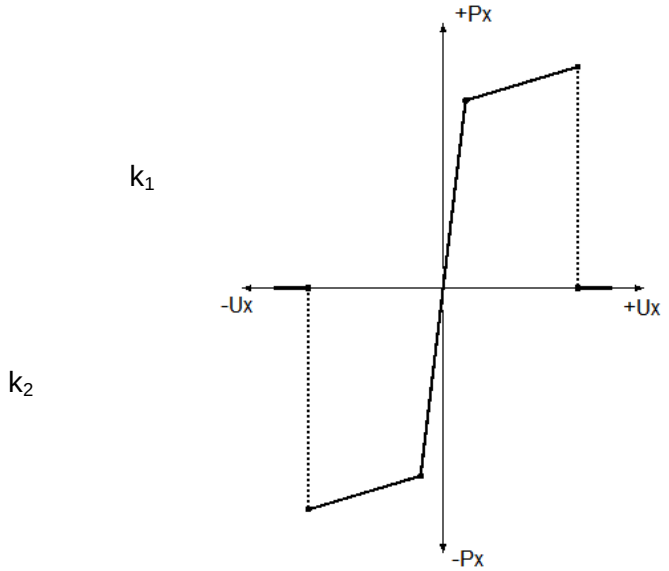
- $N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) е натисковата сила (съответно огъващият момент и срязващата сила) от несеизмични натоварвания в недисипативен елемент, включени в товарната комбинация за сеизмична изчислителна ситуация;
- $N_{Ed,\mathrm{E}}$ ($M_{Ed,\mathrm{E}}$, $V_{Ed,\mathrm{E}}$) е натисковата сила (съответно огъващият момент и срязващата сила) в недисипативен елемент от изчислително сеизмично въздействие

[30] В оригиналния текст изразът е написан по-различно, (бел. прев.).

- γ_{ov} коефициент на завишена носимоспособност ($\gamma_{ov} = 1{,}25$ за стомана клас S355);
- $\Omega = \min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$

11.5.4 Проектиране за нелинеен статичен анализ (Pushover)

Изчислителният модел, използван в еластичния анализ, следва да се допълни, за да се отчете поведението на конструктивните елементи след границата на провлачване и да се определи очакваният пластичен механизъм. Рамкови елементи с билинейно поведение са използвани за моделиране на TRSH устройството. Всички останали елементи са моделирани с еластично поведение.
Механичните характеристики на TRSH устройството се изчисляват с методологията в 11.3. Тъй като анализът е статичен, типът хистерезис на стоманения демпфер TRSH се пренебрегва (Фигура 11.*25*). Повредата на елемент се дефинира при превишение на определено гранично удължение/скъсяване.



Фигура 11.25 Зависимост сила-преместване, използвани за моделиране на TRSH устройството при нелинеен статичен анализ

11.6 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА

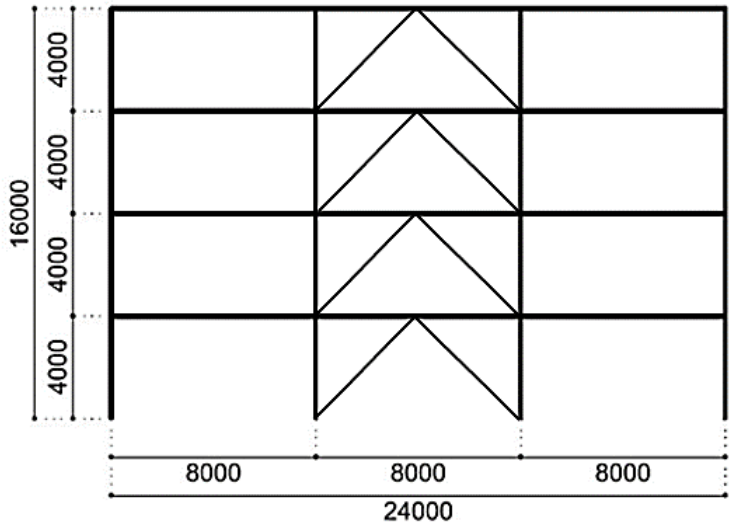
Предложените изрази, дефинирането на елементите, препоръките за проектиране и моделиране, критичните проверки и предложеният коефициент на поведение, включени в брошурата, са проверени чрез равнинен числен модел за сграда с приложени TRSH устройства чрез

използване на програмата RFEM v5.08 [14]. Първоначално системите са проектирани за гранични състояния ULS и SLS, посредством еластичен анализ. Следва прилагане на статичен нелинеен анализ (CHA), за да се изследва поведението на конструкциите в нелинейната област и да се потвърди предложеният коефициент на поведение.

11.6.1 Описание на разгледаната равнинна рамка

Геометрия

Оразмерява се равнинната рамка, представена на Фигура 11.*26*. При оразмеряването за хоризонтално натоварване се отчита товарна ивица с широчина от 8,0m.



Фигура 11.26 Равнинна рамка

Натоварване

Постоянни товари (G):

Тегло стоманена конструкция: 78.5 kN/m³

Стоманобетонна комбинирана плоча :

Тегло стоманобетон: 25.0 kN/m³

Профилирана ламарина: височина 73 mm, дебелина 1 mm

Дебелина на стоманобетонната плоча: 150 mm

Еквивалентна дебелина на стоманобетонната плоча: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75\, kN/m^2$ (с включено тегло на профилираната ламарина)

Окачен таван, повдигнат под, инсталации:

$g_{2,fl} = 0.70\, kN/m^2$ за междинните етажи

$g_{2,rf} = 1.00\, kN/m^2$ за покрив

Ограждащи стени ($1.00\,kN/m^2$):

$g_{2,per} = 4.00\,kN/m$

Експлоатационни товари (категория B):

q = 3.00 kN/m²

Леки преградни стени ($\leq 2.00\,kN/m^2$):

$q_{add} = 0.80\,kN/m^2$

Общо експлоатационно натоварване:

$q_{add} = 3.80\,kN/m^2$

Коефициент за комбиниране за квази постоянна стойност на временния товар:

ψ2 = 0.6

Сеизмично натоварване (E):

Клас на значимост: $\gamma_I = 1.0$

Референтно максимално ускорение: $a_{gR} = 0.36g$

Зимна основа тип B, Спектър на реагиране Тип 1:

$S = 1.2$, S =1.2, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.50s$, $T_D = 2.00s$

11.6.2 Предварително оразмеряване

Конструктивните елементи (колони и греди, но без да са подпрени от вертикалната връзка) са предварително оразмерени за въздействията от изчислителна комбинация ($1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q$). Колоните са приети запънати в основата, а гредите - ставни. Като резултат е получено сечение IPE450 за гредите и HEB280 за колоните, представени в Таблица 11.*5*

Таблица 11.5: Сечение на греди и колони по нива

етаж	колона	греда	клас стомана
1	HEB 280	IPE 450	S 355
2	HEB 280	IPE 450	S 355
3	HEB 280	IPE 450	S 355
4	HEB 280	IPE 450	S 355

Устройството TRSH е оразмерено предварително според 11.5.2. Етажните маси и сеизмични сили са представени в Таблица 11.*6*.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.60s$$[31]

$q = 3.0$ – коефициент на поведение на рамка с центрично включени V-диагонали и приложено TRSH устройство (т.11.6.4)

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$[32]

$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Таблица 11.6 Етажни маси и сеизмични сили

етаж	m_i [kg]	F_i [kN]	$F_{b,i}$ [kN]
1	67635	98.5	867.9
2	67635	196.9	769.5
3	67635	295.4	572.5
4 (покрив)	47595	277.2	277.2

Устройствата TRSH, приложени на всяко етажно ниво, са избрани да отговарят на изследваните прототипи в проект LESSLOSS (Таблица 11.*4*). Следва да се отбележи, че стойностите в Таблица 11.*4* са представителни, като се изисква производителят да представи минимални и максимални характеристики на TRSH устройството.

Необходимият брой пластини в дисипативното устройство се определя както следва:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

където $F_{y,LBDP,t,i}$ е долната граница на изчислителната носимоспособност на една пластина, при коефициент за сигурност γ_x=1,2 и частен коефициент за устройството γ_b=1,1 .

Тъй като на този етап долната и горната граница на носимоспособността са неизвестни, необходимият брой пластини се определя като се пренебрегнат γ_x и γ_b.

[31] В оригиналния текст T_1 е определен по-различно, (*бел. прев.*).

[32] Предвид различната стойност на T_1 е възможно $S_a(T_1)$ също да е с различна стойност, (*бел. прев.*).

В Таблица 11.7 са представени изчислителни характеристики на устройствата TRSH.

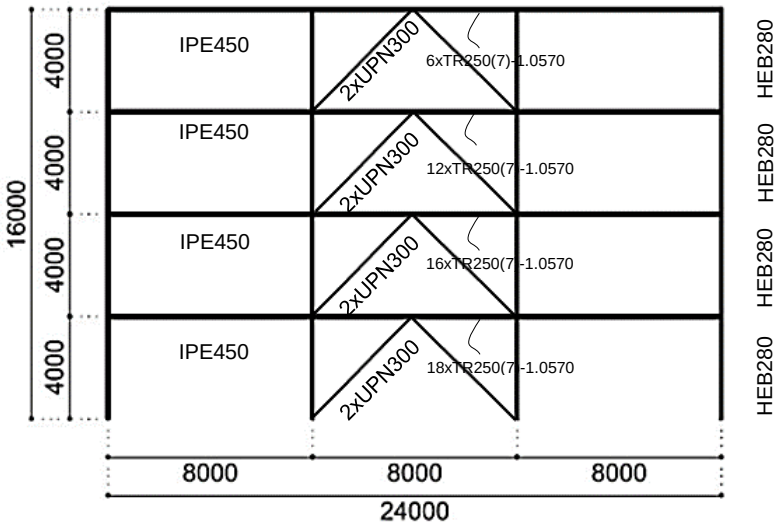
Таблица 11.7 TRSH устройства по етажи

етаж	TRSH тип	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	n° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]
1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062
2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944
3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708
4 (покрив)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354

Окончателно сеченията на диагоналите от рамката с центрично включени V-диагонали в Таблица 11.8 са подбрани да осигурят изискванията за носимоспособност и бездименсионна стройност

Таблица 11.8 Сечения на диагонали по нива

етаж	cross section	$N_{Ed,i}$ [kN]	$N_{Rd,i}$ [kN]	l_0 [m]	$N_{cr,i}$ [kN]	$\lambda_{b,i}$ [-]
1	2 UPN300	228.0	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
2	2 UPN300	202.1	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
3	2 UPN300	150.4	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
4 (покрив)	2 UPN300	72.8	2x3795	5.26	2x943.5	2.0



Фигура 11.27 Предварително получени сечения

11.6.3 Линеен еластичен анализ

Следва да се отбележи, че проектирането за сеизмичното въздействие се осъществява съгласно изискванията в част 11.5.3 и EN 1998-1-1 [11].
Дисипативните и недисипативните елементи се проектират с усилията от комбинация $(G_1 + G_2 + \psi Q + E)$.

<u>Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене</u>
Проведен е спектрален анализ като резултатите от анализа са определени само от първите три форми, понеже активират повече от 90% от масата, видно от Таблица 11.*9*.

Таблица 11.9 Коефициент за участие на масите по форми и периоди

Форма No	Период [s]	Участие на масата в[%]	Общо задействана маса [%]
1	0.613	0.811	97.0
2	0.239	0.117	
3	0.147	0.042	

<u>Ограничения за междуетажни премествания</u>
Сградата е с дуктилни неконструктивни елементи, така че максималните междуетажни премествания се ограничават до $0.0075 \cdot \mathrm{h}$ (част 11.5.3):

$$d_r \cdot \mathrm{v} \leq 0.0075 \cdot \mathrm{h} = 30\mathrm{mm}$$

Проверката е удовлетворена за всички нива, като видно от Таблица 11.*10*, полученото междуетажно преместване е по-малко от граничните 30mm.

Таблица 11.10 Междуетажни премествания

Storey level	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [mm]	8.8	19.6	29.2	37.9
$d_{e,bottom}$ [mm]	0.0	8.8	19.6	29.2
$d_r = q \cdot (d_{e,top} - d_{e,bottom})$ [mm]	26.4	32.4	28.8	26.1
$d_r \cdot \mathrm{v}$ [mm]	13.2	16.2	14.4	13.05

Ефекти от II-ри ред

Влиянието на ефектите от втори ред се проверява според препоръките в част 11.5.3.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

Резултатите са представени в Таблица 11.*11*. Тъй като коефициентът на чувствителност за междуетажно преместване θ < 0.10, ефектите от II-ри ред не е необходимо да се вземат под внимание.

Таблица 11.11 Коефициент на чувствителност за междуетажно преместване

Етаж	P_{tot} [kN]	d_r [mm]	V_{tot} [kN]	h_{story} [mm]	θ [-]
1	2107.6	26.4	484.1	4000	0.03
2	1488.2	32.4	427.7	4000	0.03
3	887.8	28.8	303.3	4000	0.02
4	272.6	26.1	145.7	4000	0.01

Дисипативни елементи - TRSH устройства

За всяко ниво е доказано, че сеизмичното въздействие $\gamma_x\ \gamma_b\ F_{Ed,i}$, на което е подложено TRSH, не надвишава изчислителната му носимоспособност, виж част 11.5.3:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

Резултатите са представени в Таблица 11.*12*.

Таблица 11.12 Оразмеряване на хистерезисните TRSH устройства

етаж	Устройство TRSH	$F_{y,t,i}$ [kN]	$F_{u,t,i}$ [kN]	n° [-]	$n \cdot F_{y,t,i}$ [kN]	$n \cdot F_{u,t,i}$ [kN]	$F_{Ed,i}$ [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i,i}$ [kN]
1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062	498.2	658
2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944	515.4	681
3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708	374.8	495
4 (покрив)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354	195.6	258

За да се получи хомогенно дисипативно поведение на всеки етаж, коефициентът на завишена носимоспособност Ω, определен за TRSH, се ограничава със следното условие:

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \leq 1.25$$

Следва да се отбележи, че минималните и максималните характеристики на устройствата са неизвестни, но при реално приложение в конструкция трябва да се вземат предвид.
Резултатите са представени в Таблица 11.*13*.

Таблица 11.13 Коефициенти на завишена носимоспособност за Хистерезисните TRSH устройства

етаж	$F_{Ed,i}$ [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω_i [-]	$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i}$ [-]
1	498.2	900	1.81	1.18
2	515.4	800	1.55	
3	374.8	600	1.60	
4	195.6	300	1.53	

<u>Недисипативни елементи: диагонали от връзка, греди и колони</u>
За да се осигури пластифициране само на TRSH устройствата, недисипитивните елементи се оразмеряват по принципите на капацитивното проектиране, като усилията от сеизмично въздействие се завишават:

$$\begin{cases} N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$ [33]

Резултатите от оразмеряването на меродавните елементи са представени в Таблица 11.*14*, Таблица 11.*15* и
Таблица 11.16.

Таблица 11.14 Оразмеряване на недисипативни елементи, подложени на нормални усилия

Тип елемент	N_{Rd} [kN]	$N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
колона - HEB280	4241.0	1233.0
греда – IPE450	n.a.	n.a.
диагонал– 2UPN300	3795.0	448.7

[33] В оригиналният текст изразът е написан по-различно, но при превода е предпочетена редакцията на Еврокод (*бел. прев.*).

Таблица 11.15 Оразмеряване на недисипитавни елементи, подложени на огъващ момент[34]

Тип елемент	M_{Rd} [kNm]	$M_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]
колона - HEB280	495.1	69.1
греда – IPE450	549.3	192.2
диагонал– 2UPN300	n.a.	n.a.

Таблица 11.16 Оразмеряване на недисипитавни елементи, подложени на срязване

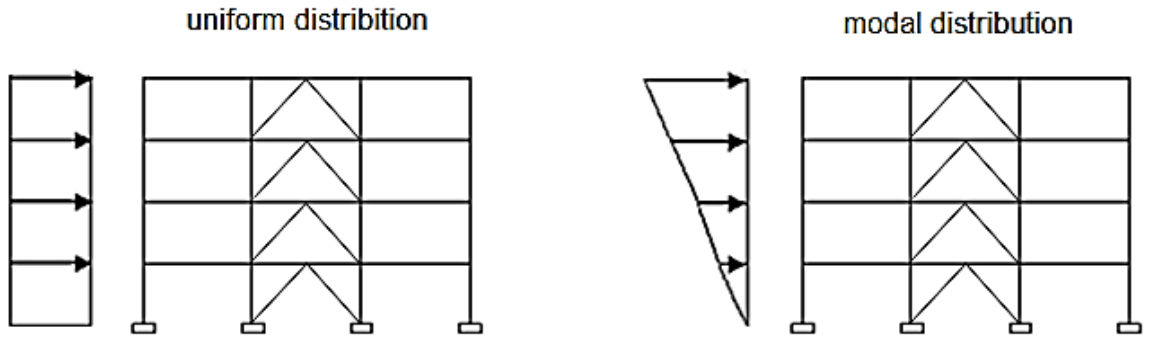
Тип елемент	V_{Rd} [kN]	$V_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]
колона - HEB280	1878.0	19.7
греда – IPE450	1034.0	96.1
диагонал– 2UPN300	n.a.	n.a.

11.6.4 Статичен нелинеен анализ

<u>Оценка на нелинейното поведение на рамката</u>

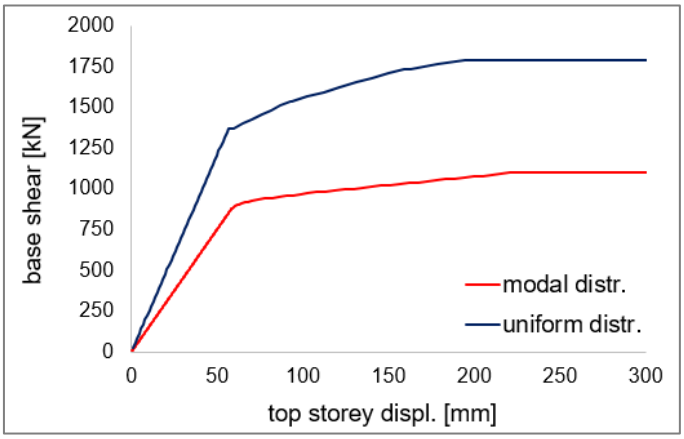
Статичният нелинеен анализ е проведен с две конфигурации на разпределението на хоризонталните сили във вертикална равнина, според изискванията на EN1998-1. TRSH устройствата са моделирани с носимоспособностите по Таблица 11.*7* и Фигура 11.*25*.

Капацитивните криви от различните разпределения на хоризонталните сили са представени на Фигура 11.*29*.



Фигура 11.28 Равномерно и модално разпределение на хоризонталните сили

[34] Оразмеряването на колоните е представено като е разделено влиянието на огъващия момент и натисковата сила. Полезно е да припомним, че постановката в Еврокод изисква отчитане на съместното деиствие на разрезните усилия (*бел. прев.*).

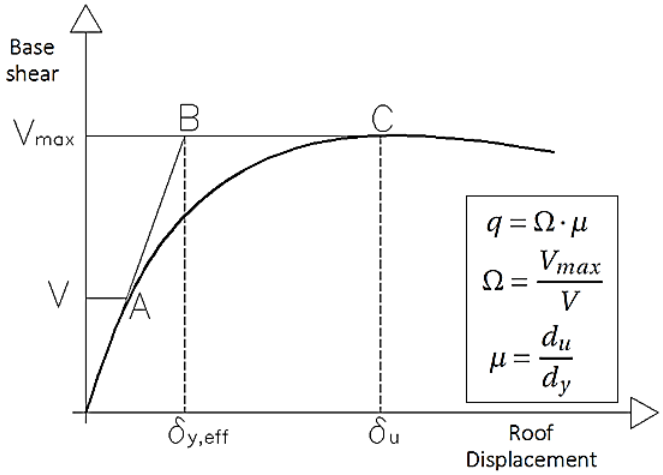


Фигура 11.29 Капацитивни криви

<u>Определяне на коефициента на поведение q</u>

За да се оцени дуктилността на конструкцията се определя коефициентът на поведение q, като това е направено според изискванията на FEMA P695 [23] на Фигура 11.30.

По тази методология коефициентът на поведение се изчислява като произведение на приноса на дуктилността q_μ и на запаса на носимоспособност Ω.



Фигура 11.30 Определяне на коефициента на поведение според FEMA 695

Получените коефициенти на поведение q при равномерно и модално разпределение на хоризонталното натоварване са представени в Таблица 11.17.

Таблица 11.17: Коефициенти на поведение при равномерно и модално разпределение на хоризонталното натоварване

разпределение	V_{max} [kN]	V [kN]	Ω [-]	d_u [mm]	$d_{y,eff}$ [mm]	μ [-]	q [-]
modal	1092	894	1.22	216	74	2.92	3.57
uniform	1792	1372	1.31	194	76	2.55	3.33

Препоръчаният коефициент на поведение q=3.0 е по-малък от получените от нелинейният статичен анализ.

11.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Представената разработка има за цел да представи устройство от стомана тип TRSH като дисипативен елемент, част рамка с центрично включени V-диагонали. Настоящата брошура доказва, че устройството е със стабилно и предсказуемо поведение, дори при премествания с висока стойност (достига се до коефициент на дуктилност 13).

Предложена е оразмерителна методология за прилагането на TRSH устройство при рамка с центрично включени V-диагонали.

Усилията от сеизмичното въздействие са определени чрез метода на хоризонталните сили и спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене. Оразмерени са всички дисипативни и недисипативни елементи.

Проведен е нелинеен статичен анализ, с който е определен коефициентът на поведение q. Предлага се допълнително изследване на поведението на конструкции с TRSH устройство при рамка с центрично включени V-диагонали, при първоначален резултат *q=3.0÷3.5.*

Трябва да се отбележи, че характеристиките на приложеното TRSH устройство са определени от изследване на образци като са приети за характеристични. За прилагането на TRSH устройството в конструкция е необходимо определянето на горна и долна граница на изчислителните характеристики според EN 15129 [13].

11.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

Иновативното триъгълно хистерезисно TRSH устройство може успешно да се приложи при рамка с центрично включени V-диагонали като се постига висока дуктилност и коравина на конструкцията, съчетана с подходяща архитектурна визия.

11.9 ЛИТЕРАТУРА

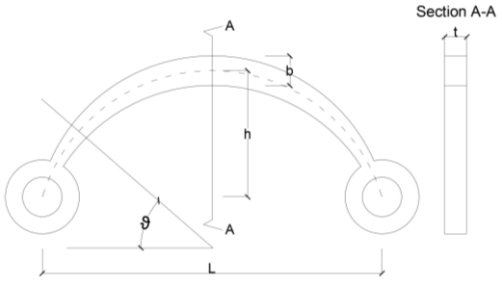
1. LESSLOSS 2007/03 – Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports.
2. Medeot, R. – Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
3. Tsai, K.C., Hong, C.P. and Su, Y.F. – Experimental study of steel triangular plate energy absorbing device for seismic-resistant structures. Report No CEER/R81-08, Center for Earthquake Engineerinf Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
4. Tsai, K.C. and Chen, H.W. – Seismic response of building structures using steel triangular plate energy dissipators. Report No CEER/R81-09, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
5. Tsai, K.C. – Steel triangular plate energy absorber for earthquake-resistant buildings. Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Mexico, Acapulco 1992. Earthquake Spectra, Vol. 9(3): 505-528, 1993(a).
6. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P. and Su, Y.F. – Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction.
7. Tsai, K.C., Li, J.W., Hong, C.P., Chen, H.W. and Su, Y.F. – Welded steel triangular plate device for seismic energy dissipation. Proceedings of the ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, California, San Francisco 1993(b).
8. Tsai, K.C., Chen, H.W, Hong, C.P., and Wang, T.F. – Steel plate energy absorbers for improved earthquake resistance. Proceedings of the ASCE Structures Congress, California, Irvine 1993(c).
9. LESSLOSS - Deliverable D36 - Analysis of shake table test SHS. 2007.
10. LESSLOSS - Deliverable D31 – Characterisation tests of SH elements. 2007.
11. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
12. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
13. EN 15129: Anti-seismic devices, Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2010.
14. RFEM 5 – Reference Manual. Dlubal.
15. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.

12 СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH)

12.1 ВЪВЕДЕНИЕ

Дисипиращите устройства от стомана представляват едно ефективно решение за подобрение на способността на конструкцията да разсейва енергията от сеизмично въздействие чрез хистерезисното им поведение. Провлачването се постига при натоварване с нормални усилия, срязване, усукване или огъване.

Сърповидното устройство (MSSH), показано на Фигура *12.1*, е разновидност на стоманените дисипиращи устройства и е първоначално разработено като демпфер за сеизмично изолирани конструкции. Сеизмичната изолация се осъществява чрез плъзгащо устройство или еластомерен лагер и затихващото устройство MSSH, показано на Фигура *12.2*.



Фигура 12.1 Дисипиращо устройство със сърповидна форма

Фигура 12.2 Дисипиращо сърповидно устройство, комбинирано с еластомерен лагер

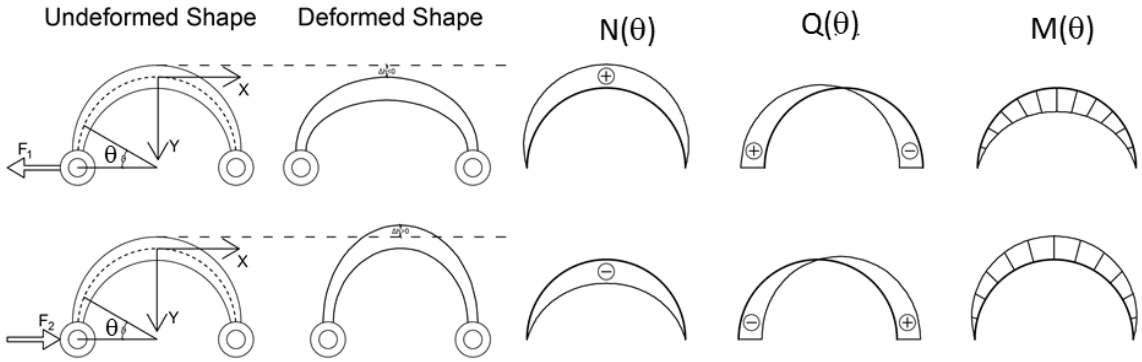
Затихващите устройства, част от сеизмична изолация, се проектират да позволяват големи премествания и да реагират с ниски стойности на усилията. В рамките на проект INNOSEIS се цели въвеждането на устройството MSSH като дисипативен елемент в рамка с центрично включени V връзки, като се препоръчат правила за проектиране на подобни конструктивни системи.

12.2 ОПИСАНИЕ НА СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH)

Схемите на Фигура *12.3* показват MSSH устройство, което първо е подложено на опън в хоризонтално направление F_1 и после е натиснато от сила F_2. Устройството е симетрично спрямо ос Y. Огъващият момент M(θ) и нормалната сила N(θ) се променят по сиусоидален закон, а срязващата сила Q(θ) – по косинусоидален.

От деформираните схеми при приложен опън/натиск в хоризонтално направление на Фигура *12.3*, може да се стигне до извода, че поведението на MSSH устройството не е симетрично при работа в пластичен стадий. В същото време, поведението му е близко до симетрично в еластичен стадий.

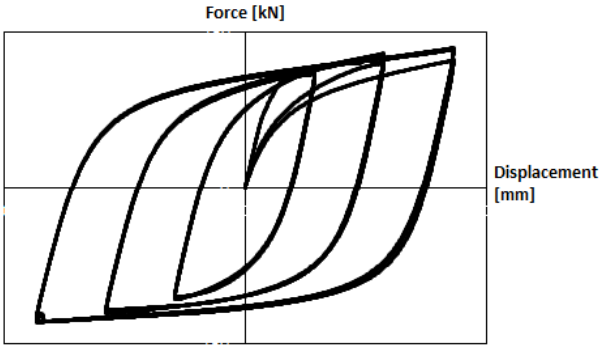
При хоризонтално приложен опън стрелката на „сърпа“ се намалява, и е необходима голяма приложна сила, за да се достигне до максимално допустимото разтваряне на устройството. При натиск се наблюдава обратното: рамото на приложната сила нараства и е необходима по-малка сила за достигане на максимално допустимото свиване на устройството.



Фигура 12.3 Недеформирана и деформирана схема, ефекти от огъване, срязване и нормални усилия на MSSH устройство, подложено на опън/натиск в хоризонтално направление

За да може MSSH устройството да достигне високи стойност на относителните деформации, без повреда в стоманата, се изисква вложеният метал да е с подходящи характеристики.

На Фигура *12.4* е представена хистерезисната примка сила-преместване на MSSH устройство, разработено и тествано като затихващ елемент при сеизмична изолация.



Фигура 12.4 Хистерезисни примки сила-преместване на MSSH устройство

Иновативната система за сеизмично осигуряване с MSSH устройство е съставена от рамка с центрично включени диагонали, като устройствата са поставени в края на всеки диагонал.

При силно сеизмично въздействие, нелинейното реагиране е ограничено само в MSSH устройствата, като така останалата част от конструкцията работи еластично.

Евентуалните ремонтни дейности са лесно изпълними, т.к. са ограничени само до MSSH устройствата. MSSH устройствата са лесни за подмяна и производство, и водят до икономически ефективно решение.

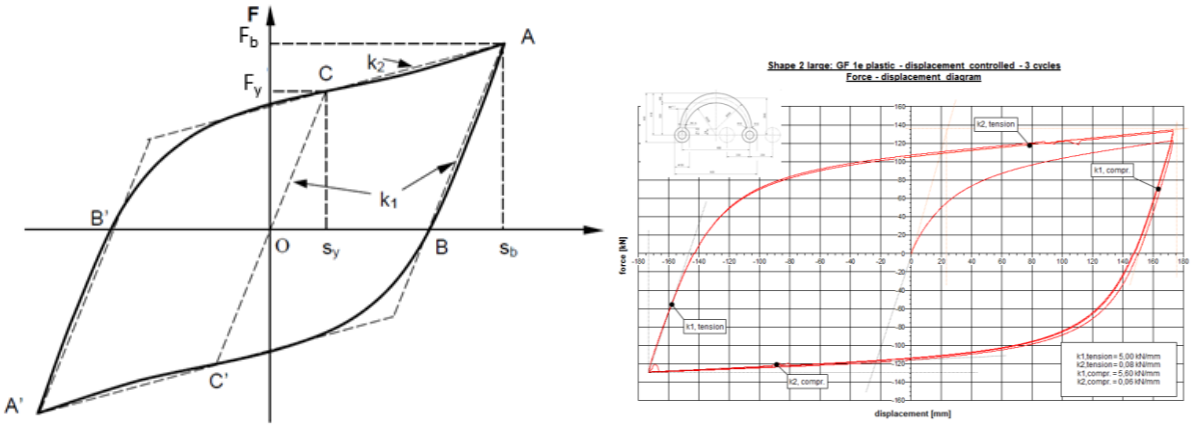
12.3 АНАЛИТИЧЕН МОДЕЛ

12.3.1 Моделиране на MSSH устройство

12.3.1.1 Билинейна зависимост сила-преместване от експериментално изследване

Реагирането на стоманен демпфер зависи от неговата геометрия и от механичните характеристики на стоманата, от която е произведен. За да се очертае точно поведението на хистерезисното устройство, е подходящо да се ползва експериментални резултати, получени съгласно EN 15129 [1].

При числените симулации често нелинейното еласто-пластично поведение на устройството се опростява до билинейно, с начална коравина K_1, тангенциална коравина K_2 и сила при прехода от еластично към еластопластично поведение F_y. Билинейна апроксимация на нелинейна хистерезисна примка е представена на Фигура *12.5*.



a) Принципна схема b) Нелинейна хистерезисна примка

Фигура 12.5 Билинейна апроксимация на нелинейна хистерезисна примка

Примката, образувана от A´B´CABC´A´ е несиметрична спрямо 0, а координатите на точки A and A´ са максималното преместване $\pm s_b$ и съответстващата му сила $\pm F_b$.

- Началната коравина k_1 е определена като наклона на AB и A´B´, където B и B´ са пресечните точки на примката с абцисата;
- Тангенциалната коравина k_2^+ и k_2^- се дефинира като наклона на AC и A´C´ където линия CC´ е образувана като пресечна с началото на координатната система и наклон k_1;
- Координатите на точка C (s_y, F_y) са преместването и силата в точката на преход между еластично и еластопластично поведение.

При опростената билинейна крива относителните деформации ε_u *се* различават по-съществено при ниски стойности на ε_u, докато при високи стойности са по-близо до експерименталните. Това не води до големи грешки при анализ, базиран на билинеен модел, т.к. сеизмичното реагиране се определя в по-голяма степен при високи стойности на ε_u.

Билинейната крива се дефинира чрез K_1, K_2 и F_y, което води до променлива коравина и съответно нелинейна задача, макар и опростена до билинейна.

12.3.2 Аналитичен метод за получаване на билинейна хистерезисна примка сила-преместване

Реагирането на демпфер от метал е функция на неговата конструктивна композиция, механичните характеристики на метала и опорните му условия. Кривата сила-преместване на демпфер, подложен на огъване, се базира на опростен модел, даващ фамилия от криви напрежение-относителни деформации.

Мащабиращите коефициенти φ and δ се базират на опростен гредови модел. Максималните относителни деформации ε_{SC} са определени при деформирана схема от еластичен модел на гредата.

Напреженията σ_{SC} са получени при предпоставката, че са константни в сечението на гредата (както при кораво пластичен материал).

Основните компоненти при билинейната апроксимация на крива сила – преместване се определят както следва:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC} \tag{12.1}$$

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right) \tag{12.2}$$

$$F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC} \tag{12.3}$$

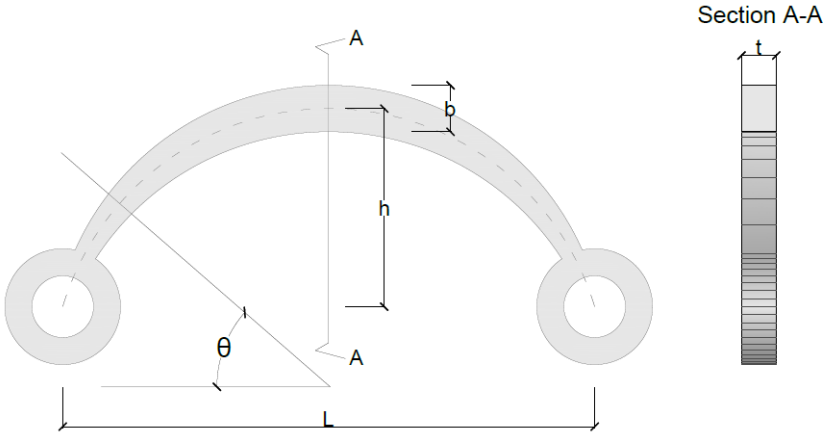
$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC} \tag{12.4}$$

$$s_y \approx k_1 \cdot F_y \tag{12.5}$$

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot (s_u - s_y) \tag{12.6}$$

В глава 12.4.4 е описано получаването на напреженията и относителните деформации.

Коефициентите φ, α и δ се определят от геометрията на MSSH устройството.



Фигура 12.6 Геометрични параметри на MSSH устройство

Геометрията на устройството се дефинира чрез размерите t, b, h, L и контура му. Очертанието му може да е параболично, елиптично или кръгово, като последното е най-просто и най-често използвано.

Коефициента φ, отчитащ носимоспособността, за правоъгълно сечение с височина b/t and рамо h се определя като:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h} \tag{12.7}$$

Коефициент $\delta(\theta)$, отчитащ деформативността, се определя по следният начин:

$$\delta(\theta) = 2 \cdot \frac{h^2}{b} \cdot 1{,}32 \cdot sin(\theta) \tag{12.8}$$

Въвежда се коефициента α, който отчита ефектите при големи премествания.

Устройството MSSH има симетрично поведение в еластичен стадий, но е с несиметрично поведение след точката на прехода. При големи премествания ефектите от втори ред не могат да се пренебрегнат, т.к. височината h се променя, а е важен параметър за MSSH устройството.

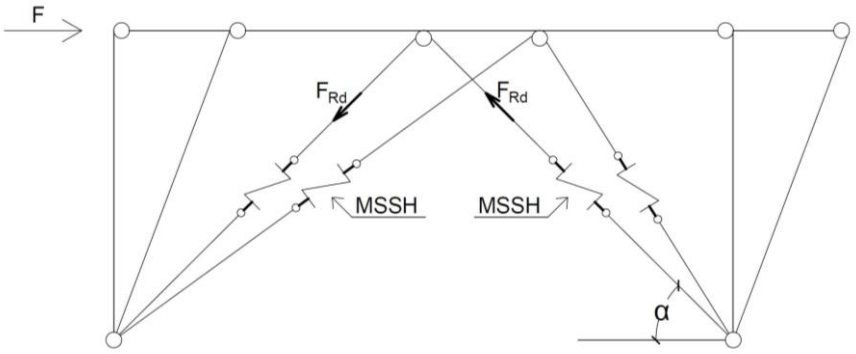
$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & \text{Опън} \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & \text{Натиск} \end{cases} \tag{12.9}$$

Аналитичният метод включва четири основни неточности:

- Отклонение от основни механични характеристики на стоманата, използвана в аналитичният модел и в реален образец;
- Краеви ефекти, за които се счита, че намаляват началната коравина с 50%;
- Изменение на примката при промяна на формата на устройството при големи деформации. Тази промяна влияе върху тангенциалната коравина и уякчаването;
- Влияние на второстепенни сили - ако примките са базирани на модел с близки размери и същите материални характеристики, като на тестваният образец, неточностите ще са силно редуцирани. Въпреки това, устройството MSSH трябва да се изследва експериментално, според EN 15129 [1], преди прилагането му в реална конструкция.

12.3.3 Моделиране при прилагане на устройство MSSH

Дисипативният елемент в конструкцията е MSSH устройството. MSSH са проектирани да пластифицират и така да разсейват сеизмичната енергия. Останалите елементи от конструкцията следва да останат еластични. В текущото изследване е разгледана само една рамка, представена на Фигура *12.7*.



Фигура 12.7 Статическа схема на рамка с центрично включени V връзки и MSSH устройство

Диагоналите на връзката са свързани с хистерезисното устройство, като нормалната сила в тях в крайно гранично състояние е равна на носимоспособността на MSSH

$$N_{Ed,Brace} = N_{Rd,MSSH} \tag{12.10}$$

Диагоналите предават на гредата неуравновесена вертикална сила, която се изчислява като се използва $N_{pl,Rd,MSSH}$ при опънатият диагонал и $0.3 \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$[35] при натиснатият. Коефициента 0.30 е предложен в EN1998-1-1 [2] и с него се определя носимоспособността на натиснатият диагонал от връзката.

$$V_{Ed,Beam} = 0{,}7 N_{Rd,MSSH} \sin(\alpha) \tag{12.11}$$ [36]

Усилието в базите от сеизмично въздействие при едноетажна рамка може да се определи както следва:

$$N_{Ed,base} = \frac{Fh}{L} = N_{Rd,MSSH} \sin(\alpha) \tag{12.12}$$ [37]

Означенията са:

- h е етажната височина;
- L е разстоянието между колоните;
- F е приложената хоризонтална сила, Фигура *12.7*;
- α е ъгъла на диагоналите от връзката спрямо хоризонта, Фигура *12.7*.

[35] Цитираното изискване от EN 1998-1 се отнася за дисипативни диагонали от Λ или V връзка, което е по различно от разглежданият случай (*бел. прев.*).
[36] В оригиналния текст изразът е по-различен (*бел. прев.*).
[37] В оригиналния текст изразът е по-различен (*бел. прев.*).

12.4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛНИ ИЗСЛЕДВАНИЯ НА СЪРПОВИДНО СТОМАНЕНО ХИСТЕРЕЗИСНО УСТРОЙСТВО (MSSH)

12.4.1 Основни бележки

Устройството MSSH разсейва енергия по следния начин:

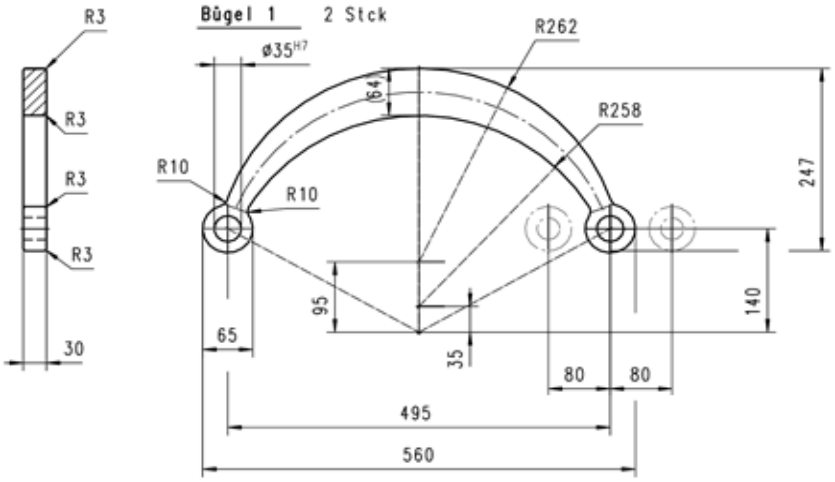
- Чрез пластифициране на стоманата при високи относителни деформации;
- Чрез трансформация на енергията от преместването в деформационна и термична.

MSSH устройство, оформено като сърп, е представено на Фигура 12.8 и Фигура 12.9. Това устройство провлачва основно от огъване. Следва да се отбележи, че огъването е често срещан способ за пластифициране на хистерезисен елемент, прилаган в затихващи устройства.

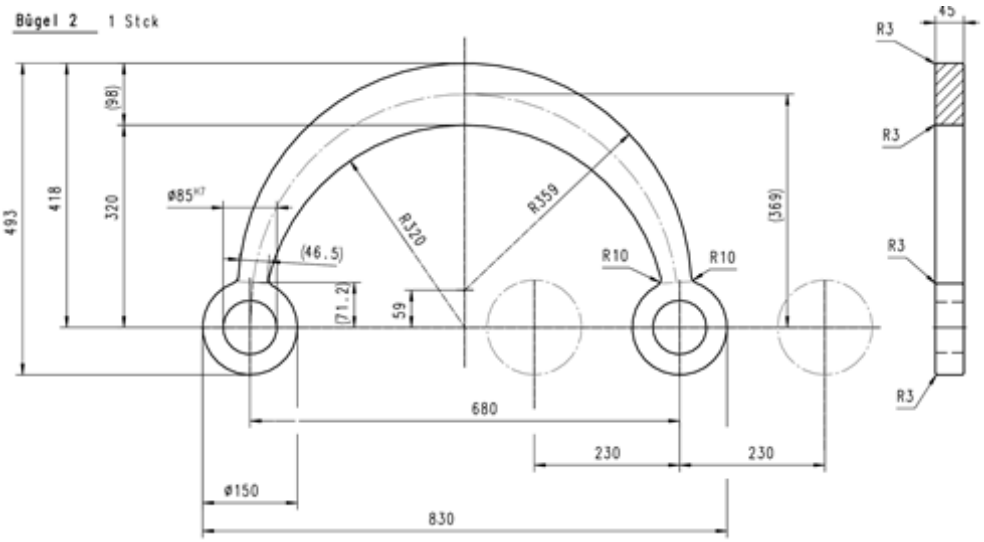
12.4.2 Образец и натоварване

Два различни тестови образци (виж Фигура 12.8 и Фигура 12.9) от стомана S355J2+N са подложени на статично знакопроменливо натоварване.

Товарният протокол е представен в Таблица *12.1*.



Фигура 12.8 Образец на устройство MSSH: „Small“



Фигура 12.9 Образец на устройство MSSH: „Large“

Таблица 12.1 Протокол за натоварване на MSSH устройството

Брой цикли	Образец на MSSH устройство “Small”		Образец на MSSH устройство “Large”	
	Амплитуда [mm]	Скорост [mm/s]	Амплитуда [mm]	Скорост [mm/s]
3	± 3	4		
	± 5		± 15	10
	± 20	10	± 60	
	± 40		± 115	25
	± 60		± 175	
9	± 80		± 230	

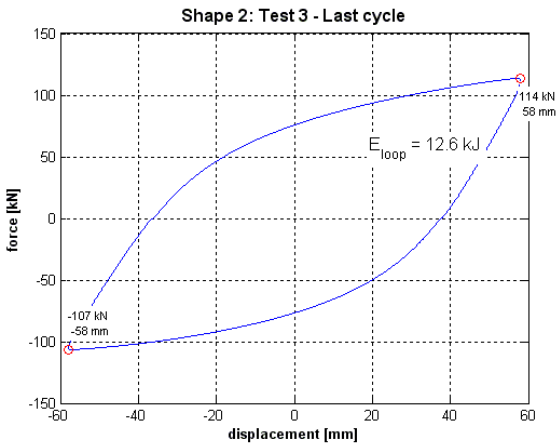
Експерименталното изследване на MSSH на Фигура *12.10* е проведено със серво-хидравлична машина, в Materials Testing Institute for Civil Engineering при Technical University Munich.

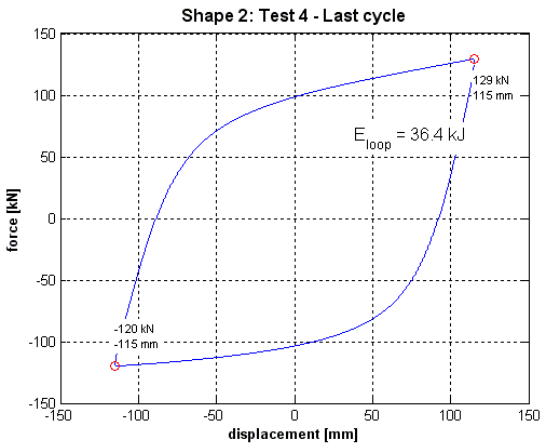
a) Образец „Large“ b) Образци „Large“ и „Small“

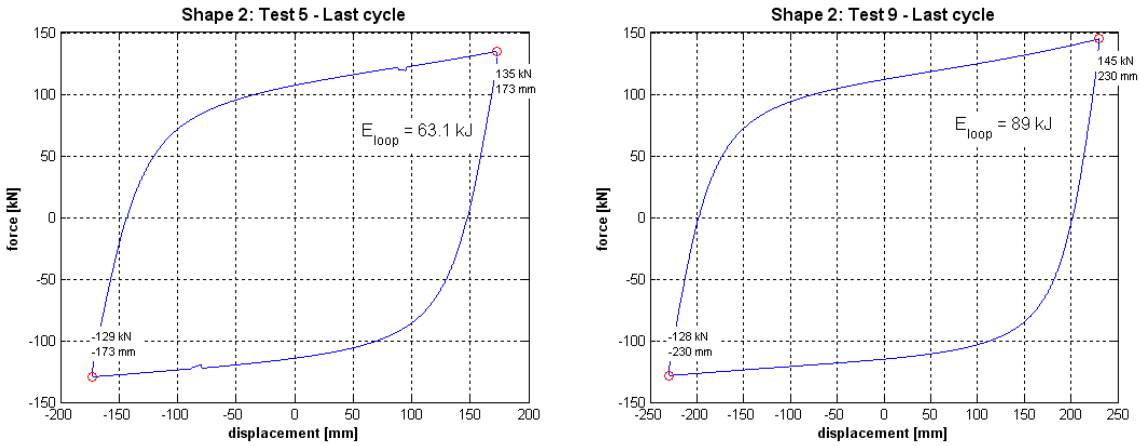
Фигура 12.10 Изследвани MSSH устройства

12.4.3 Експериментални резултати

Резултатите от изследването показват стабилно хистерезисно поведение и висока тангенциална коравина (Фигура *12.11*), което доказва адекватно сеизмично поведение.



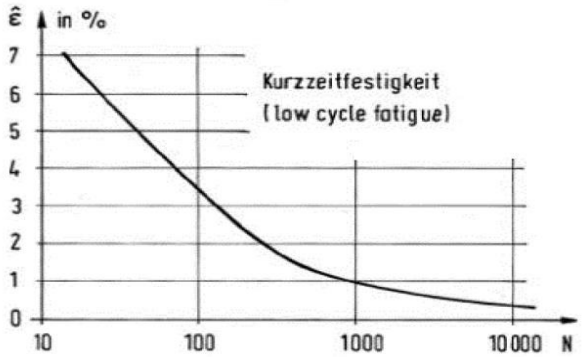




Фигура 12.11 Експериментални хистерезисна примка на 3-ти цикъл на MSSH устройство "Large"

Основно изискване за стоманеното затихващо устройство е да запази дуктилното си поведение при силно сеизмично въздействие, без повреда от ниско циклична умора или крехко разрушение. От Фигура *12.12* е видно, че нисковъглеродната стомана понася високи пластични деформации, при определен брой цикли. Затова пластичните деформации следва да са известни и чрез тях да се провери надеждността и функционалността на устройството с отчитане на дълготрайността при нискоциклична умора.

За да се провери влиянието на натоварването върху MSSH устройството следва да се проведе динамичен анализ във времето, с естествени или изкуствени акселерограми.

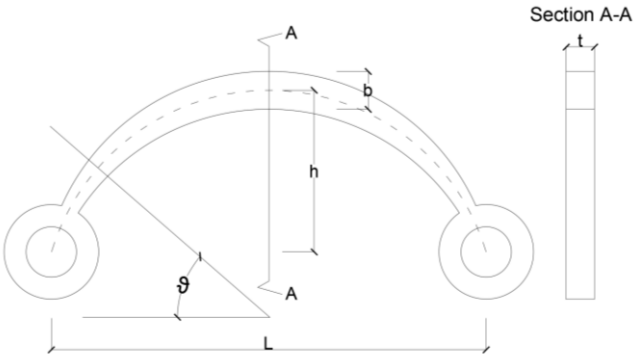


Фигура 12.12 Крива за якост на нискоциклична умора, като по вертикала е амплитудата на относителните деформации, а по хоризонтала е броя цикли до повреда

12.4.4 Аналитично определяне на характеристиките на MSSH устройство

Експерименталните хистерезисни примки на MSSH образците "small" и "large" са използвани за получаването на криви напрежение – относителни деформации (Фигура 12.13 и Фигура *12.14*), използвайки коефициентите α, δ и φ, дефинирани в 12.3.2. В Таблица *12.2* и Таблица *12.3* са представени еластичният

и тангенциалният модул, напрежението и относителната деформация при провлачване.



Коефициент, отчитащ ефектите при големи премествания

- при опън

$$\alpha = \frac{+1}{|s|(2h - s)}$$

- При натиск

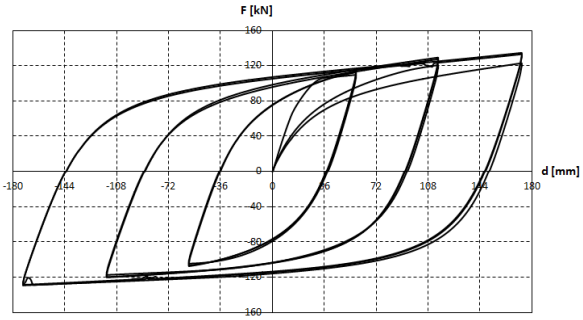
$$\alpha = \frac{-1}{|s|(2h - s)}$$

Коефициент, отчитащ влиянието на носимоспособността

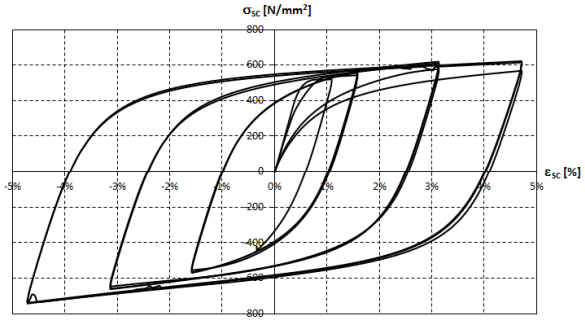
$$\varphi = \frac{t \cdot b^2}{6 \cdot h}$$

Коефициент, отчитащ влиянието на преместванията

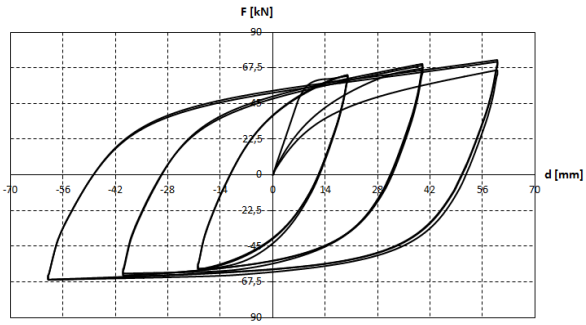
$$\delta(\theta) = 2{,}64\frac{h^2}{b} \cdot sin(\theta)$$



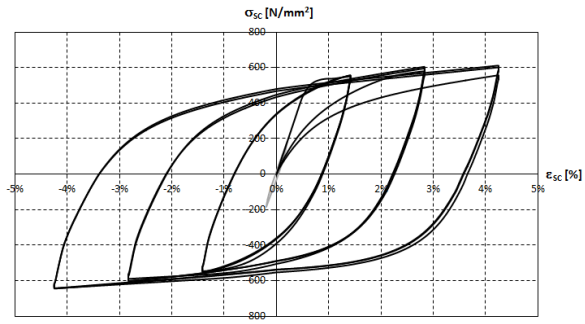
a) Примки сила-преместване за MSSH “large”



b) Примки напрежение - относителни деформации за MSSH “large”

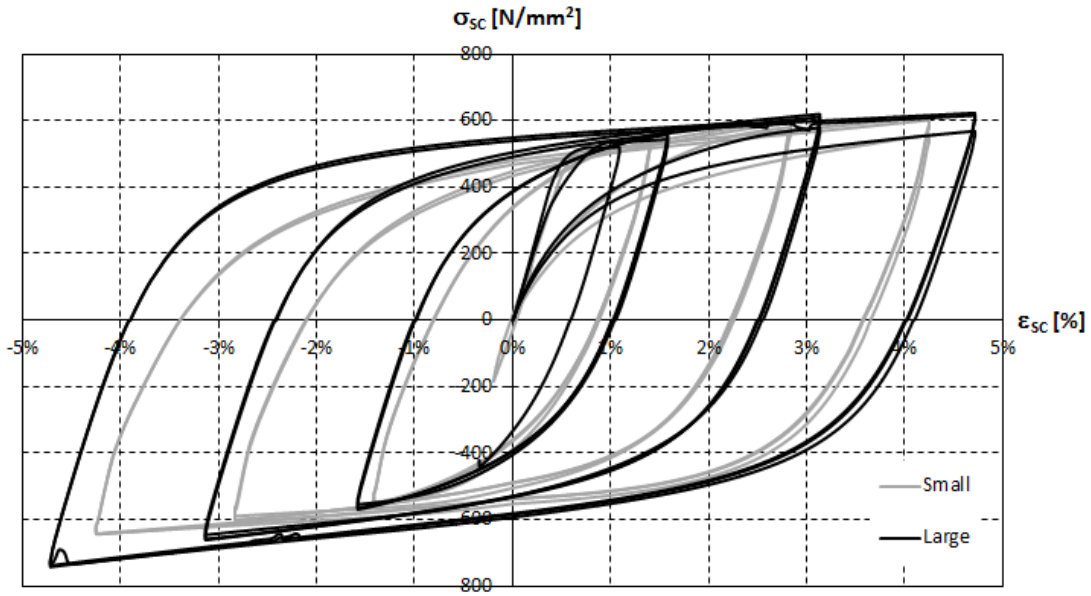


c) Примки сила-преместване за MSSH „small“



d) Примки напрежение - относителни деформации за MSSH „small“

Фигура 12.13 Хистерезисни примки сила-преместване и съответните им напрежение-относителни деформации за изследваните устройства



Фигура 12.14 Примки напрежение-относителни деформации за изследваните устройства

Таблица 12.2 Модул на еластичност, напрежение и относителни деформации при амплитуда на относителните деформации до 9% в сечение А

Сечение А (θ = 90°; ε_{min})					
ε_{SC} [%]	$E_{1,SC}$ [N/mm^2]	$E_{2,Sc}^{+}$ [N/mm^2]	$E_{2,SC}^{-}$ [N/mm^2]	$\sigma_{y,SC}$ [N/mm^2]	$\varepsilon_{y,SC}$ [%]
1	103667	25769	17201	394	0,38
2		8740	7039	436	0,42
3		4643	4174	477	0,46
4		2964	2881	519	0,50
5		2093	2161	560	0,54
6		1575	1708	602	0,58
7		1238	1400	643	0,62
8		1005	1179	685	0,66
9		837	1013	727	0,70

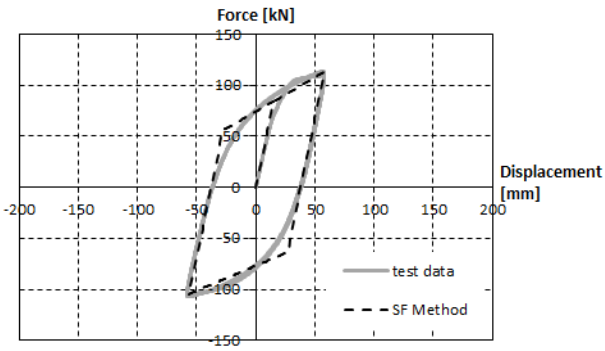
Таблица 12.3 Модул на еластичност, напрежение и относителни деформации при амплитуда на относителните деформации до 9% в сечение B

Сечение B ($\theta = \theta_0$; m_{ix})					
ε_{SC} [%]	$E_{1,SC}$ [N/mm^2]	$E_{2,SC}^+$ [N/mm^2]	E_2^- [N/mm^2]	$\sigma_{y,SC}$ [N/mm^2]	$\varepsilon_{y,SC}$ [%]
1	44527	32738	18110	316	0,71
2		11095	7406	334	0,75
3		5892	4390	352	0,79
4		3760	3029	370	0,83
5		2654	2271	388	0,87
6		1997	1795	405	0,91
7		1570	1471	423	0,95
8		1274	1239	441	0,99
9		1060	1064	459	1,03

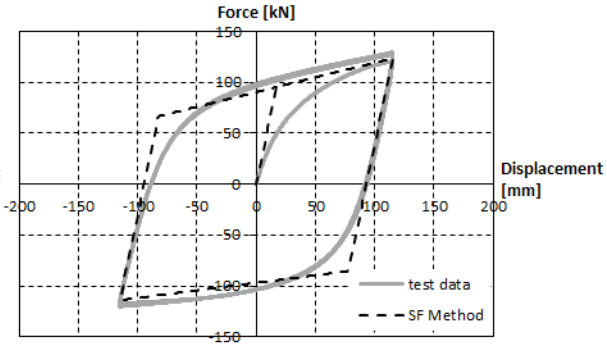
Диаграмите сила-преместване от експеримента и тези, получени с аналитичният метод, са представени на

Фигура 12.15 и

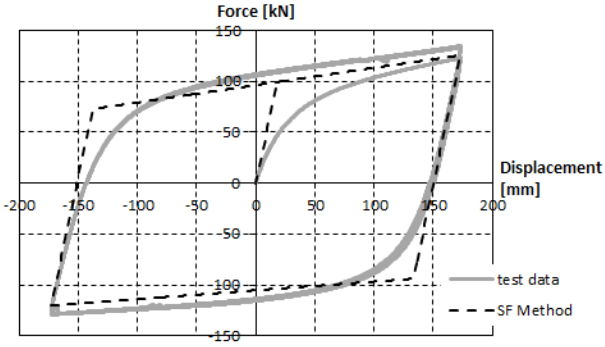
Фигура 12.16.



a) s_{ub}=60mm



b) s_{ub}=115mm

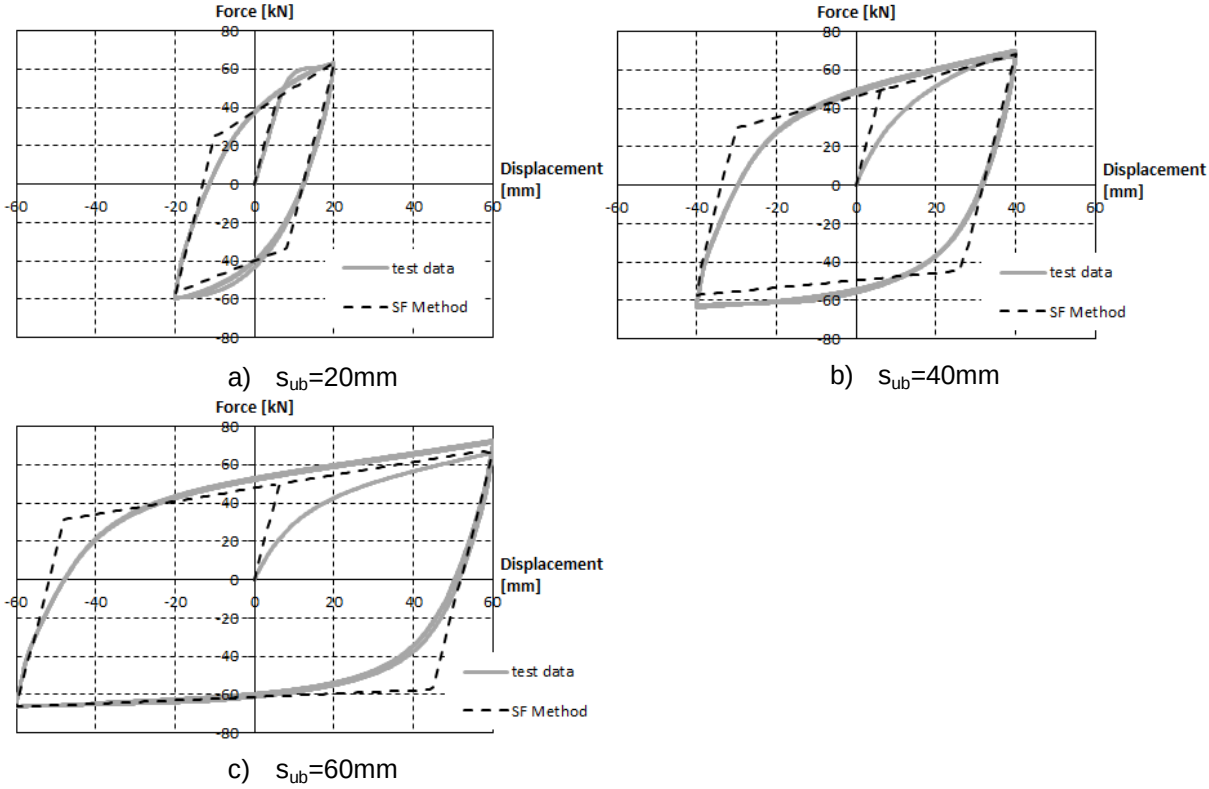


c) s_{ub}=175mm

Фигура 12.15 Съпоставка на експериментална и аналитична крива сила-преместване на образец MSSH „large“

Стойностите, посочени в Таблица *12.2* и Таблица *12.3*, могат да се използват за предварително оразмеряване на MSSH устройства, с близки характеристики на стоманата и същите опорни условия.

Оразмеряването с аналитичният метод (Scaling Factor Method) не позволява точно описване на поведението на устройството, затова при прилагането на MSSH в конструкция се препоръчва експериментално изследване по EN 15129 [1].



Фигура 12.16 Съпоставка на ексериментална и аналитична крива сила-преместване на образец MSSH „small“

12.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

12.5.1 Общи забележки

При прилагането на MSSH като целево дисипиращо устройство в сеизмично изолирани конструкции се изисква MSSH да има ниска коравина, за да може собственият период на конструкцията да бъде висок. В текущата разработка MSSH се присъединява в диагоналите при рамка с центрично включени V връзки.

При прилагането му във вертикална връзка, MSSH трябва да пластифицира при по-ниски стойности на преместванията, за да може изискванията за междуетажните премествания да бъдат удовлетворени и да се осигури еластично поведение на останалите конструктивни елементи при проектното въздействие.

За да се увеличи носимоспособността и коравината на устройството, се налага промяна на геометрията на MSSH от част 12.4, като се добавят допълнителни пластини.

Тези промени подобряват механичните характеристики на MSSH устройството, но без да намаляват неговата дуктилност и да редуцират дисипираната енергия. При наличието на повече пластини в устройството се променя формата на хистерезисната примка, като преместванията се намаляват и носимоспособността се увеличава.

Изводите от аналитичното и численото изследване са обобщени в указанията за проектиране, като предложената методология е базирана на EN 1993-1-1, EN 1998-1-1 [2] и EN15129 [1]. Някои части от EN 1998-1-1 са подходящо пренаредени за да улесняват проектирането на MSSH устройството.

12.5.2 Предварително оразмеряване на MSSH устройство

MSSH устройството е включено в диагоналите на рамка с центрично включена V връзка и изпълнява функциите на дисипативния елемент. Приема се, че вертикалната връзка с MSSH устройството поема цялата хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{1}{4cos(\alpha)}$$ [38] (12.13)

където:

- F_i е хоризонталната срязваща сила на етаж i, определена според EN1998-1-1, част 4.3.3.2.3 [2];
- 4 е броят на устройствата MSSH на всеки етаж (в едно направление);
- α е наклона на диагонал, спрямо хоризонта (45° в случая).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \geq \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$ (12.14)

γ_x=1,2 в коефициента за сигурностis , а γ_b=1,1 е коефициента за устройството по EN 15129 [13].

[38] В оригиналния текст изразът е по-различен, (*бел. прев.*)

12.5.3 Проектиране чрез линеен еластичен анализ

Правилата за проектиране предписват MSSH устройството да провлачи преди недисипативните конструктивни елементи. Прието е, че MSSH устройството, приложено в конструкция, ще разсея енергията от въздействието чрез еластопластично поведение. Предлага се следната изчислителна методология:

1) Моделиране

В еластичен модел MSSH устройство може да се симулира с линейна пружинна константа, приложена в диагонала на връзката. Следва да се отбележи, че диагоналите на връзката се проектират със завишени усилия, за да може да работят еластично при пластифициране на MSSH.

2) Анализ

В направеният еластичен модел всички конструктивни елементи се оразмеряват за въздействията при крайно и експлоатационно гранично състояние от гравитачни товари.

Общоприетият метод за изчисляване на усилията от сеизмично въздействие е спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене. Броят форми на собствени трептения следва да е такъв, че сумата на ефективните сеизмични маси да е поне 90% от общата маса и са отчетени всички форми, с активирана маса над 5%.

Изчислителния спектър се дефинира при коефициент на поведение q =3.0, който е доказан с нелинеен статичен анализ (Pushover).

3) Ограничения на междуетажните премествания

Ограниченията на междуетажните премествания лимитират повредите в неконструктивните елементи и са критерий за проектирането на MSSH.

Еластичните премествания, определени с изчислителен спектър се изчисляват като:

$$d_s = q \cdot d_e \tag{12.15}$$

Изчислителните междуетажните премествания d_r се определят като разликата от средните хоризонтални премествания на горното и долното ниво на разглежданият етаж. В зависимост от типа на неконструктивният елемент (крехък, дуктилен или закрепен така, че да не пречи на деформацията на сградата), изчислителното междуетажно преместване се съпоставя с граничната стойност от EN1998-1. Проектирането е оптимално, когато максималната стойност на d_r е близо до граничната. Тъй като

изчислителните хоризонтални премествания се умножават с коефициента на поведение, то те не зависят от първоначално избраната стойност на q.

4) Ефекти от Втори ред

Влиянието на ефектите от втори ред се оценява чрез коефициента на чувствителност за междуетажно преместване θ.

Коефициента θ се определя според EN1998-1-1 като:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}} \tag{12.16}$$

където P_{tot} е общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж в изчислителната сеизмична ситуация, V_{tot} е общата сеизмична срязваща сила на етажа, d_r е изчислителното междуетажно преместване, и h_{story} е етажната височина.

Коефициентът θ може да се определи по-точно с еластичен анализ за определяне на форма на загуба на устойчивост, при който се определя α_{cr}. α_{cr} е параметър, чрез който би трябвало да се увеличи изчислителното натоварване дотолкова, че да причини обща форма на загуба на устойчивост в еластичен стадий.

При определянето на α_{cr} вертикалното натоварване се приема от изчислителната сеизмична комбинация (1,0·G+0,3·φ·Q). Собствените форми, водещи до обща форма на загуба на устойчивост на сградата се използват за изчисляването на α_{cr}

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \tag{12.17}$$

където F_{cr} е критичната сила, определена при обща форма на загуба на устойчивост с еластична коравина на елементите и F_{Ed} е изчислителното вертикално натоварване от сеизмичната комбинация.

За да се отчете нелинейното поведение на конструкцията, стойността на α_{cr} се разделя на коефициента на поведение.

Тогава стойността на θ се определя по следният начин:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}} \tag{12.18}$$

В съответната част на ЕС3 се допуска ефектите от II ред да не се вземат под внимание при $\theta \leq 0.10$. Ако 0.10 < θ < 0.20, ефектите от втори ред могат приблизително да се отчетат чрез умножаване на усилията от съответното сеизмично въздействие по коефициент, равен на $1/(1 - \theta)$. Ако

0.2 < θ < 0.3 се изисква по-точно определяне на влиянието на ефектите от II ред. Не се допуска *θ > 0.3*.

5) Дисипативно устройство MSSH и диагонали на връзката

MSSH устройството и връзките следва да се оразмерят с усилията от сеизмичното въздействие и да отговарят на следните условия:

f) Стройност

В рамки с центрично включени V връзки бездименсионната стройност се ограничава до 2.0

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \tag{12.19}$$

g) Нормална сила

Диагоналите на връзката са недисипативни елементи и като такива се оразмеряват с увеличени стойности на сеизмичните усилия, за да позволят пластифициране на дисипативните MSSH.

Носимоспособността на диагоналите следва да удовлетворява следното изискване:

$$N_{Pl,Rd,brace} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \tag{12.20}$$

където:

- γ_{ov} е коефициент на завишена носимоспособност ($\gamma_{ov} = 1{,}25$ за стомана клас S355);
- $N_{pl,Rd,MSSH}$ е носимоспособността на MSSH устройството.

h) Хомогенно дисипативно поведение

За да се осигури хомогенно дисипативно поведение, се изисква максималната завишена носимоспособност Ω на TRSH да не се различава с повече от 25% от минималната стойност на Ω.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \leq 1.25 \tag{12.21}$$

6) Недисипативни елементи (колони)

Недисипативните елементи: колони, греди и техните възли, следва да са оразмерят по принципите на капацитивното проектиране, като усилията от сеизмично въздействие се завишат за да се позволи MSSH да пластифицират.

g) Носимоспособността на колоните следва да се провери за следното изискване:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \tag{12.22}$$

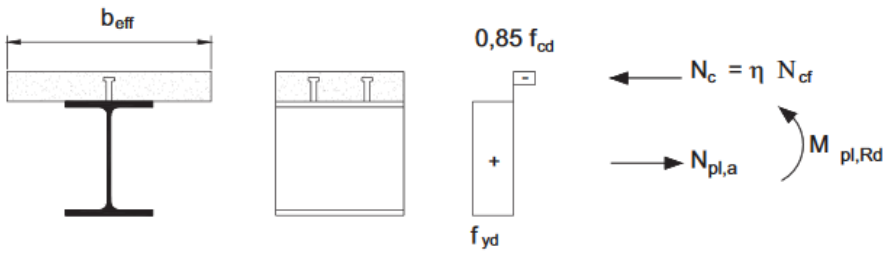
където:

- $N_{pl,Rd(MEd)}$ е носимоспособността на колоната на нецентричен натиск

- $N_{Ed,G}$ е нормалната сила в колоната или в гредата от гравитачни товари, участващи в сеизмичната комбинация
- $N_{Ed,E}$ е нормалната сила в гредата или в колоната от сеизмично въздействие
- γ_{ov} е коефициент на завишена носимоспособност, γ_{ov} =1,25 за стомана клас S355
- Ω е минималната стойност $\Omega_i = N_{Pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ на всички MSSH устройства, като
- $N_{pl,Rd,i}$ е носимоспособността на MSSH устройство i;
- $N_{Ed,i}$ е нормалната сила в MSSH устройство от сеизмично натоварване

7) Недисипативни елементи (греди):

Гредите са решени като комбинирани стомано-стоманобетонни греди. Носимоспособност на гредата на огъване се определя според Фигура *12.17*.



Фигура 12.17 Прието разпределение на пластичните относителни деформации в крайно гранично състояние за определяне на $M_{pl,Rd}$

Гредата, в която се включва V връзката, се оразмерява за небалансирана вертикална сила, която се получава при загуба на устойчивост на натиснатият диагонал.

Неуравновесената вертикална сила V_{Ed} се определя от носимоспособността на връзката на опън $N_{pl,Rd,MSSH}$ и носимоспособността на натиск $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd,MSSH}$:

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot (1 - \gamma_{pb}) \cdot \sin(a)$$ [39] (12.23)

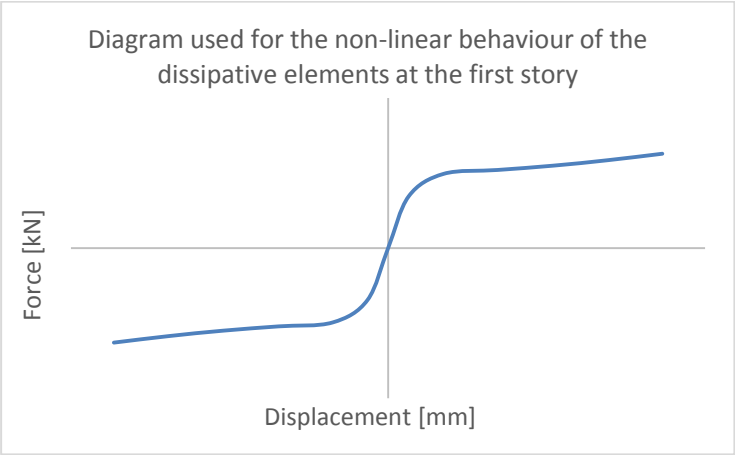
12.5.4 Статичен нелинеен анализ (Pushover)

1) Численият модел използван за еластичният модел следва да се допълни, за да може да отчете реагирането на елементите след границата на

[39] Изразът в оригиналния текст е по-различен (*бел.прев.*).

провлачване и така да се определи механизмът на пластифициране на конструкцията

2) Нелинейният статичен анализ се провежда със софтуерният продукт RFEM v5.07.11. Нелинейни характеристики се задават само на MSSH устройствата, другите елементи се моделират с предпоставка за еластично поведение. Тъй като анализа е статичен, хистерезисното поведение на стоманеният демпфер MSSH се пренебрегва.



Фигура 12.18 Зависимост сила-преместване, използвана за моделиране на MSSH устройството при нелинеен статичен анализ

Таблица 12.4 Стойности на зависимост сила-преместване на MSSH на всеки етаж

Displacement [mm]	Force [kN]			
	first storey	second storey	third storey	fourth storey
-0,173	-1509	-1132	-755	-377
-0,139	-1407	-1055	-704	-352
-0,104	-1318	-989	-659	-330
-0,069	-1250	-937	-625	-312
-0,035	-1187	-890	-594	-297
-0,013	-829	-622	-415	-207
0	0	0	0	0
0,013	829	622	415	207
0,035	1187	890	594	297
0,069	1250	937	625	312
0,104	1318	989	659	330
0,139	1407	1055	704	352
0,173	1509	1132	755	377

12.6 АНАЛИЗ НА РАВНИННА РАМКА

Предложените изрази, дефинирането на елементите, препоръките за проектиране и моделиране, критичните проверки и предложеният коефициент на поведение, включени в брошурата, са проверени чрез равнинен числен модел за сграда с приложени MSSH устройства чрез използване на програмата RFEM v5.07.11. Първоначално системите са проектирани за гранични състояния ULS и SLS посредством еластичен анализ. Следва прилагане на статичен нелинеен анализ (CHA), за да се изследва поведението на конструкциите в нелинейната област и да се потвърди предложеният коефициент на поведение q=3.

12.6.1 Описание на разгледаната равнинна рамка

12.6.1.1 Геометрия

В примера се оразмерява равнинна рамка от четири етажна сграда, представена на Фигура *12.19*. Колоните са кутиеобразни затворени сечения SHS 200x200x16 за първи и втори етаж и SHS 180x180x16 за трети и четвърти. Гредите са IPE400, проектирани като комбинирани със стоманобетонната плоча, заложена с бетон с клас по якост на натиск C20/25 и армировъчна стомана клас B450C. Диагоналите от връзката са решени като 2UPN300.

Колоните са с приети ставни опори в основата, гредите са прости. Конструктивните елементи са от стомана S355, а MSSH е със същите характеристики като експериментално изследваното устройство в част 12.4. Резултатите от експерименталното изследване позволяват коректно да се опише поведението на устройството.

Таблица *12.5* и Таблица *12.6* обобщават геометричните характеристики на вложените MSSH устройства.

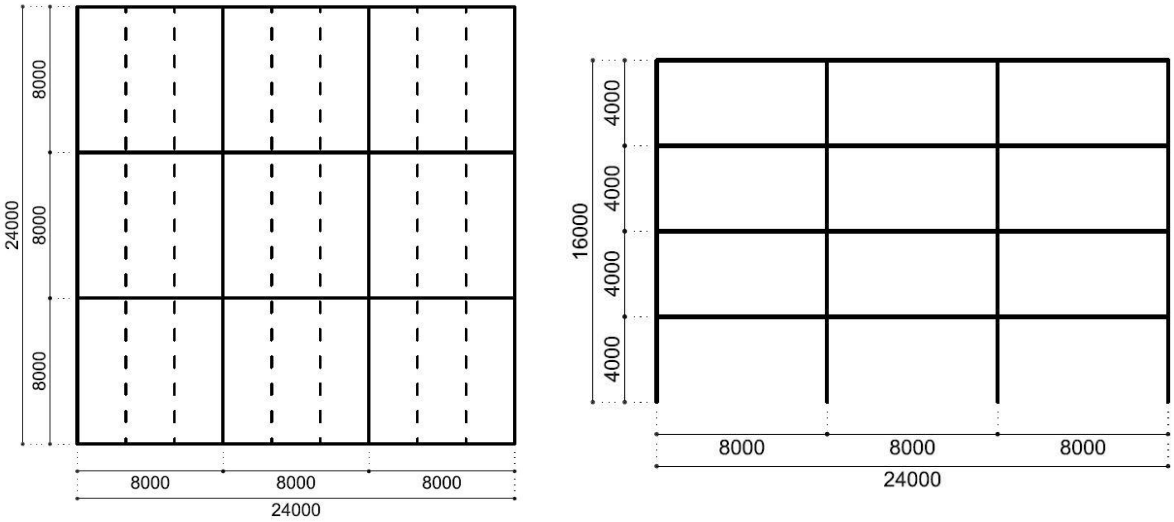
Таблица 12.5 Геометрия на използвани MSSH устройства

	b [mm]	h [mm]	t [mm]
MSSH	110	390	60

Таблица 12.6 Бройка устройства на всеки етаж с посочена коравина

Брой MSSH на етаж		K_{el} [kN/m]
4^{ти}	2 MSSH	15138
3^{ти}	4 MSSH	30276

2ри	6 MSSH	45414
1ви	8 MSSH	60551



a) План b) Изглед[40]

Фигура 12.19 Разглеждана конструкция

12.6.1.2 Натоварване

<u>Натоварване</u>

Постоянни товари (G):

Тегло стоманена конструкция: 78.5 kN/m³

Стоманобетонна комбинирана плоча :

Тегло стоманобетон: 25.0 kN/m³

Профилирана ламарина: височина 73 mm, дебелина 1 mm

Дебелина на стоманобетонната плоча: 150 mm

Еквивалентна дебелина на стоманобетонната плоча: 110 mm

$g_{2,c} = 2.75\, kN/m^2$ (с включено тегло на профилираната ламарина)

Окачен таван, повдигнат под, инсталации:

$g_{2,fl} = 0.70\, kN/m^2$ за междинните етажи

$g_{2,rf} = 1.00\, kN/m^2$ за покрив

Ограждащи стени ($1.00\, kN/m^2$):

$g_{2,per} = 4.00\, kN/m$

Експлоатационни товари (категория B):

q = 3.00 kN/m²

[40] На фигурата не е показано разположението на вертикалните връзки, но такива са предвидени (*бел. прев.*).

Леки преградни стени ($\leq 2.00\, kN/m^2$):

$q_{add} = 0.80\, kN/m^2$

Общо експлоатационно натоварване:

$q_{add} = 3.80\, kN/m^2$

Коефициент за комбиниране за квазипостоянна стойност на временния товар:

$\psi_2 = 0.6$

Сеизмично натоварване (E):

Клас на значимост: $\gamma_I = 1.0$

Референтно максимално ускорение: $a_{gR} = 0.36g$

Зимна основа тип B, Спектър на реагиране Тип 1:

$S = 1.2,\ T_B = 0.15s,\ T_C = 0.50s,\ T_D = 2.00s$

12.6.2 Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене

Проведен е спектрален анализ, като резултатите от анализа са определени само от първите три форми, т.к. активират повече от 90% от масата, видно от Таблица *12.7*. Също е установено, че всички форми с участие на масата над 5% са включени.

Таблица 12.7 Коефициент за участие на масите по форми и периоди

Форма No	Собствен период [s]	Участие на масата [%]	Общо задействана маса [%]
1	0.781	77.6	97.4
2	0.325	14.5	
3	0.200	5.3	

12.6.3 Проектиране на конструкцията за сеизмични въздействия

Проектирането на сеизмични въздействия трябва да удовлетворява правилата за проектиране и EN 1998-1-1 [13].

12.6.3.1 Ограничение за междуетажни премествания

Сградата е с дуктилни неконструктивни елементи, така че максималните междуетажни премествания се ограничават до $0.0075 \cdot \mathrm{h}$

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h = 30\ [mm] \tag{12.24}$$

където v=0.5 е редуциращ коефициент, зависещ от класа на значимост на

сградата (посочената стойност е за сгради категория I и II) и *h* е етажната височина. Проверката за междуетажни премествания е удовлетворена за всички етажи, като е видно от Таблица *12.8*, че междуетажното преместване е по-малко от граничните 30mm.

Таблица 12.8 Междуетажни премествания

Етаж	1	2	3	4
$d_{e,top}$ [mm]	9.5	21	34.1	48.6
$d_{e,bottom}$ [mm]	0.00	9.5	21	34.1
$d_r = (d_{e,top} - d_{e,bottom}) \cdot q$ [mm]	28.5	34.5	39.3	43.5
$d_r \cdot v$ [mm]	14.25	17.25	19.65	28.2

12.6.3.2 Ефекти от II-ри ред

Проведен е линеен анализ за определяне на формите на загуба на устойчивост на конструкцията.

Коефициентът на чувствителност за междуетажно преместване θ се определя от α_{cr}, като е видно от Таблица *12.9*, че коефициентът θ < 0.1. При θ < 0.1 ефектите от втори ред се пренебрегват.

Таблица 12.9 Чувствителност на междуетажно преместване

Storey	P [kN]	d_r [mm]	V [kN]	h [mm]	θ [adm]	α [adm]
1	3769	28.5	525	4000	0.05	1
2	2698	34.5	462	4000	0.05	1
3	1670	39.3	365	4000	0.04	1
4	734	43.5	226	4000	0.04	1

12.6.3.3 MSSH устройства и диагонали от връзки

MSSH устройствата са оразмерени за усилията от най-неблагоприятната сеизмична комбинация 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex

Таблица 12.10,

Таблица *12.11* и Таблица *12.12* обобщават резултатите от оразмеряването на MSSH устройството и връзките.

Таблица 12.10 Проверка на стройността на диагоналите от V връзките[41]

	A [cm^2]	fy [kN/cm^2]	EI [$kNcm^2$]	l_o [cm]	N_{cr} [kN]	λ [adm]
2UPN 300	117.6	30,87	567000000	565.7	1887	2

[41] Според EN 1998-1-1 бездименсионната стройност се ограничава, когато диагонала на връзката е дисипативният елемент (*бел. прев.*).

Таблица 12.11 Проверка на носимоспособността на вертикалните връзки

	A [cm^2]	fy [kN/cm^2]	$N_{Rd,B}$ [kN]	$N_{Rd,MSSH,max}$ [kN]	$N_{Rd,MSSH,max}/N_{Rd,B}$ [adm]
2UPN 300	117.6	30,87	3630.3	1509	0.42

Таблица 12.12 Проверка на коефициента на завишена носимоспособност на MSSH устройството

Storey	$\lvert N_{Ed,C}\rvert = \lvert N_{Ed,T}\rvert$ [kN]	$N_{Rd,C} = N_{Rd,T}$ [kN]	N_{Ed} / N_{Rd} [adm]	Ω [adm]
1	371	829	0.48	2.2
2	326	622	0.52	1.9
3	258	415	0.62	1.6
4	160	207	0.77	1.3

12.6.3.4 Недисипативни елементи: колони

Колоните се оразмеряват съгласно принципите на капацитивното проектиране, със завишени усилия:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \tag{12.25}$$

В модела са използвани два вида напречни сечения, като са представени меродавните:

1^{ви} и 2^{ри} етаж: SHS 200x200x16:

$$\mathrm{N_{Ed,G}} = 688\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed,E}} = 507\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed}} = 688 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 507 = 1594\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = 3550\ [\mathrm{kN}]$$
$$\frac{\mathrm{N_{Ed}}}{\mathrm{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})}} = \frac{1594}{3550} = 0.45$$

3^{ти} и 4^{ти} етаж: SHS 180x180x16:

$$\mathrm{N_{Ed,G}} = 307\ [\mathrm{kN}]$$
$$\mathrm{N_{Ed,E}} = 113\ [\mathrm{kN}]$$

$$N_{Ed} = 307 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 113 = 509\ [kN]$$
$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3149\ [kN]$$
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{509}{3149} = 0.16$$

12.6.3.5 Недисипативни елементи: Греди

<u>Оразмеряване за гравитачни товари:</u>

Гредите са проектирани като комбинирани стомано-стоманобетонни греди.

Главна греда (IPE400):

b_{eff}= min(L_e/8;b_i) = min(1000;2000) = 1000 [mm]

$A_{concrete} \cdot f_{cd} + t_{wIPE400} \cdot f_{yd} \cdot y = (400-y) \cdot t_{wIPE400} \cdot f_{yd}$

y= 0 [mm]

$M_{pl,Rd} = Nc \cdot b = N_{pl,a} \cdot b =$ 949,2 [kNm]

$M_{Ed,max}$ = 621 [kNm]

$$\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = 0{,}65$$

<u>Оразмеряване за сеизмично въздействие:</u>

Небалансираната вертикална сила в гредата, в която са включени V – връзките, се определя след изкълчване на натиснатият диагонал.

Коефициентът γ_{pb} за изчисляване на носимоспособността на натиснатият диагонал се определя като 0.30.[42]

Таблица 12.13 Проверка на гредите на срязване от вертикална неуравновесена сила[43]

Number MSSH	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot 0{,}7 \cdot \sin(\alpha)$ [kN][44]	Cross Section	V_{Rd} [kN]	V_{Ed} / V_{Rd}
4	1509	746	IPE400	761	0.98

[42] Цитираното изискване от EN 1998-1 се отнася за дисипативни диагонали от Λ или V връзка (*бел. прев.*).

[43] Не е представено влиянието на огъващият момент в гредата от неуравновесената срязваща сила. Следва да се вземе под внимание и предишният коментар (*бел. прев.*).

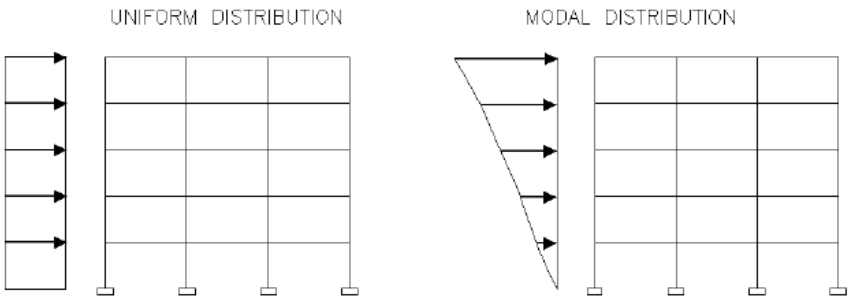
[44] В оригиналният текст изразът е по-различен (*бел. прев.*).

12.6.4 Нелинеен статичен анализ (Pushover)

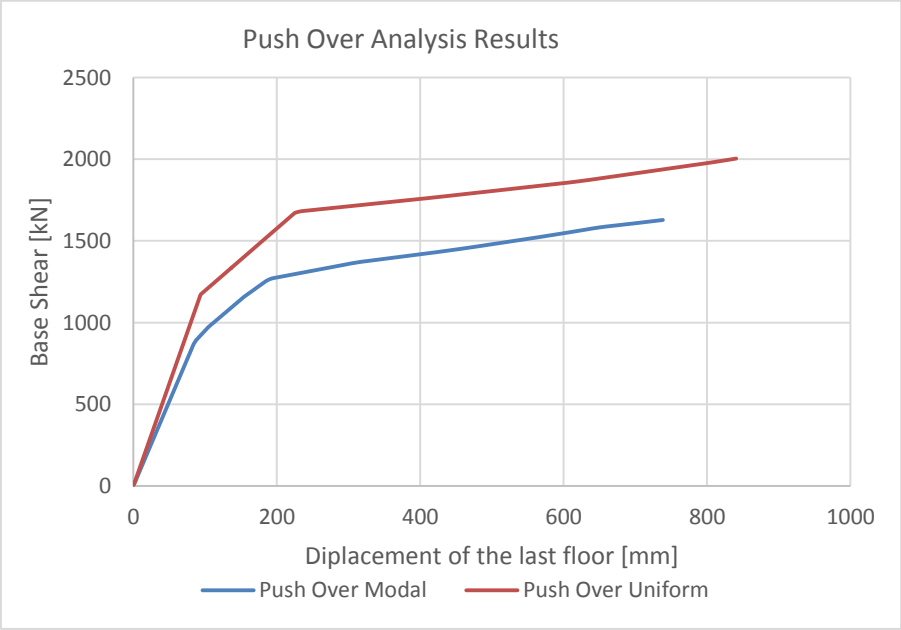
12.6.4.1 Оценка на нелинейното поведение на рамката с центрично включена V връзка

Статичният нелинеен анализ е проведен с две конфигурации на разпределението на хоризонталните сили във вертикална равнина – равномерно и модално (Фигура 12.*20*), според изискванията на EN1998-1.

Капацитивните криви от различните разпределения на хоризонталните сили са представени на Фигура 12.*21*.

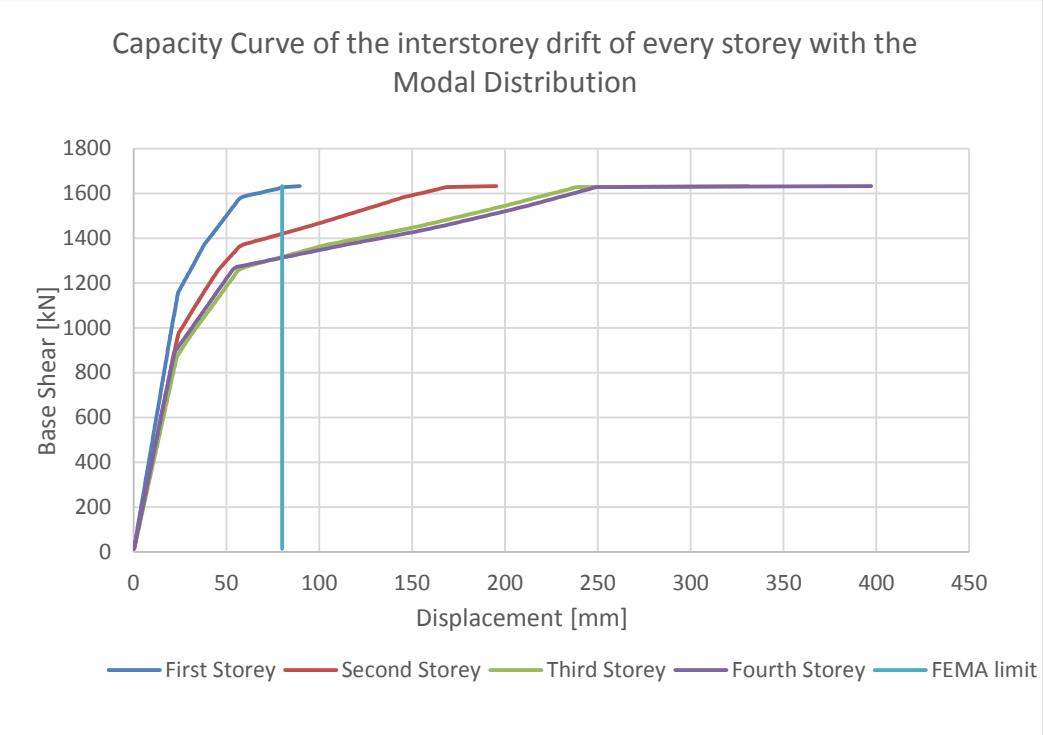


Фигура 12.20 Равномерно и модално разпределение на хоризонталните сили

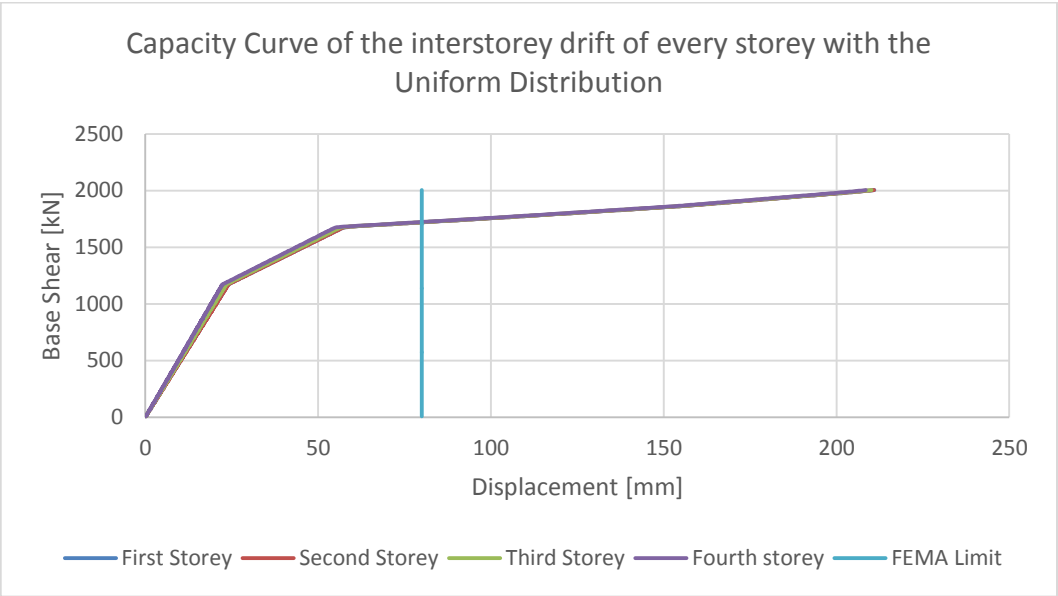


Фигура 12.21 Капацитивни криви

Според FEMA 356 се приема, че крайно гранично състояние се достига при 2% относително междуетажно преместване, което в случая води до d_{max} = 0.02·4000mm = 80mm. Кривите междуетажно преместване-срязваща сила в основата за двете конфигурации на хоризонталното натоварване са представени на Фигура *12.22* и Фигура 12.23.

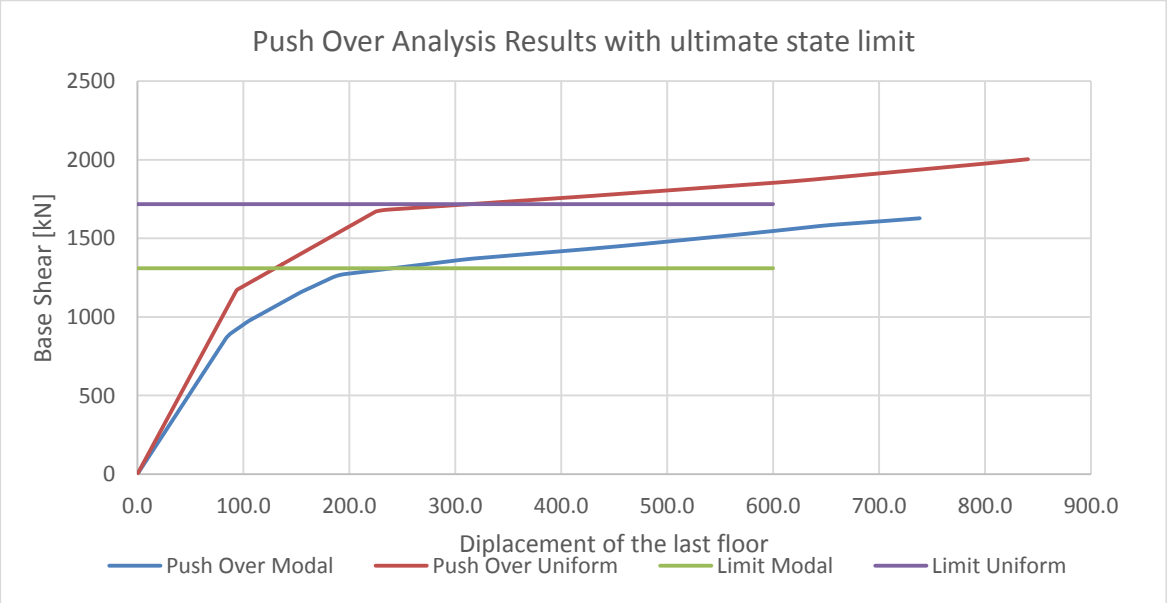


Фигура 12.22 Крива срязваща сила в основата - междуетажни премествания при модално разпределение на хоризонталното натоварване



Фигура 12.23 Крива срязваща сила в основата - междуетажни премествания от равномерно разпределение на хоризонталното натоварване

Срязващата сила в основата, съответстваща на максималното преместване е показана на Фигура 12.24.

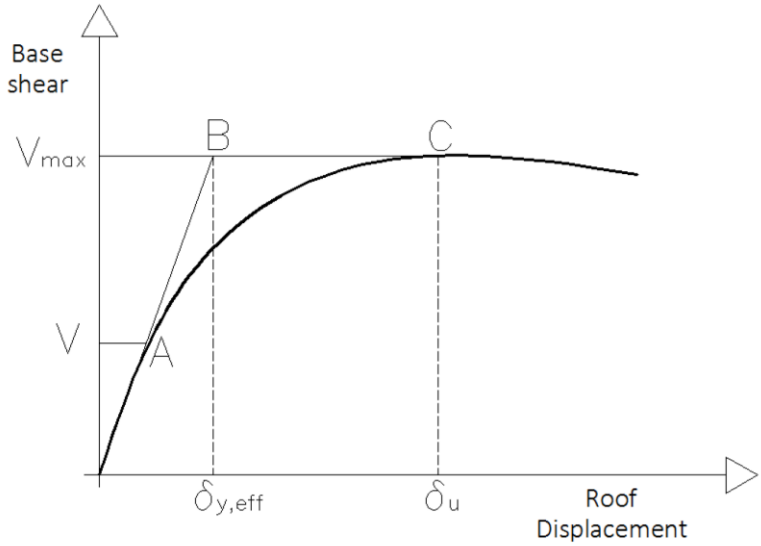


Фигура 12.24 Капацитивни криви от статичен нелинеен анализ

12.6.4.2 Определяне на коефициента на поведение q

За да се оцени дуктилността на конструкцията се определя коефициента на поведение q, като това е направено според изискванията на FEMA P695 [11] на Фигура 12.25. По тази методология коефициентът на

поведение се изчислява като произведение на приносът на дуктилността qμ и на запаса на носимоспособност Ω.



$$q = \Omega \cdot \mu;$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V}$$

$$\mu = \frac{d_u}{d_y}$$

Фигура 12.25 Определяне на коефициента на поведение според FEMA 695

Коефициентът на поведение е определен с модално и равномерно разпределение на хоризонталното натоварване, като резултатите са представени в Таблица 12.*14*.

Таблица 12.14: Коефициенти на поведение при равномерно и модално разпределение на хоризонталното натоварване

Разпределение на хоризонталното натоварване	q_μ	Ω	q
модално	1.51	1.88	2.83
равномерно	1.47	2.29	3.37

Препоръчаната стойност на коефициента на поведение следва да бъде по-ниската стойност q=2.83. Макар че все още не е проведен нелинеен динамичен анализ, се счита, че поведението на рамката с центрично включени V връзки ще е по-близо до равномерното разпределение на натоварването. Приема се, че коефициент на поведение 3.0 е подходящ и с достатъчна надеждност.

12.7 ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Настоящата разработка има за цел да представи стоманено дисипиращо устройство със сърповидна форма.

Основните наблюдения за поведението на системата са:

a) Предвид коравината, носимоспособността и възможността за дисипация на енергия може да се направи заключението, че системата е с добро поведение при сеизмично въздействие;
b) Системата позволява вариация в коравината в зависимост от използваните сечения и разпределението им по етажите;
c) Пластификацията е ограничена само до хистерезисните устройства, като така останалите елементи работят еластично. MSSH устройствата са лесни за производство и монтаж, което улеснява възстановителни мероприятия след силно сеизмично въздействие;
d) В указанията за проектиране на MSSH устройство, вложено в рамка с центрично включени V връзки, са дадени препоръки как да се оразмерят MSSH и конструктивните елементи;
e) Устройството е икономически целесъобразно за сеизмично възстановяване на конструкция.

12.8 ОБЛАСТ НА ПРИЛОЖЕНИЕ

MSSH устройството може лесно да се приложи в многоетажни стоманени конструкции и е подходящ заместител на конвенционалните системи за поемане на хоризонтални въздействия, като позволява достатъчна коравина при ветрово натоварване и съществен капацитет за дисипация на енергия при сеизмично въздействие.

MSSH устройството е лесно за подмяна и производство, което го прави икономически целесъобразно.

12.9 ЛИТЕРАТУРА

1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
2. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
3. ECCS document: Recommended testing procedure for assessing the behavior of structural steel elements under cyclic loads, Technical committee 1: structural safety and loadings, Technical working group 1.3: seismic design; 1986.
4. DIN 50125: Testing of metallic materials - Tensile test pieces; 2009.
5. EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
6. FEMA – 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
7. EN1993-1-9, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: General – Fatigue strength. CEN. 2005
8. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., www.csiberkeley.com.

9. EN1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2005.
10. EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN); 2004.
11. FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
12. Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.