



УНИВЕРЗИТЕТ У НОВОМ САДУ

ФАКУЛТЕТ ТЕХНИЧКИХ НАУКА



**СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЉИВОСТ
И РОБУСНОСТ
КОНСТРУКЦИЈА
АРМИРАНОБЕТОНСКИХ (АБ)
ЗГРАДА**

ДОКТОРСКА ДИСЕРТАЦИЈА

Ментор:
Проф. Емеритус. Др Радомир Фолић

Кандидат:
Милош Чокић

Нови Сад, 2021. године

КЉУЧНА ДОКУМЕНТАЦИЈСКА ИНФОРМАЦИЈА¹

Врста рада:	Докторска дисертација
Име и презиме аутора:	Милош Чокић
Ментор (титула, име, презиме, звање, институција)	др Радомир Фолић, професор емеритус, Универзитет у Новом Саду, Факултет техничких наука
Наслов рада:	Сеизмичка повредљивост и робусност конструкција армиранобетонских (АБ) зграда
Језик публикације (писмо):	Српски (ћирилица)
Физички опис рада:	Унети број: Страница 188 Поглавља 10 Референци 205 Табела 20 Слика 44 Графикона 130 Прилога 0
Научна област:	Грађевинарство
Ужа научна област (научна дисциплина):	Конструкције у грађевинарству
Кључне речи / предметна одредница:	АБ зграде, повредљивост, сеизмичка анализа, нелинеарна анализа конструкција, инцидентна дејства, сценарији, робусност
Резиме на језику рада:	<p>Предмет овог рада је анализа сеизмичке повредљивости и робусности конструкција армиранобетонских (АБ) зграда. Анализирани су одговори три конструкције АБ зграда при земљотресном дејству, и за усвојене сценарије уклањања вертикалних носећих елемената и/или делова елемената у приземној етажи. Прорачунима је обухваћена анализа конструкција за дејства у вертикалном правцу (робусност конструкције) и у хоризонталном правцу (сеизмичка отпорност система). Компаративном анализом су утврђене разлике, предности и недостаци одабраних модела за анализу одговарајућих конструктивних система зграде.</p> <p>При анализи сеизмичког одговора конструкција зграда, примењене су методе нелинеарне статичке анализе (НСА, енг. <i>nonlinear static analysis – NSA</i>) и нелинеарне динамичке анализе (НДА, енг. <i>nonlinear dynamic analysis – NDA</i>). НСА је примењена при анализи одговора система са уклоњеним вертикалним елементима и изворног система конструкције. НДА је примењена при анализи одговора изворног система конструкције. При анализи робусности зграда, примењена је метода НДА, а резултати су искоришћени ради прорачуна кривих повредљивости.</p> <p>Конструкције су прорачунате и димензионисане према сету</p>

¹ Аутор докторске дисертације потписао је и приложио следеће Обрасце:

5б – Изјава о ауторству;

5в – Изјава о истоветности штампане и електронске верзије и о личним подацима;

5г – Изјава о коришћењу.

Ове Изјаве се чувају на факултету у штампаном и електронском облику и не кориче се са тезом.

	<p>прописа Европских норми (ЕН 1990). За анализу понашања система у пост-еластичној зони, формирани су модели са нелинеарним карактеристикама материјала. Влакнасти модел пластичних зглобова у конструктивним елементима, описан је нелинеарним односом напон-деформација материјала сваког влакна.</p> <p>У моделу М1 је 2327, у М2 је 2363, а у М3 3031 пластичних зглобова, што помножено бројем влакана у сваком од попречних пресека, у којима се применом нелинеарних метода анализе срачунавају стања напона, представља веома комплексан хардверски и временски захтеван проблем.</p> <p><i>Pushover</i> анализе су спроведене за укупно 40 сценарија уклањања појединачних стубова или ивичних елемената зидова, што укупно чини 320 <i>pushover</i> анализа на моделима са уклоњеним елементима конструкције зграда. Сви модели су анализирани за две расподеле оптерећења (пропорционалну и модалну) које делује у два алтернативна правца.</p> <p>Да би се проучило понашање конструкције при уклањању вертикалних елемената или њиховог дела примењена је метода <i>НДА</i>, и обављено је 40 анализа, и 40 <i>pushdown</i> анализа ради проучавања одговора система. За конструисање кривих повредљивости изведено је додатних 12 <i>pushdown</i> анализа са уклоњеним зидовима у приземним етажама.</p> <p>При примени <i>NDA</i> у сеизмичкој анализи изворних система обављено је 720 <i>TH</i> анализа, односно 240 по моделу, са 10 одабраних и скалираних акцелерограма.</p> <p>Гранична стања оштећења за анализу хоризонталног одговора конструкција, дефинисана су на основу смерница датих у прописима HAZUS, VISION 2000, FEMA 356, EN1998-3 и RISK-UE. Гранична стања оштећења за анализу вертикалног одговора конструкција, дефинисана су на основу смерница и резултата истраживања <i>Parisi</i>-ја, <i>Brunesi</i>-ја и њихових сарадника.</p> <p>На основу добијених резултата, применом метода математичке вероватноће и статистике, срачунате су криве повредљивости.</p> <p>Анализиран је обим и утицај уклањања елемената и делова елемената на понашање конструктивних система за усвојене сценарије.</p> <p>На основу обављених обимних истраживања применом различитих метода, перформанси и критеријума њиховог вредновања предложен је модел за процену сеизмичке повредљивости и робусности АБ конструкције зграда.</p> <p>Упореджени су резултати одговора АБ зграда са три различита конструктивна система и из аспекта различитих сценарија уклањања вертикалних елемената и резултата добијених применом различитих метода за процену повредљивости.</p>
Датум прихватања теме од стране надлежног већа:	26.12.2019.
Датум одбране: (Попуњава одговарајућа служба)	
Чланови комисије: (титула, име, презиме, звање, институција)	<p>Председник: др Ђорђе Лађиновић, редовни професор, Факултет техничких наука, Универзитет у Новом Саду</p> <p>Члан: др Александар Прокић, професор емеритус, Универзитет у Новом Саду, Грађевински факултет Суботица</p> <p>Члан: др Снежана Маринковић, редовни професор, Грађевински факултет, Универзитет у Београду</p> <p>Члан: др Зоран Брујић, ванредни професор, Факултет техничких наука, Универзитет у Новом Саду</p>
Напомена:	

**UNIVERSITY OF NOVI SAD
FACULTY OF TECHNICAL SCIENCES**

KEY WORD DOCUMENTATION²

Document type:	Doctoral dissertation
Author:	Miloš Čokić
Supervisor (title, first name, last name, position, institution)	Radomir Folić, Ph.D., Professor Emeritus, University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences
Thesis title:	Seismic fragility and robustness of reinforced concrete (RC) building structures
Language of text (script):	Serbian language (cyrillic)
Physical description:	Number of: Pages 188 Chapters 10 References 205 Tables 20 Illustrations 44 Graphs 130 Appendices 0
Scientific field:	Civil Engineering
Scientific subfield (scientific discipline):	Constructions in Civil Engineering
Subject, Key words:	RC buildings, fragility, seismic analysis, nonlinear structural analysis, incidental actions, scenarios, robustness
Abstract in English language:	<p>The subject of this paper is the analysis of seismic fragility and robustness of structures of reinforced concrete (RC) buildings. Seismic responses of three RC buildings were analysed. Structural responses for the adopted scenarios of the removal of vertical load-bearing elements and/or parts of the elements in the ground floor were analysed as well. The calculations include the structural analysis for vertical actions (robustness of the structure), and for horizontal actions (seismic resistance of the system). The differences, advantages and disadvantages of selected models for the analysis of appropriate structural systems of the buildings are established with the comparative analysis.</p> <p>In the analysis of the seismic response of the buildings, the methods of nonlinear static analysis (NSA) and nonlinear dynamic analysis (NDA) were applied. NSA was applied in the analysis of the system's response with the removal of vertical elements scenarios and with the original structural systems. NDA was applied in the seismic analysis of the original structural system. In the robustness analysis, the NDA method was applied, and the results were used to calculate the fragility curves.</p> <p>The structures are calculated and designed according to a set of regulations of European standards (EN 1990). To analyse the behaviour of the</p>

² The author of doctoral dissertation has signed the following Statements:

56 – Statement on the authority,

5B – Statement that the printed and e-version of doctoral dissertation are identical and about personal data,

5r – Statement on copyright licenses.

The paper and e-versions of Statements are held at the faculty and are not included into the printed thesis.

	<p>system in the post-elastic zone, models with nonlinear material characteristics were formed. Fiber plastic hinge models of the structural elements are described with nonlinear stress-strain material relationship of each fiber.</p> <p>There is 2327 in model M1, 2363 in M2, and 3031 plastic hinges in M3, which multiplied by the number of fibers in each of the cross sections, in which stress-strain values are calculated, using nonlinear analysis methods, represents a very complex hardware and time consuming problem.</p> <p>Pushover analyses were conducted for a total of 40 scenarios of removal of individual columns or RC wall boundary elements, which makes a total of 320 pushover analyses on the models with the removed structural elements. All models were analysed for the two alternative load distribution cases (mass-proportional and modal).</p> <p>To study the behaviour of the structures, when the vertical elements or their part is removed, the NDA method was applied, and 40 analyses and 40 pushdown analyses were performed to study the structural response. For the calculation of the fragility curves, an additional 12 pushdown analyses with the walls removal in the ground floors were performed.</p> <p>When applying NDA in the seismic analysis of the original systems, 720 TH analyses were performed (240 per model), with 10 selected and scaled accelerograms.</p> <p>For the analysis of the horizontal response of structures, damage states are defined based on the guidelines given in the HAZUS, VISION 2000, FEMA 356, EN1998-3 and RISK-UE codes/projects. For the vertical response analysis of the structures, limit states were defined based on the guidelines and research results of Parisi, Brunesi and their associates.</p> <p>Based on the obtained results, fragility curves were calculated, using the methods of mathematical probability and statistics.</p> <p>The scope and influence of the removal of structural elements and parts of the elements, on the behaviour of structural systems for the adopted scenarios, were analysed.</p> <p>Based on extensive research that was performed, using different methods, performance and criteria, a model for the assessment of seismic fragility and robustness of RC buildings has been proposed.</p> <p>The results of the RC buildings response, were compared for the three different adopted structural systems. The results are also compared from the aspect of the vertical elements removal scenarios and from the aspect of the results obtained by applying different analysis and calculation methods for the assessment of fragility.</p>
Accepted on Scientific Board on:	26th December 2019
Defended: (Filled by the faculty service)	
Thesis Defend Board: (title, first name, last name, position, institution)	<p>President: Đorđe Lađinović, Ph.D., Professor, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad</p> <p>Member: Aleksandar Prokić, Ph.D., Professor Emeritus, University of Novi Sad, Faculty of Civil Engineering Subotica</p> <p>Member: Snežana Marinković, Ph.D., Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade</p> <p>Member: Zoran Brujić, Ph.D., Associate Professor, Faculty of Technical Sciences, University of Novi Sad</p>
Note:	

СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЉИВОСТ И РОБУСНОСТ КОНСТРУКЦИЈА АРМИРАНОБЕТОНСКИХ (АБ) ЗГРАДА

Апстракт

Предмет овог рада је анализа сеизмичке повредљивости и робусности конструкција армиранобетонских (АБ) зграда. Анализирани су одговори три конструкције АБ зграда при земљотресном дејству, и за усвојене сценарије уклањања вертикалних носећих елемената и/или делова елемената у приземној етажи. Прорачунима је обухваћена анализа конструкција за дејства у вертикалном правцу (робусност конструкције) и у хоризонталном правцу (сеизмичка отпорност система). Компаративном анализом су утврђене разлике, предности и недостаци одабраних модела за анализу одговарајућих конструктивних система зграде.

При анализи сеизмичког одговора конструкција зграда, примењене су методе нелинеарне статичке анализе (НСА, енг. *nonlinear static analysis – NSA*) и нелинеарне динамичке анализе (НДА, енг. *nonlinear dynamic analysis – NDA*). НСА је примењена при анализи одговора система са уклоњеним вертикалним елементима и изворног система конструкције. НДА је примењена при анализи одговора изворног система конструкције. При анализи робусности зграда, примењена је метода НДА, а резултати су искоришћени ради прорачуна кривих повредљивости.

Конструкције су прорачунате и димензионисане према сету прописа Европских норми (ЕН 1990). За анализу понашања система у пост-еластичној зони, формирану су модели са нелинеарним карактеристикама материјала. Влакнасти модел пластичних зглобова у конструктивним елементима, описан је нелинеарним односом напон-деформација материјала сваког влакна.

У моделу М1 је 2327, у М2 је 2363, а у М3 3031 пластичних зглобова, што помножено бројем влакана у сваком од попречних пресека, у којима се применом нелинеарних метода анализе срачунавају стања напона, представља веома комплексан хардверски и временски захтеван проблем.

Pushover анализе су спроведене за укупно 40 сценарија уклањања појединачних стубова или ивичних елемената зидова, што укупно чини 320 *pushover* анализа на моделима са уклоњеним елементима конструкције зграда. Сви модели су анализирани за две расподеле оптерећења (пропорционалну и модалну) које делује у два алтернативна правца.

Да би се проучило понашање конструкције при уклањању вертикалних елемената или њиховог дела примењена је метода НДА, и обављено је 40 анализа, и 40 *pushdown* анализа ради проучавања одговора система. За конструисање кривих повредљивости изведено је додатних 12 *pushdown* анализа са уклоњеним зидовима у приземним етажама.

При примени НДА у сеизмичкој анализи изворних система обављено је 720 *TH* анализа, односно 240 по моделу, са 10 одабраних и скалираних акцелерограма.

Гранична стања оштећења за анализу хоризонталног одговора конструкција, дефинисана су на основу смерница датих у прописима HAZUS, VISION 2000, FEMA 356, EN1998-3 и RISK-UE. Гранична стања оштећења за анализу вертикалног одговора конструкција, дефинисана су на основу смерница и резултата истраживања *Parisi*-ја, *Brunesi*-ја и њихових сарадника.

На основу добијених резултата, применом метода математичке вероватноће и статистике, срачунате су криве повредљивости.

Анализиран је обим и утицај уклањања елемената и делова елемената на понашање конструктивних система за усвојене сценарије.

На основу обављених обимних истраживања применом различитих метода, перформанси и критеријума њиховог вредновања предложен је модел за процену сеизмичке повредљивости и робустности АБ конструкције зграде.

Упоредјени су резултати одговора АБ зграде са три различита конструктивна система и из аспекта различитих сценарија уклањања вертикалних елемената и резултата добијених применом различитих метода за процену повредљивости.

Кључне речи: АБ зграде, повредљивост, сеизмичка анализа, нелинеарна анализа конструкција, инцидентна дејства, сценарији, робустност

SEISMIC FRAGILITY AND ROBUSTNESS OF REINFORCED CONCRETE (RC) BUILDING STRUCTURES

Abstract

The subject of this paper is the analysis of seismic fragility and robustness of structures of reinforced concrete (RC) buildings. Seismic responses of three RC buildings were analysed. Structural responses for the adopted scenarios of the removal of vertical load-bearing elements and/or parts of the elements in the ground floor were analysed as well. The calculations include the structural analysis for vertical actions (robustness of the structure), and for horizontal actions (seismic resistance of the system). The differences, advantages and disadvantages of selected models for the analysis of appropriate structural systems of the buildings are established with the comparative analysis.

In the analysis of the seismic response of the buildings, the methods of nonlinear static analysis (NSA) and nonlinear dynamic analysis (NDA) were applied. NSA was applied in the analysis of the system's response with the removal of vertical elements scenarios and with the original structural systems. NDA was applied in the seismic analysis of the original structural system. In the robustness analysis, the NDA method was applied, and the results were used to calculate the fragility curves.

The structures are calculated and designed according to a set of regulations of European standards (EN 1990). To analyse the behaviour of the system in the post-elastic zone, models with nonlinear material characteristics were formed. Fiber plastic hinge models of the structural elements are described with nonlinear stress-strain material relationship of each fiber.

There is 2327 in model M1, 2363 in M2, and 3031 plastic hinges in M3, which multiplied by the number of fibers in each of the cross sections, in which stress-strain values are calculated, using nonlinear analysis methods, represents a very complex hardware and time consuming problem.

Pushover analyses were conducted for a total of 40 scenarios of removal of individual columns or RC wall boundary elements, which makes a total of 320 pushover analyses on the models with the removed structural elements. All models were analysed for the two alternative load distribution cases (mass-proportional and modal).

To study the behaviour of the structures, when the vertical elements or their part is removed, the NDA method was applied, and 40 analyses and 40 pushdown analyses were

performed to study the structural response. For the calculation of the fragility curves, an additional 12 pushdown analyses with the walls removal in the ground floors were performed.

When applying NDA in the seismic analysis of the original systems, 720 TH analyses were performed (240 per model), with 10 selected and scaled accelerograms.

For the analysis of the horizontal response of structures, damage states are defined based on the guidelines given in the HAZUS, VISION 2000, FEMA 356, EN1998-3 and RISK-UE codes/projects. For the vertical response analysis of the structures, limit states were defined based on the guidelines and research results of *Parisi, Brunesi* and their associates.

Based on the obtained results, fragility curves were calculated, using the methods of mathematical probability and statistics.

The scope and influence of the removal of structural elements and parts of the elements, on the behaviour of structural systems for the adopted scenarios, were analysed.

Based on extensive research that was performed, using different methods, performance and criteria, a model for the assessment of seismic fragility and robustness of RC buildings has been proposed.

The results of the RC buildings response, were compared for the three different adopted structural systems. The results are also compared from the aspect of the vertical elements removal scenarios and from the aspect of the results obtained by applying different analysis and calculation methods for the assessment of fragility.

Key words: *RC buildings, fragility, seismic analysis, nonlinear structural analysis, incidental actions, scenarios, robustness*

СПИСАК ОЗНАКА:

Велика слова:

$[C]$ – матрица пригушења крутости

$[K_T]$ – матрица тангенцијалне крутости

$[M]$ – матрица масе крутости

$D_{r,vert}$ – вертикални дрифт

E_c – тангентни модул еластичности бетона

E_s – Young-ов модул еластичности челика за армирање

E_{sec} – секантни модул еластичности бетона

F_s – Фактор скалирања земљотресних записа

G_i – сопствена тежина елемената конструкције и додатно стално оптерећење

$H_{w,i}$ – укупна висина АБ зида

IM_j – вредност одговарајуће мере интензитета

$L = M/V$ (смичући распон)

L_{pl} – дужина пластичног зглоба

$L_{w,i}$ – дужина АБ зида

$L_{и.Е.З}$ – дужина ивичног елемента зида

$L_{у.Е.З}$ – дужина унутрашњег елемента зида

M – моменат савијања

M – магнитуда земљотреса

$M1$ – ознака за модел 1

$M2$ – ознака за модел 2

$M3$ – ознака за модел 3

M_i^{CC} – крива капацитета одговарајућег модела зграде

M_i^{DR} – вредност међуспратних дрифтова одговарајућег модела зграде

$P(S_a)^{M_i}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од S_a , за одговарајући модел M_i

$P(S_d)^{M_i}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од S_d , за одговарајући модел M_i

$P(M_i)$ – отпорност одговарајућег модела на прогресивни колапс, изражена преко функције кумулативне расподеле

$P_{DS_i}^{M_1}$ – вредност функције кумулативне расподеле за одређено гранично стање DS , за одговарајући модел M_i

P_{DS_0} – вредност Функције густине вероватноће за гранично стање DS_0 при ком не долази до оштећења конструкције

P_{DS_i} – вредност Функције густине вероватноће за гранично стање DS_i

$P_{DS_i|IM_j}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од EDP у лог-лог простору, за одговарајуће гранично стање оштећења DS , у одговарајућој вредности IM

$P_{DS_i|S_d}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од S_d , за одговарајуће гранично стање оштећења DS_i

$P_{DS_i|IM}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од IM у лог-лог простору за одговарајуће гранично стање оштећења DS

$P_{LS_i|\Omega_i}$ – вредност функције кумулативне расподеле у зависности од Ω_i у аритметичком простору за одговарајуће гранично стање оштећења LS_i

$P_{L,R}$ – вредност вероватноће прекорачења референтног (прорачунског) сеизмичког дејства

P_L – вредност вероватноће прекорачења сеизмичког дејства граничног стања за које се рачуна γ

Q_i – корисно оптерећење

Q_R – вредност додатног гравитационог оптерећења за анализу нелинеарног понашања конструктивног система

S – фактор тла

S_a – спектрално убрзање

S_{at} – вредност спектралног убрзања у тачки циљног померања

S_{au} – вредност спектралног убрзања на граници капацитета носивости

S_{ay} – вредност спектралног убрзања на граници течења

S_d – спектрално померање

S_{dt} – вредност спектралног померања у тачки циљног померања

S_{du} – вредност спектралног померања на граници капацитета носивости

S_{dy} – вредност спектралног померања на граници течења

S_i – дејства земљотреса

S_v – спектрална брзина

$S_{a,EC8}^{EL}$ – вредност спектралног убрзања еластичног спектра одговора

$S_{a,\mu}^{SC}$ – средња вредност убрзања спектра одговора

$S_{a,\mu}^{SC}(T_0)$ – средња вредност убрзања спектра одговора за нулти период

$S_{d,CD}$ – вредност спектралног померања за гранично стање CD

$S_{d,ED}$ – вредност спектралног померања за гранично стање ED

$S_{d,MD}$ – вредност спектралног померања за гранично стање MD

$S_{d,SD}$ – вредност спектралног померања за гранично стање SD

$T_{L,R}$ – вредност повратног периода референтног (прорачунског) сеизмичког дејства

T_L – вредност повратног периода сеизмичког дејства граничног стања за које се рачуна γ

$T_{1,i}$ – први период осциловања од интереса за анализу одговора конструкције

$T_{2,i}$ – последњи период осциловања од интереса за анализу одговора конструкције

T_M – период осциловања одговарајућег модела

V – смичућа сила у основи зграде

W – комбинација гравитационог оптерећења

Мала слова:

a_g – пројектна вредност убрзања тла у функцији од g (интензитет дејства земљотреса за повратни период од 475 година, на територији Србије)

b/d – ширина и висина попречног пресека греде (у Табели 1)

b_{eff} – ефективна ширина АБ плоче на попречном пресеку греде

d_{bL} – пречник шипки подужне арматуре у ивичном или унутрашњем елементу зида

d_{bL} – средња вредност пречника профила подужне арматуре (за прорачун дужине пластичних зглобова)

d_{pl} – дебљина АБ плоче (таванице)

d_{sH} – пречник шипки главне смичуће арматуре АБ зида

d_{sw} – пречник шипки утежуће арматуре у ивичном елементу зида

d_v^{Mi} – вредност вертикалног померања на месту горње тачке уклоњеног елемента или дела елемента, за одговарајући модел Mi

d_w – дебљина АБ зида

d_x/d_y – димензије попречног пресека стуба (индекси x и y означавају странице паралелне одговарајућим глобалним осама)

f_{LN,DS_i}^{IM} – функција густине вероватноће лог-нормалне расподеле у зависности од IM за одговарајуће гранично стање оштећења DS

$f_{N,LS_i}^{\Omega_i}$ – функција густине вероватноће нормалне расподеле у зависности од Ω_i за одговарајуће гранично стање оштећења LS_i

f_c – вредност напона у бетону

$f_{cm,c}$ – максимална вредност чврстоће на притисак утегнутог бетона

f_{cm} – максимална вредност чврстоће на притисак неутегнутог бетона

f_y – напон на граници развлачења арматуре

f_{yh} – напон течења арматуре за утезање

f_{yk} – вредност челика на граници развлачења за линеарну анализу

f_{ym} – вредност челика на граници развлачења за нелинеарну анализу

$g_{f,beam}$ – сопствена тежина фасадних елемената која делује на фасадне греде

$g_{f,wall}$ – сопствена тежина фасадних елемената која делује на зидове

h – висина попречног пресека елемента

k – експонент који се усваја у зависности од сеизмичности подручја

k – однос σ_{su} и σ_{sy}

m – укупан број нивоа IM

m_{Mi} – процентуално учешће масе конструктивног система

n – укупан број сценарија оштећења за одговарајући модел

n_{bL} – укупан број шипки подужне арматуре у ивичном или унутрашњем елементу зида

$n_{bL,pod}$ – број шипки арматуре у једном реду у подужном, правцу паралелном дужини АБ зида

$n_{bl, \text{popr}}$ – број шипки арматуре у једном реду у попречном, правцу паралелном дебљини АБ зида

n_j – број коришћених земљотресних записа за сеизмички прорачун

n_j – број сценарија уклањања вертикалних елемената за прорачун робусности

$n_{sw, b}$ – сечност попречне арматуре у ивичном елементу зида у попречном правцу, паралелно дебљини зида

$n_{sw, d}$ – сечност попречне арматуре у ивичном елементу зида у подужном правцу, паралелно дужини зида

p_j – вероватноћа

q – корисно оптерећење

q – фактор понашања

q_{M1} – фактор понашања за M1

q_{M2} – фактор понашања за M2

q_{M3} – фактор понашања за M3

q_r – корисно оптерећење кровне плоче

r – однос E_c и разлике E_c и E_{sec}

s_{bl} – растојање између шипки подужне арматуре у ивичном или унутрашњем елементу зида

s_{sh} – растојање између шипки главне смичуће арматуре АБ зида

s_{sw} – растојање између шипки утежуће арматуре у ивичном елементу зида

$t_{0, NDA}$ – временски тренутак у ком се уклања вертикални или део вертикалног елемента

$t_{C, NDA}$ – време потребно да се достигне стање прогресивног лома

t_W – време у ком се достиже пун интензитет гравитационог оптерећења

$V_{S, 30}$ – средња вредност брзине простирања S таласа у горњих 30 m профила тла са смичућим деформацијама од 10^{-5} или мањим

χ – однос ε_c и $\varepsilon_{cm, c}$

z – крак унутрашњих сила одупирања која ствара момент савијања на разматраном пресеку зида

z_j – вредност броја колапса

Симболи:

α_K – пропорционални коефицијент пригушења крутости

α_M – пропорционални коефицијент пригушења масе

$\beta_{LN|DS_i}^{IM}$ – вредност стандардне девијације у логаритамској форми, функције лог-нормалне кумулативне расподеле вероватноће „фитоване“ криве повредљивости за референтну вредност IM , за одговарајуће стање оштећења DS .

ε_c – вредност дилатације у бетону

ε_{c2} – одговарајућа вредност дилатације у неутегнутом бетону за максималну вредност чврстоће на притисак неутегнутог бетона

$\varepsilon_{cm,c}$ – одговарајућа вредност дилатације у утегнутом бетону за максималну вредност чврстоће на притисак утегнутог бетона

$\varepsilon_{cu,c}$ – вредност граничне дилатације утегнутог бетонског језгра

ε_{su} – гранична вредност дилатације утегнутог бетона

$\theta_{DS_i}^{IM}$ – средња вредност расподеле у аритметичком простору, функције лог-нормалне кумулативне расподеле вероватноће „фитоване“ криве повредљивости за референтну вредност IM , за одговарајуће стање оштећења DS .

$\mu_{LN,IM_j}^{EDP_i}$ – средња вредност променљиве у лог-лог простору у зависности од EDP , за одговарајуће гранично стање оштећења DS , у одговарајућој вредности IM

$\mu_{LN|DS_i}^{S_d}$ – средња вредност функције кумулативне лог-нормалне расподеле вероватноће у лог-лог простору за одређену вредност $\ln S_d$.

$\mu_{LN|DS_i}^{IM}$ – средња вредност променљиве у лог-лог простору у зависности од IM за одговарајуће гранично стање оштећења DS

$\mu_{LS_i}^{\Omega_i}$ – средња вредност функције кумулативне нормалне расподеле вероватноће у аритметичком простору, одговарајућег граничног стања оштећења LS_i

$\mu_{a.s.}$ – средња вредност променљиве у аритметичком простору

$\mu_{l.l.s.}$ – средња вредност променљиве у лог-лог простору

ρ_w – вредност коефицијента армирања трансверзалном арматуром у једном од два главна правца

ρ_{yh} – запремински коефицијент армирања челиком за утезање

$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$ – вредност стандардне девијације функције кумулативне нормалне расподеле вероватноће у аритметичком простору, за сва гранична стања оштећења

$\sigma_{LN|DS_i}^{S_d}$ – вредност стандардне девијације функције кумулативне лог-нормалне расподеле вероватноће у лог-лог простору за одређену вредност $\ln S_d$.

$\sigma_{LN|DS_i}^{IM}$ – вредност стандардне девијације променљиве у лог-лог простору у зависности од IM за одговарајуће гранично стање оштећења DS

$\sigma_{LN,IM_j}^{EDP_i}$ – вредност стандардне девијације променљиве у лог-лог простору у зависности од EDP , за одговарајуће гранично стање оштећења DS , у одговарајућој вредности IM

$\sigma_{LS_i}^{\Omega_i}$ – вредност стандардне девијације функције кумулативне нормалне расподеле вероватноће у аритметичком простору, одговарајућег граничног стања оштећења LS_i

$\sigma_{a.s.}$ – вредност стандардне девијације променљиве у аритметичком простору

$\sigma_{l.l.s.}$ – вредност стандардне девијације променљиве у лог-лог простору

σ_{su} – напон у челику на граници капацитета

σ_{sy} – напон у челику на граници развлачења

ε_{c1} – вредности дилатације при максималној чврстоћи на притисак у заштитном слоју бетона

$\varepsilon_{c1,c}$ – вредност дилатације при максималном напону утегнутог бетонског језгра

$\varepsilon_{cu,1}$ – вредност граничне дилатације у заштитном слоју бетона

$\varepsilon_{cu,c}$ – гранична напон у утегнутом бетонском језгру

ε_{su} – гранично стање дилатације при ком настаје лом подужне шипке арматуре
 ε_{sy} – вредност дилатације на граници течења арматуре
 θ_u – гранична вредност релативног вертикалног померања греде у спратовима изнад уклоњеног стуба
 ν – *Poisson*-ов коефицијент
 $\xi_{1,i}, \xi_{2,i}$ – одговарајући релативни коефицијенти пригушења
 $\psi_{2,i}$ – коефицијент редукције корисног оптерећења
 ω_i – кружна фреквенција за одговарајући својствени облик осциловања
 Ω – проценат додатног гравитационог оптерећења за анализу нелинеарног понашања конструктивног система
 Ω^{Mi} – одговор система на уклањање елемента или дела елемента, за одговарајући модел M_i
 Ω_i – процентуална вредност додатног гравитационог оптерећења
 γ – вредности фактора скалирања за различите степене оштећења конструкције
 θ – угао између виртуелног "бетонског притиснутог штапа" и подужне осе зида

СПИСАК ТАБЕЛА, СЛИКА И ГРАФИКА:

Табеле:

- Табела 1** – Геометријске карактеристике конструктивних елемената зграда (стр. 38)
Табела 2 – Периоди вибрација конструкција за сеизмичку анализу (стр. 42)
Табела 3 – Периоди вибрација конструкција за анализу робусности (стр. 43)
Табела 4 – Арматура у стубовима и гредама, M1 (стр. 54)
Табела 5 – Арматура у стубовима и гредама, M2 (стр. 55)
Табела 6 – Арматура у стубовима и гредама, M3 (стр. 56)
Табела 7 – Резултати димензионисања зидова, M1 (стр. 56)
Табела 8 – Резултати димензионисања зидова, M2 (стр. 57)
Табела 9 – Резултати димензионисања зидова, M3 (стр. 58)
Табела 10 – Главне карактеристике земљотресних записа коришћених у NDA (стр. 63)
Табела 11 – Перформансна стања конструктивног система у зависности од међуспратних померања (стр. 71)
Табела 12 – Вредности циљних померања за модалну расподелу оптерећења (стр. 74)
Табела 13 – Параметри за прорачун кривих повредљивости (стр. 83)
Табела 14 – Вероватноћа појаве различитих стања оштећења за сва три модела (стр. 92)
Табела 15 – Параметри за прорачун кривих повредљивости *EC8* (стр. 122)
Табела 16 – Параметри за прорачун кривих повредљивости *mod EEEP* (стр. 123)
Табела 17 – Вредности угиба након уклањања стуба или ивичног елемента зида (стр. 131)

Табела 18 – Параметри за прорачун кривих повредљивости (стр. 140)

Табела 19 – Параметри за прорачун кривих повредљивости (стр. 142)

Табела 20 – Параметри за прорачун кривих повредљивости (стр. 144)

Слике:

Слика 1 – Предложени модел анализе сеизмичке повредљивости и робусности конструкција АБ зграда (стр. 29)

Слика 2 – Начин моделирања АБ зидова: а) систем од два линијска елемента; б) равански елемент, према (*Ajmal* и др., 2012), (*Ajmal* и др., 2015). (*Fahjan* и др., 2012), (*Fahjan* и др., 2010) (стр. 33)

Слика 3 – Геометријске карактеристике и утицаји у АБ зиду прорачунатом према EN1998-1 (2005), (*Milev*, 2016) (стр. 33)

Слика 4 – Моделирање зида као вишеслојног елемента, према (*Fahjan* и др., 2010) (стр. 34)

Слика 5 – Прорачунски модел М1 (стр. 35)

Слика 6 – Прорачунски модел М2 (стр. 35)

Слика 7 – Прорачунски модел М3 (стр. 36)

Слика 8 – Позиције конструктивних елемената у М1 (стр. 36)

Слика 9 – Позиције конструктивних елемената у М2 (стр. 37)

Слика 10 – Позиције конструктивних елемената у М3 (стр. 37)

Слика 11 – *Rayleigh*-ево вискозно пригушење у зависности од масе (M) и тангенцијалне крутости (K_T) (стр. 41)

Слика 12 – Први транслациони тон вибрација у Y правцу: а) М1; б) М2; с) М3 (стр. 42)

Слика 13 – Први транслациони тон вибрација у X правцу: а) М1; б) М2; с) М3 (стр. 42)

Слика 14 – Први ротациони тон вибрација: а) М1; б) М2; с) М3 (стр. 42)

Слика 15 – Шематски приказ пластичних зглобова на гредном елементу (*SeismoStruct*) (стр. 47)

Слика 16 – Приказ тежишта влакана на попречном пресеку зида са задатим карактеристикама материјала, М2 (*FWY*) (стр. 48)

Слика 17 – Приказ задатих карактеристика материјала на попречном пресеку греде (YBE) за анализу робусности, М1 (*ETABS*) (стр. 48)

Слика 18 – Приказ задатих карактеристика материјала на попречном пресеку греде (XBE) за сеизмичку анализу, М1 (*ETABS*) (стр. 49)

Слика 19 – Шема прорачуна анvelopа момената савијања за димензионисање дуктилних (*DCM*) АБ зидова, према (*Booth & David Key*, 2006) (стр. 51)

Слика 20 – Шема прорачуна анvelopа трансверзалних сила за димензионисање дуктилних (*DCM*) АБ зидова, према (*Booth & David Key*, 2006) (стр. 52)

Слика 21 – Попречни пресеци елемената конструкција (стр. 54)

Слика 22 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за М1 (стр. 59)

Слика 23 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за М2 (стр. 59)

Слика 24 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за М3 (стр. 60)

Слика 25 – *Pushover* крива (стр. 61)

Слика 26 – 1. корак: моделирање елемента који ће бити уклоњен замењујућим реактивним силама и оптерећивање конструкције до вредности W (2) (стр. 64)

Слика 27 – 2. корак: уклањање елемента (замењујућих реактивних сила) и оптерећивање у тренутку $t = t_{0,NDA}$ (стр. 64)

Слика 28 – 3. корак: наставак оптерећивања конструкције гравитационим оптерећењем Q_R (3) до достизања прогресивног лома ($t \geq t_{0,NDA}$) (стр. 65)

Слика 29 – *TH* функције за примену *NDA pushdown* методе (стр. 65)

Слика 30 – Пример кривих повредљивости за мала, умерена, изражена и потпуна оштећења конструкције, према HAZUS (2013) (стр. 67)

Слика 31 – Контролне тачке на кривој капацитета, према RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003) (стр. 67)

Слика 32 – а) перформансна стања, б) веза сила-деформација, према FEMA 356 (2000) (стр. 69)

Слика 33 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима M1, у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 74)

Слика 34 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима M2, у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 74)

Слика 35 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима M3, у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 75)

Слика 36 – Шематски приказ одређивања кривих повредљивости, према (Pejović, 2016) (стр. 78)

Слика 37 – Приказ резултата прорачуна и нормална расподела вредности у лог – лог простору (стр. 81)

Слика 38 – Приказ резултата прорачуна и њихова лог-нормална расподела вредности у аритметичком простору (стр. 82)

Слика 39 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за лог-нормалну расподелу вредности (стр. 82)

Слика 40 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EC8 (EN1998-1, 2005), *EEEEP* (лево) (Mohamed и др., 2014) и *mod EEEP* (десно) за M1 у X правцу (стр. 99)

Слика 41 – Приказ резултата прорачуна и њихова лог-нормална расподела вредности у аритметичком простору (стр. 121)

Слика 42 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за лог-нормалну расподелу вредности (стр. 121)

Слика 43 – Приказ резултата прорачуна и њихова нормална расподела вредности у аритметичком простору (стр. 140)

Слика 44 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за нормалну расподелу вредности (стр. 140)

Графици:

График 1 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за M1 (стр. 45)

График 2 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за M2 (стр. 46)

График 3 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за М3 (стр. 46)

График 4 – Однос напон-дилатација у челику за армирање за нелинеарну анализу (стр. 47)

График 5 – Дијаграми момената савијања за FZY I за М1 (лево) и М2 (десно) (стр. 52)

График 6 – Дијаграми трансверзалних сила за FZY I за М1 (лево) и М2 (десно) (стр. 53)

График 7 – Дијаграм интеракције М – N за FZY I за М1 (лево) и М2 (десно) (стр. 53)

График 8 – Приказ одабраних записа у виду спектра одговора, као и средњих вредности некалираних и скалираних записа и еластичног спектра одговора према EN1998-1 (2005) (стр. 63)

График 9 – Функције спектра одговора за прорачун перформансних стања конструкције (стр. 70)

График 10 – Криве капацитета за пропорционалну и модалну расподелу оптерећења у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 73)

График 11 – Криве капацитета за модалну расподелу оптерећења са дејством у једном главном правцу и додатком од 30% у другом правцу, X правац (лево) и Y правац (десно) (стр. 73)

График 12 – Тачке циљних померања на кривама капацитета за модалну расподелу оптерећења, X правац (лево) и Y правац (десно) (стр. 73)

График 13 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за М1 у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 76)

График 14 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за М2 у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 76)

График 15 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за М3 у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 76)

График 16 – Компарација средњих вредности међуспратних дрифтова (IDR) за сва три модела у оба правца (стр. 77)

График 17 – Криве повредљивости за М1 према HAZUS (2013) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 84)

График 18 – Криве повредљивости за М2 према HAZUS (2013) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 84)

График 19 – Криве повредљивости за М3 према HAZUS (2013) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 85)

График 20 – Криве повредљивости за М1 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 85)

График 21 – Криве повредљивости за М2 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 86)

График 22 – Криве повредљивости за М3 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 86)

График 23 – Криве повредљивости за М1 према FEMA 356 (2000) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 87)

График 24 – Криве повредљивости за М2 према FEMA 356 (2000) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 87)

- График 25** – Криве повредљивости за М3 према FEMA 356 (2000) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 88)
- График 26** – Криве повредљивости за М1 према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 88)
- График 27** – Криве повредљивости за М2 према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 89)
- График 28** – Криве повредљивости за М3 према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 89)
- График 29** – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према HAZUS (2013) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 90)
- График 30** – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 90)
- График 31** – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према FEMA 356 (2000) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 91)
- График 32** – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно) (стр. 91)
- График 33** – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 93)
- График 34** – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 94)
- График 35** – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 94)
- График 36** – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 94)
- График 37** – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 95)
- График 38** – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац) (стр. 95)
- График 39** – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 96)
- График 40** – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 96)
- График 41** – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 97)
- График 42** – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 97)
- График 43** – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 98)
- График 44** – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац) (стр. 98)
- График 45** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М1 у X правцу (стр. 99)
- График 46** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М2 у X правцу (стр. 100)

- График 47** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М3 у Х правцу (стр. 100)
- График 48** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М1 у У правцу (стр. 101)
- График 49** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М2 у У правцу (стр. 101)
- График 50** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М3 у У правцу (стр. 102)
- График 51** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М1 у Х правцу (стр. 102)
- График 52** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М2 у Х правцу (стр. 103)
- График 53** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М3 у Х правцу (стр. 103)
- График 54** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М1 у У правцу (стр. 104)
- График 55** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М2 у У правцу (стр. 104)
- График 56** – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М3 у У правцу (стр. 105)
- График 57** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио А1/FW1У у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 105)
- График 58** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио В1/FWBХ у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 106)
- График 59** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио С1/FWCХ у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 106)
- График 60** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D1/FWDХ у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 107)
- График 61** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио Е1 у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 107)
- График 62** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио А2/FW2У у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 108)
- График 63** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио В2/IWBХ у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 108)
- График 64** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио С2/IWCХ у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 109)
- График 65** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D2 у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 109)
- График 66** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио Е2 у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 110)
- График 67** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио А3/FW3У у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 110)
- График 68** – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио В3/IW3У у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 111)

График 69 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио С3 у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 111)

График 70 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D3 у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 112)

График 71 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M1 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 112)

График 72 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M2 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 113)

График 73 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M3 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 114)

График 74 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M1 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 115)

График 75 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M2 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 115)

График 76 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M3 у Х (лево) и У правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета (стр. 116)

График 77 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M1 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 117)

График 78 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M2 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 117)

График 79 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M3 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 118)

График 80 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M1 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 119)

График 81 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M2 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 119)

График 82 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M3 у Х (лево) и У правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета (стр. 120)

График 83 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_a у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 124)

График 84 – Компарација кривих повредљивости према *EEEEP* кривама капацитета за S_a у Х (лево) и У правцу (десно) (стр. 124)

График 85 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_d у Х правцу (стр. 125)

График 86 – Компарација кривих повредљивости према *mod EEEP* кривама капацитета за S_d у Х правцу (стр. 125)

График 87 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_d у У правцу (стр. 126)

График 88 – Компарација кривих повредљивости према *mod EEEP* кривама капацитета за S_d у У правцу (стр. 127)

График 89 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за A1/FW1Y (лево) и B1/FWBX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 127)

График 90 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за C1/FWCX (лево) и D1/FWDX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 128)

- График 91** – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за E1 (лево) и A2/FW2Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 128)
- График 92** – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за B2/IWBX (лево) и C2/IWCX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 129)
- График 93** – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за D2 (лево) и E2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 129)
- График 94** – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за A3/FW3Y (лево) и B3/IW3Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 130)
- График 95** – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за C3 (лево) и D3 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 130)
- График 96** – *Pushdown* криве за A1/FW1Y (лево) и B1/FWBX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 132)
- График 97** – *Pushdown* криве за C1/FWCX (лево) и D1/FWDX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 132)
- График 98** – *Pushdown* криве за E1 (лево) и A2/FW2Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 133)
- График 99** – *Pushdown* криве за B2/IWBX (лево) и C2/IWCX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 133)
- График 100** – *Pushdown* криве за D2 (лево) и E2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 134)
- График 101** – *Pushdown* криве за A3/FW3Y (лево) и B3/IW3Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 134)
- График 102** – *Pushdown* криве за C3 (лево) и D3 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 135)
- График 103** – *Pushdown* криве за FWY/A1,A2 (лево) и FWXS/B1,C1 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 135)
- График 104** – *Pushdown* криве за FWY,M/A3,A4 (лево) и IWX,S/B2,C2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 136)
- График 105** – *Pushdown* криве за IWY,M/B3,B4 сценарио уклањања вертикалних елемената (стр. 136)
- График 106** – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M1 (стр. 137)
- График 107** – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M2 (стр. 137)
- График 108** – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M3 (стр. 138)
- График 109** – Криве повредљивости за M1, када се уклањају само стубови (стр. 141)
- График 110** – Криве повредљивости за M2, када се уклањају само стубови (стр. 141)
- График 111** – Криве повредљивости за M3, када се уклањају сви стубови уклоњени у M1 (стр. 142)
- График 112** – Криве повредљивости за M3, када се уклањају сви стубови уклоњени у M2 (стр. 143)
- График 113** – Криве повредљивости за M1, када се уклањају само зидови (стр. 143)
- График 114** – Криве повредљивости за M2, када се уклањају само зидови (стр. 143)

График 115 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови на локацијама уклоњених зидова у М1 (стр. 144)

График 116 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови на локацијама уклоњених зидова у М2 (стр. 144)

График 117 – Криве повредљивости за М1 (стр. 145)

График 118 – Криве повредљивости за М2 (стр. 145)

График 119 – Криве повредљивости за М3 (стр. 146)

График 120 – Компарација кривих повредљивости, када се уклањају сви стубови у М1, М2 и М3 (стр. 146)

График 121 – Компарација кривих повредљивости, када се уклањају сви зидови у М1, М2 и М3 (стр. 147)

График 122 – Компарација кривих повредљивости за М1, М2 и М3 (стр. 147)

График 123 – Компарација кривих повредљивости за М1 и М3, када се уклањају сви стубови у М1 и стубови у М3 на истим локацијама (стр. 148)

График 124 – Компарација кривих повредљивости за М2 и М3, када се уклањају сви стубови у М2 и стубови у М3 на истим локацијама (стр. 148)

График 125 – Компарација кривих повредљивости за М1 и М3, када се уклањају сви зидови у М1 и стубови у М3 на истим локацијама (стр. 149)

График 126 – Компарација кривих повредљивости за М2 и М3, када се уклањају сви зидови у М2 и стубови у М3 на истим локацијама (стр. 150)

График 127 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М1 (стр. 151)

График 128 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М2 (стр. 151)

График 129 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М3 (стр. 152)

График 130 – Компарација линеарних апроксимација стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости (стр. 152)

СКРАЋЕНИЦЕ:

АБ – армирани бетон, армирано-бетонски

И.Е.З. – ивични елемент зида

ЛЕА – линеарно-еластична анализа

МКЕ – метода коначних елемената

НДА – нелинеарна динамичка анализа

НСА – нелинеарна статичка анализа

ПЛ – прогресивни лом (енг. *progressive collapse*).

У.Е.З. – унутрашњи елемент зида

АЕМ – метода примењених елемената (енг. *applied element method*)

АНН – вештачке неуронске мреже (енг. *artificial neural network*)

CD – тотално оштећење (колапс) (енг. *complete damage*):

CDF – функција кумулативне расподеле вероватноће (енг. *cumulative distribution function*)

CP – спречавање рушења (енг. *collapse prevention*)

DCH – класа високе дуктилности (енг. *ductility class high*)

DCM – класа средње дуктилности (енг. *ductility class medium*)

DI – индекс оштећења (енг. *damage index*)

DL – ограничење оштећења (енг. *damage limitation*)

DS – стање сеизмичког оштећења објекта (енг. *damage state*)

DSMV – средња вредност одговарајућег степена оштећења (енг. *damage state median values*)

EC8 CC – билинеарна крива капацитета одређена према EN1998-1 (енг. Eurocode 8 capacity curve)

ED – озбиљно оштећење (енг. *extensive damage*):

EDP – инжењерски параметар захтева (одговора конструкције) (енг. *engineering demand parameter*).

EEEEP – еласто-пластична функција еквивалентне енергије (енг. *equivalent energy elasto-plastic function*)

EN или *EH* – Европске норме за прорачун конструкција

FO – потпуна оперативност (енг. *fully operational*):

IDR – међуспратних дрифт (енг. *inter-story drift*)

IM – мера интензитета (енг. *intensity measure*)

IO – тренутна употребљивост (енг. *immediate occupancy*)

LS – безбедност/заштита живота (енг. *life safe*):

LS_i – гранично стање оштећења објекта при анализи робусности (енг. *limit state*)

MD – умерено оштећење (енг. *moderate damage*):

MDOF - систем са више степени слободе (енг. *multi degree of freedom*)

MLE – метода процене максималне вероватноће (енг. *maximum likelihood estimation*)

MOD – расподела оптерећења пропорционална основном тону

mod EEEP – модификована *EEEEP*

mod EEEP CC – билинеарна крива капацитета одређена према модификованој *EEEEP* методи (енг. *Equivalent Energy Elasto-Plastic - EEEP*)

NC – близу колапса (енг. *near collapse*):

ND – без оштећења (енг. *no damage*)

O – радно стање (енг. *operational*)

OP – оперативно (енг. *operational*):

PBEE – земљотресно инжењерство засновано на перформансама (енг. *performance based earthquake engineering*)

PDF – функција густине вероватноће (енг. *probability density function*)

PGA – максимално убрзање тла (енг. *peak ground acceleration*)

PGV – максимална брзина тла (енг. *peak ground velocity*)

PHA – максимално хоризонтално убрзање тла (енг. *peak horizontal acceleration*)

PROP – расподела оптерећења пропорционална маси

RL – замењујуће реактивно оптерећење уклоњеног елемента или дела елемента (енг. *Replacement Load*)

SD – значајна оштећења за EN1998-1 и 3 (енг. *significant damage*)

SD – мало оштећење за HAZUS и RISK-UE (енг. *slight damage*):

SDOF – систем са једним степеном слободе (енг. *single degree of freedom*)

TH – функција са временским записом (енг. *time history*)

THA – анализа заснована на временском запису (енг. *time history analysis*)

(скраћенице на ћириличном писму су усвојене за појмове који се вишеструко појављују у тексту, док су за појмове који се ређе појављују усвојене скраћенице на латиничном писму, према оригиналним терминима на енглеском језику)

1. УВОД

При дејству снажних земљотреса и/или инцидентних дејстава одговор армиранобетонских (АБ) конструкција праћен је појавом прлина и различитих оштећења. Савремени концепти пројектовања конструкција, применом нелинеарних метода анализе, омогућавају боље сагледавање њеног понашања и након достизања границе попуштања и преласка у пост-еластично подручје.

Пројектовање сеизмички отпорних конструкција, за прорачунско сеизмичко дејство контролисаним смањењем носивости система условљава обезбеђење нелинеарног дуктилног одговора система, што резултира појавом оштећења на носећим и неносећим елементима и инсталацијама (*Lađinović, 2008*). У зависности од степена оштећења конструкције, постоји ризик од већих материјалних губитака, угрожавања нормалног коришћења објеката, чак и до губитака људских живота. Због тога се последњих година уводе истраживања која би омогућила увид у вероватноћу појаве и оштећења објеката. У том циљу користе се функције повредљивости које омогућују сагледавање ризика оштећења или рушења објекта при сеизмичком или другим инцидентним дејствима.

Највише заступљене конструкције зграда на граници средње и високе спратности (око 8 до 10 спратова) су АБ скелетни системи или скелети укрућени АБ зидовима. То је разлог што су истраживања у овом раду усмерена на ове конструкције и проучавање њиховог понашања у земљотресима, (тј. под сеизмичким дејствима) и њиховој робусности.

Све чешћи удари снажних земљотреса у многим земљама широм света и у нашем региону условљавају дубље проучавање њихових ефеката на грађевинске објекте. У том правцу уочљиво је стално преиспитивање постојећих метода анализе свих фаза пројектовања и извођења конструкција грађевинских објеката. Поред тога, од значаја су напори земаља са подручјима које погађају снажни земљотреси, на унапређењу техничких прописа/стандарда и препорука за пројектовање сеизмички отпорних конструкција. Присутни су стални напори за унапређење методологија за анализу сеизмичке отпорности АБ конструкција зграда. Последњих година посвећује се пажња и тежи се и развоју методологија за процене оштећења, штета и економских губитака. У том правцу донето је неколико докумената у Агенцији *FEMA 356 (2000)*, *FEMA 440 (2005)*, *FEMA P-58-1 (2012)*, *FEMA P-58-2 (2012)* који укључују и квантификацију фактора сеизмичких перформанси компонената у САД.

У државама Европске уније су присутни напори за доношење Европских норми (ЕН) за конструкције ЕН 1990 до 1999. Наиме, Предстандарди су понуђени деведесетих година са пробном применом, а затим су публиковани Стандарди између 2002. и 2006. године, који се примењују у земљама Европске уније и шире. Сада се активно ради на иновирању Еврокодова који ће бити означени бројевима 2020, а сличне активности се проводе и Међународном удружењу за бетон (енгл. *fib*) (*CEB-FIP, Bulletin 66, 2013*). Ове активности су интензивирани од 2017. године. Недавно је код нас усвојен Правилник за грађевинске конструкције у којима су као СРПС (српски стандарди) усвојене ЕН уз Национални прилози који их прате. У САД више институција *ATC*, *FEMA*, *EERI* које доносе важне документе који се односе на поменуте области Земљотресног инжењерства.

Од посебног значаја су истраживања у циљу процене оштећења изазваних сеизмичких дејствима, а везано са тим анализа и процена сеизмичког ризика и повредљивости елемената и конструкција. Развој методологија заснива се на емпиријским и теоријским методологијама и смерницама за процену. У пракси се за анализу сеизмичког хазарда користе се детерминистички и пробабилистички приступ. (*Abrahamson, 2006*)

За пројектовање сеизмички отпорних конструкција у Јапану, Н. Зеланду, нарочито, а и другим државама после деловања снажних земљотреса увођене су битне промене техничких прописа и препорука. Слично се дешава и у другима државама које су погођене и снажним земљотресима (Кина, Чиле и др.).

Губици и штете које су последица снажних земљотреса се процењују по развијеним методологијама. Највише су коришћене методологија предложена у *HAZUS* (2013), *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995), *FEMA 356* (2000) и *EN1998-1* (2005), *EN1998-3* (2005). То се везује и за препоруке за ублажавање (митигацију) оштећења и последица земљотреса, и за процену повредљивости и подложности великим оштећењима чак и делимичним или потпуним лома (рушења). Отпорност конструкције на потпуни лом у случају када се конструкција теже оштете или делимично уруши је својство које се назива робусност.

Први део овог истраживања управо је посвећен напред наведеним проблемима, а други део се односи на анализу робусности АБ конструкције зграда. При томе је у оба дела најпре проучена и критички приказана доступна литература, а и технички прописи који се односе на анализу АБ конструкције зграда, са нагласком на сеизмичке аспекте и деловање инцидентних дејстава/оптерећења. Одабране су карактеристичне конструкције зграда за моделирање и нумеричке анализе уз варирање утицајних параметара. Приказани су и анализирани обимни резултати спроведених истраживања који су омогућили дискусију резултата и формулисање одговарајућих закључака и препорука за пројектовање сеизмички отпорних АБ конструкција зграда и њиховог понашања при губитку неког вертикалног носећег елемента. То је повезивано са инцидентним дејствима или терористичким акцијама.

Како је напред наглашено, у другом делу дисертације анализирана је робусност скелетних и скелета укрућених зидовима конструкција АБ зграда. Ова област почела је да се развија после рушења дела зграде *Ronan Point* у Лондону 1968. године. Интерес, за ову област, је значајно порастао после рушења Светког трговинског центра у Њујорку 2001. године, јер је било неколико терористичких напада, најчешће са рушењем вертикалних елемената у приземљу зграда (*Folić, 2016*).

2. ПРЕГЛЕД ЛИТЕРАТУРЕ

2.1. Повредљивост конструкција на сеизмичка дејства

Концепти пројектовања сеизмички отпорних конструкција, и теоријске поставке проблема, као и анализа одговора система су предмет мноштва радова. У раду (*Ansal, 2014*), разматрају се последња унапређења у земљотресном инжењерству у ширем смислу. У књизи (*Avramidis* и др., 2016) је детаљно приказан концепт и описани су кораци прорачуна АБ зграда према прописима *EN1998-1* (2005). Садржај рада је пропраћен коментарима и примерима. Детаљна објашњења поменуте проблематике концепта сеизмичког пројектовања и анализе одговора АБ зграда, са мноштвом коментара, смерница и примера, дата су у радовима (*Bisch* и др., 2011), (*Booth & David Key, 2006*), (*Booth, 2014*), (*Datta, 2010*), (*Elghazouli, 2017*), (*Fardis, 2015*), (*Fardis & Tsionis, 2011*). У свом истраживању, (*Penelis & Penelis, 2014*) се баве концептуалним пројектовањем АБ зграда у сеизмички активним подручјима. Веома детаљна теоријска објашњења, пропраћена општим принципима и смерницама у поменутој области, у сагласности са *EN1998-1* (2005), дата су у књизи (*Fardis, 2009*). Наведена литература и постојећи прописи *EN1990* (2005), *EN1991* (2002), *EN1992* (2005), *EN1998-1* (2005), *EN1998-2* (2005), *EN1998-3* (2005), коришћени су као смернице и основа за линеарно-еластичну анализу (ЛЕА) и поставке проблема за нелинеарну анализу одабраних конструкција АБ зграда.

Процена одговора конструкција у зони пост-еластичног понашања, применом метода нелинеарне статичке анализе (*HCA, Nonlinear Static Pushover Analysis – NSA*) и

нелинеарне динамичке анализе (НДА, *Nonlinear Dynamic Analysis – NDA*), разматрана је у бројним истраживањима. У раду (*Lađinović, 2008*) приказана је метода анализе конструкција зграда на сеизмичка дејства и пројектовање сеизмички отпорних конструкција. Методе нелинеарне анализе, примењене су у докторским дисертацијама (*Ćosić, 2014*), (*Folić, 2016*), (*Pejović, 2016*), (*Radujković, 2015*), (*Rašeta, 2014*), (*Serdar, 2017*), за анализу пост-еластичног одговора различитих типова АБ конструктивних система, попут зграда (*Ćosić, 2014*), (*Folić, 2016*), (*Pejović, 2016*), (*Radujković, 2015*) и мостова (*Rašeta, 2014*), (*Serdar, 2017*). Поменуте методе нелинеарне анализе пружају могућност да се одреди одговор конструктивног система, када из линеарно еластичне зоне понашања, пређе у зону нелинеарног одговора. Њиховом применом, одређени су параметри нелинеарног сеизмичког одговора конструкција, који су коришћени за компаративну анализу перформанси три анализирана модела, као и за прорачун сеизмичке повредљивости конструкција.

Метода *HCA* је у једноставнија и временски мање захтевна за прорачун нелинеарног одговора конструкција, у поређењу са *HDA*, и примењена је у истраживањима (*Ajmal* и др., 2012), (*Ajmal* и др., 2015), (*Fahjan* и др., 2012), (*Fahjan* и др., 2010). У њима су се аутори бавили моделирањем зидова и анализом пост-еластичног понашања зграда рамовског система, укрупњених АБ зидовима. Применом методе *pushover HCA* може се установити вредност деформације конструкције за одговарајући пројектни спектар одговора. Широко примењена метода на подручју земаља ЕУ, и у свету, је *N2* метода коју је предложио *Fajfar* (2002), која је уврштена у постојећи Еврокод *EN1998-1* (2005). Осим наведене, постоји знатан број метода за одређивање тачке циљног померања конструкције које су саставни део докумената *ATC-40* (1996), *FEMA 356* (2000), *FEMA 440* (2005).

Примена методе *HCA* у анализи сеизмичког одговора АБ зграде оквирног система, приказана је и у истраживању (*Manjula* и др., 2013), док је у раду (*Rana* и др., 2004) анализирана деветнаесто-спратна АБ зграда оквирног система, укрупњене АБ зидовима. Дискусија примене методе нелинеарне анализе у анализи перформанси АБ конструкција, предмет је рада (*Spracone* и др., 2007). У раду (*Lusa* и др., 2013), аутори су анализирали могућност побољшања *pushover* анализе, оптималном апроксимацијом кривих капацитета.

У пројекту *NIST GCR 10-917-9* (2010), приказан је детаљан преглед и дата су побољшања за моделирање нелинеарног понашања система са више степени слободe (енг. *multi degree of freedom – MDOF*). Приказане су смернице за формулацију модела, избор одговарајућих нелинеарних метода анализе и алтернативне приступе моделирању конструкција. Извештај *NIST GCR 17-917-45* (2017) садржи препоруке за усвајање одређених модела хистерезисног понашања, за употребу у нелинеарним сеизмичким анализама, које се користе у сеизмичкој процени перформанси конструкција. Пројекат *NIST GCR 17-917-46v1* (2017) садржи смернице за нелинеарну анализу, моделирање и прорачун зграда.

У овом истраживању, због великог броја сценарија уклањања вертикалних елемената (стубова и зидова) и делова вертикалних зидова у приземним етажама конструкције, метода *HCA* је примењена за анализу перформанси система са уклоњеним конструктивним елементима, кроз анализу њиховог нелинеарног одговора у виду *pushover* кривих, односно кривих капацитета.

Прорачуном, моделирањем и проблемом детаљирања АБ зидова према *EN1998-1* (2005), у свеобухватној анализи, бавио се у свом раду *Milev* (2016). Детаљан поступак прорачуна *DCM* АБ зграде и димензионисање АБ зидова према *EN1998-1* (2005), приказан је у књизи (*Milev & Kardzhiev, 2012*). Веома широка анализа перформанси АБ зидова при сеизмичким дејствима, пропраћена детаљним теоријским поставкама, нарочито АБ зидова са отворима, предмет је докторске дисертације (*Petronijević, 2017*). Моделирање зидова и ивичних елемената зидова у АБ зградама за примену метода

нелинеарне анализе, тема су радова (*Darani & Moghadam*, 2012), (*Dursun*, 2018), (*Kubin* и др., 2008), (*Ajmal* и др., 2012), (*Ajmal* и др., 2015). (*Fahjan* и др., 2012), (*Fahjan* и др., 2010), (*Oh* и др., 2002). Перформансе конструкција са АБ зидовима са јаким и slabим везним гредама, предмет су истраживања (*Eljadei*, 2012), (*Ezz El-Arab*, 2012). Уз примену техничких прописа *EN1990* (2005), *EN1991* (2002), *EN1992* (2005), *EN1998-1* (2005), *EN1998-2* (2005), *EN1998-3* (2005), смернице дате у књизи (*Milev & Kardzhiev*, 2012), и раду (*Milev*, 2016) су коришћене за прорачун и димензионисање АБ зидова на основу резултата *ЛЕА*.

У широко анализираној и литератури коришћеној у овом раду која се односи на области прорачуна и моделирања АБ конструкција, садржани су приступ и методе моделирања утегнутог бетона у АБ елементима (*Mander* и др., 1988), (*Park & Paulay*, 1975), као и прорачун дужине пластичних зглобова. (*Paulay & Priestley*, 1992), (*Priestley* и др., 1996). Компаративна анализа моделирања утегнутог АБ према правилницима *EN1992* (2005), *EN1998-1* (2005), тема је рада (*Radujković* и др., 2017), У раду (*Filaj*, 2016), аутори су истраживали утицај фактора који могу утицати на понашање утегнутог бетона. Веза напон-дилатација за арматурни челик, одређена је на основу препорука датих у *EN1992-1* (2005), док су у обзир узете препоруке из истраживања (*Fardis*, 2009), (*Tavio* и др., 2018), (*Rai* и др., 2012). Евалуација минималне количине арматуре у ивичним елементима дуктилних АБ зидова, предмет је истраживања (*Lu & Henry*, 2015), (*Hoult*, 2017). Анализа ефеката различитог приступа моделирању пластичних зглобова, тема је рада (*Inel & Ozmen*, 2006), док је свеобухватни приказ и преглед моделирања дужине пластичних зглобова приказан у радовима (*Zhao* и др., 2011), (*Fardis*, 2009). Поменута литература и описани модели апроксимације понашања утегнутог бетона, послужили су као теоријска подлога за успостављање напонско-дилатационих веза за утегнути АБ и арматуру у ивичним елементима зидова, стубовима и гредама. Модели предложени у радовима (*Fardis*, 2009) и (*Zhao* и др., 2011) су коришћени за избор модела прорачуна дужине пластичних зглобова елемената конструкција.

Преглед примене пробабилистичких и детерминистичких метода у процени сеизмичког хазарда, и аспеката њихове анализе које треба унапредити, тема је рада (*Abrahamson*, 2006). Широко теоријски преглед анализа сеизмичког хазарда и ризика, презентирајући је у књизи (*Bulajić*, 2019). Поступак и методе избора земљотресних записа за *НДА*, описани су у радовима (*Baker & Cornell*, 2006). У радовима (*Iervolino* и др., 2021), (*Iervolino* и др., 2008) је дат преглед избора записа према *EN1998-1* (2005), као и начин избора записа применом програма *REXEL*. У истраживању (*Ćosić & Brčić*, 2012) приказана је методологија за припрему и обраду акцелерограма који се користе за сеизмички прорачун конструкције. У раду (*Faroughi & Hosseini*, 2011), су истраживали могућност упрошћења сеизмичких записа за примену у *НДА*. Поступци избора и скалирања земљотресних записа за примену у *NDA*, најшире су обухваћени публикацијама (*Fahjan*, 2010), (*Kalkan & Chopra*, 2010), (*Kwong & Chopra*, 2015), *NIST GCR 11-917-15* (2011), (*Shome* и др., 1998). Акцелерограми коришћени у анализи, одабрани су из база података (*Ambraseys* и др., 2002.) и *ORFEUS*. Модел *Rayleigh*-евог пригушења, коришћен у прорачуну, описан је у истраживањима (*Chopra*, 2012), (*Ćosić* и др., 2017), (*Cruz & Miranda*, 2017). Смернице дате у наведеној литератури, коришћене су за избор и скалирање земљотресних записа, који су примењени у *НДА*.

Детаљни описи поступака процене штете, анализе и санације конструкција, дати су у америчком документу *FEMA356 (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, 2000). Поред *FEMA 356* (2000), правилник *EN1998 – део 3 EN1998-3* (2005) (Процена стања и ојачање зграда) се такође односи на ову проблематику. Садржај оба документа је коришћен за извођење закључка и смерница приликом израде докторске дисертације.

Осим наведених правилника *FEMA 356* (2000), *EN1998-3* (2005), метода која се већ дуже време примењује у прорачуну кривих повредљивости и степену оштећења објекта је описана у документу *SEAOC Vision 2000 Committee* (1995) и *HAZUS* (2013) који

представља наставак и побољшање метода предложених у документу FEMA 356 (2000). Напредни приступ сценаријима ризика од земљотреса са применом у различитим европским градовима и методе прорачуна стања оштећења и кривих повредљивости, такође су описане у документу RISK-UE (*Milutinović & Trendafiloski, 2003*).

Поменуте методе које се користе за процену граничних стања оштећења конструкција зграда, примењене су у докторској дисертацији како би се установиле вероватноће појаве различитих степени оштећења АБ зграда. Мотив избора више метода је процена граничних стања оштећења у одабраним моделима и компарација разлика добијених вредности, у зависности од одабране методе. На основу тога се може установити које методе дају сличне резултате, а код којих се јављају већа одступања. Уједно, ово је један од доприноса спроведеног истраживања, при чему се поменуте методе надовезују, односно примењене су на резултате НДА.

Још једна од метода за дефинисање граничних стања оштећења АБ конструкција је и индекс оштећења (енг. *damage index – DI*). Ову методу су први предложили (*Park* и др., 1984), (*Park & Ang, 1985*). Иако је веома практична за примену на локалном нивоу, прорачун оштећења целог објекта је мало сложенији. Модификација ове методе за прорачун граничних стања оштећења на глобалном нивоу, предложена је у радовима (*Datta & Ghosh, 2008*), (*Datta, 2010*). Побољшање *DI* је предложено и у истраживањима (*Lađinović & Folić, 2004*), (*Lađinović* и др., 2011),. Због комплексности прорачуна, индекс оштећења *DI* није био предмет анализе у овом раду.

Методологија описана у документу HAZUS (2013) је примењена у бројним научним радовима и базира се на прорачуну кривих повредљивости на основу резултата добијених нелинеарном статичком *pushover* анализом или нелинеарном динамичком анализом.

Осим наведене методологије, у случајевима у којима је претходном анализом утврђена могућност појаве великих оштећења конструкције, примењена је метода пробабилистичке анализе ризика, заснована на мери интензитета дејстава (енг. *intensity measure – IM*) и параметра одговора конструкције (енг. *engineering demand parameter – EDP*). Примена ове методе подразумева и коришћење метода математичке вероватноће и статистике. Она је веома комплексна за коришћење и примењена је само за анализу сеизмичког одговора изворних модела зграда.

Поступак процене перформанси конструкција и прорачуна оштећења, презентирају се у радовима (*Borele & Datta, 2015*), (*Čokić* и др., 2018), (*Folić & Čokić, 2021*). Метод и оквир за сеизмичку процену АБ зграда у Аустралији, приказан је у раду (*Menegon* и др., 2019). Процена повредљивости и ризика АБ оквирне конструкције, тема је рада (*Olteanu* и др., 2011), у коме је примењена методологија за процену стања оштећења приказана у RISK-UE (*Milutinović & Trendafiloski, 2003*). Повредљивост високих АБ зграда, тема је докторске дисертације (*Pejović, 2016*) и рада (*Pejović & Janković, 2015*), док је могућност примене ове методологије могућ и приказан у случају АБ мостова, у докторској дисертацији (*Serdar, 2017*). Процена сеизмичке повредљивости АБ зграда скелетног система, тема је докторске дисертације (*Ramamoorthy, 2006*). Процена сеизмичке повредљивости, област је истраживања и радова (*Maio* и др., 2017), (*Vazurkar & Chaudhari, 2016*), (*Yeh* и др., 2000), (*Zemeeruddin & Sangle, 2021*) (АБ зграде), (зграде са зидовима испуне) (*Rodrigues* и др., 1998), (школе) (*Trendafiloski & Milutinović, 2003*).

Методе прорачуна кривих повредљивости, теоријске основе и објашњења статистичких метода, приказане су у радовима (*Baker, 2015*), (*Porter, 2015*), (*Sfahani* и др., 2015). Развој методологија за процену сеизмичке повредљивости у последњих 30 година, описан је у раду (*Calvi* и др., 2006). Преглед стања процене сеизмичке повредљивости изазване природним непогодама предмет је рада (*Vamvatsikos* и др., 2010). У истраживању (*Ćosić & Folić, 2015*), разматране су перформансе оштећене АБ зграде, применом нелинеарне анализе и коефицијента оштећења. Осим наведених

метода за процену стања оштећења конструкција АБ зграда, разматране су и методе описане и анализирани у (*Giovinazzi & Lagomarsino*, 2006), (*Giovinazzi*, 2005), (*Lagomarsino & Giovinazzi*, 2006), па се њихова примена предлаже за будућа истраживања. Криве повредљивости прорачунате применом правилника HAZUS (2013), резултат су прорачуна у раду (*Vasavada & Patel*, 2016). Процена штете на ширем географском подручју, приказана је у радовима (*Atalić* и др., 2019) и (*Vicente* и др., 2008).

Преглед примене методологије за процену конструкција пројектованих на основу сеизмичких перформанси предмет је рада (*Güney & Mosalam*, 2012). Изазови и напредак у земљотресном инжењерству заснованом на перформансама (енг. *Performance Based Earthquake Engineering – PBEE*), презентирани су у раду (*Krawinkler*, 1999). Поред наведеног, детаљан преглед *PBEE*, тема је радова (*Moehle & Deierlein*, 2004), (*Porter*, 2003), (*Priestley*, 2000). У дисертацији (*Hagen*, 2012), извршена је *PBEE* анализа АБ зграде са смичућим зидовима.

Анализе и прорачуни који су спроведени у истраживању проблема сеизмичке повредљивости АБ зграда, обухватају процену вероватноће степена оштећења три различита конструктивна система и компарацију добијених вредности, применом четири различита модела за одређивање граничних стања повредљивости: HAZUS HAZUS (2013), Vision 2000 (1995), FEMA 356 (2000) и EN1998-1 (2005), EN1998-3 (2005). Циљ овог дела истраживања је да се применом *НДА*, упореде перформансе избора различитих конструктивних система на зградама исте спратности, распона у основи и сличног концептуалног решења (тип и распоред конструктивних елемената), из аспекта повредљивости. Такође, циљ је и да се упореде добијене вредности вероватноће појаве оштећења конструктивних система из аспекта примењених метода за одређивање граничних стања степена оштећења конструкција на сваком од система. Анализе и прорачуни су спроведени на изворним моделима (моделима у којима није разматрано уклањање конструктивних елемената).

Осим наведеног, применом *НСА*, спроведена је анализа одговора конструкција на моделима на којима је планирано уклањање вертикалних или делова вертикалних конструктивних елемената у приземним етажама. Овај део анализе је урађен са циљем да се испита хоризонтални одговор и да се одреде перформансе конструкција код којих је извршена анализа робусности, према предвиђеним сценаријима уклањања елемената. То представља новитет у овој области, као и покушај да се једним моделом анализе зграда, обухвате сеизмичка повредљивост и подложност АБ зграда прогресивном лому. Да би се квантификовале перформансе конструкција за све усвојене сценарије, било је неопходно усвојити референтне вредности за одређивање стања оштећења на основу резултата добијених применом методе *НСА*, што је постигнуто применом методе описане у RISK-UE (*Milutinović & Trendafiloski*, 2003). Вредности граничних стања оштећења, одређена су применом RISK-UE (*Milutinović & Trendafiloski*, 2003), на основу резултата *НСА*, при чему су резултати перформанси конструкција за усвојене сценарије применом поступка апроксимације кривих капацитета замењени билинеарним функцијама према EN1998-1 EN1998-1 (2005) и модификацијом *EEEEP* (енг. *Equivalent Energy Elasto-Plastic*) функције (*Mohamed* и др., 2014). На овај начин, добијен је скуп вредности граничних стања оштећења за сваки од усвојених сценарија и за сваки ниво перформансног стања. Даљом статистичком обрадом резултата и применом метода описаних у радовима (*Baker*, 2015), (*Porter*, 2015), (*Sfahani* и др., 2015), добијене су криве повредљивости, односно функције кумулативне вероватноће достизања одговарајућих граничних стања оштећења конструкција који обухватају све усвојене сценарије уклањања елемената или делова елемената конструкције. Компаративном анализом резултата прорачуна, установљене су разлике у перформансама три анализирани модела зграда.

2.2. Повредљивост конструкција на прогресивни лом

Повредљивост конструкција је веома комплексан проблем са великим бројем параметара који утичу на поставке анализе и резултате који описују понашање система изложеног земљотресном дејству. Поред земљотресних дејстава, оштећења и рушење конструкција могу изазвати инцидентна дејстава на конструкцију, са локалним или тоталним рушењем конструкције. У случају инцидентних дејстава најчешће се јављају локална оштећења па је важно проценити обим и места оштећења и њихов утицај на интегритет конструкције, или евентуални губитак носивости система. Искуство из догођених земљотреса су да су зграде, локално оштећене или чак срушене, пројектоване без адекватног континуитета и веза између појединих елемената, или са довољно дуктилним елементима. Концепти који се односе на прогресивни лом (колапс-рушење) донекле се разликују у различитим документима и радовима појединих аутора.

Ланчана реакција која се јавља након локалног оштећења/колапса преноси се на суседне елементе и може довести до прогресивног лома већег дела или целе конструкције. До прогресивног лома грађевинских објеката најчешће долази када један или више вертикалних носећих елемената изгубе носивост услед екстремних дејстава на конструкцију (терористички напади, удари возила, експлозије гаса, и др.). И друга случајна дејства, у зависности од интензитета, код АБ конструкција изазивају појаву прслина и различитих оштећења.

Класична анализа конструкција до краја 60-их година прошлог века није уводила у прорачун нека дејства која се називају инцидентним, а у САД абнормалним оптерећењима (*Folić* и др., 2014). Њихова битна карактеристика је да се врло ретко јављају, али су често праћена великим последицама, то јест прогресивним рушењем/колапсом конструкције. Инцидентна дејства, међутим, изазивају велика оштећења, па чак и рушења конструкција. Због тога треба проценити обим и локације/места оштећења, као и њихов утицај на интегритет конструкције или губитак носивости система. У анализи понашања конструкција зграда при инцидентним/случајним дејствима, код којих је дошло до локалног или потпуног рушења, закључено је да су "настрадале" зграде пројектоване без одговарајућег континуитета и веза појединих елемената и/или с елементима недовољне дуктилности (*Folić*, 2015).

Појава локалног рушења/лома конструкције поред преноса оптерећења на суседне елементе, може изазвати ланчану реакцију и довести до лома већег дела или целе конструкције (*Adam* и др., 2018). Та се појава назива прогресивним ломом (ПЛ, енг. *Progressive Collapse – PC*). Он је по дometу и последицама знатно неповољнији и већи од локалног лома, тј. непропорционалан је почетном оштећењу (*Janssens & O'Dwyer*, 2010). Прогресивни лом конструкција вишеспратних зграда најчешће настаје кад један вертикални носећи елемент (стуб или зид), или више њих, изненада изгуби носивост због екстремних деловања на конструкцију (терористички напади, удари возила, експлозије плина и др.). Најобухватнији преглед нумеричких и експерименталних истраживања и техничких прописа посвећених прогресивном лому, с упоредним анализама, дат је у (*Adam* и др., 2018).

Како је напред наглашено, рушење дела зграде *Ronan Point Tower* у Лондону 16. маја 1968. године изазвало је веће интересовање за проучавање прогресивног лома. То је био повод за увођење овог појма и прихватање првих техничких прописа у Великој Британији почетком 70-их година прошлог века, а затим и у Канади (*Weng*, 2017) и САД (US Department of Housing and Urban Development, 1976). Прогресивно рушење неколико високих зграда довело је до већих промена у прописима за пројектовање конструкција и њихову заштиту до 2010. године, што је наведено у (*Adam* и др., 2018). Преглед неколико екстремних догађаја и прогресивних рушења конструкција с датумима објављивања одговарајућих прописа и правилника који су их следили дат је у (*Wang*, 2014).

Од почетка 21. века расте интересовање за процену ризика повезану с екстремним деловањима, иако се ретко догађају (*Adam* и др., 2018), нарочито након рушења торњева Светског трговачког центра (енг. *World Trade Center – WTC*) 11. септембра 2001. године. Рад (*Lind*, 2001) посвећен је процени прихватљивог ризика у овом подручју истраживања. У европске норме за пројектовање конструкција одредбе о прогресивном рушењу EN1990 (2005) први су пут уведене 2002. године EN1990 (2005). Концепција која се односи на процену осетљивости конструкција на прогресивни лом и с њом повезане дефиниције, донекле, је неуједначена у различитим документима и радовима појединих аутора. Прогресивном рушењу знатно су подложније конструкције монтажних него монолитних бетонских зграда (*Folić*, 2007).

У раду (*Folić* и др., 2016), презентован је шири преглед литературе и прописа за процену робусности и одговарајућих препорука и мера којима се спречава или ублажава прогресивни лом. Упоредене су неке одредбе из међународних докумената које се односе на робусност АБ конструкција зграда.

Термини и дефиниције употребљени у анализи прогресивног лома и робусности и начина постизања робусности (неосетљивост на локални лом), интегритета и дуктилности грађевинских АБ конструкција разматрани су у (*Folić*, 2015). У раду (*Woliński*, 2013) предложена је дефиниција робусности уз процену ризика у вези с нивоом робусности конструкције.

Робусност представља могућност конструкцијског система да се одупре прогресивном лому (колапсу) (*Woliński*, 2013) при настанку већег оштећења или локалног лома конструкције. Дефиниција робусности у раду (*Folić* и др., 2014) је: “способност конструкције да издржи догађаје као што су пожари, експлозије, удари или последице људске грешке, а да при томе не дође до појаве оштећења која су несразмерна узроку”. У раду (*Adam* и др., 2018) и (*Starossek & Haberland*, 2008) осим наведене постоји још неколико дефиниција преузетих из техничких прописа DoD UFC Guidelines (2013), GSA (2016) и одговарајуће литературе. Свеобухватније разматрање робусности и њене практичне примене садржано је у документима (COST Action TU0601, 2011), (CPNI, 2011) и дисертацији (*Giuliani*, 2008). У радовима (*Baker*, 2015); (*Brett & Lu*, 2013) детаљно су разматране мере за постизање робусности, као и процена робусности. За тачнију процену робусности користе се нелинеарне анализе и параметарске студије засноване на њиховој примени (*Kasinos & Palmeri*, 2014).

Пројектовање АБ зграда уз задовољење захтева спречавања ПЛ-а разматрано је у (*Brooker*, 2008), а робусност на ризику заснованој оптимизацији уз процену несигурности предмет је рада (*Beck* и др., 2015). Стратегије за ублажавање ризика од ПЛ-а разматране су у (*Ellingwood*, 2002). Утицај начина пројектовања и параметри материјала АБ конструкција на ПЛ разматрани су у раду (*Iribarren*, 2011). Проблем носивости веза и појединих елемената на ПЛ разматрани су у раду (*Choi & Kim*, 2011). На енергији засноване методе теоријских и експерименталних проучавања ПЛ-а разматране су у истраживањима (*Herraiz* и др., 2015) и (*Ellingwood* и др., 2007), а практична примена на енергији заснованих метода и потенцијал ПЛ-а у раду (*Dusenberry* и др., 2006). Да би се постигла одговарајућа робусност система, може се, према правилницима EN1991 (2002) и *fib* (2013) и раду (*Folić* и др., 2014), применити један или више од следећих приступа:

- Конструктивне/конструкцијске мере, којима се ограничава обим оштећења конструкцијског система, али и неконструктивних елемената и инсталација; или се најважнији/ кључни елементи конструкције пројектују тако да издрже свако могуће оптерећење,
- неконструктивне мере: смањење вероватноће да дође до појаве деловања која изазивају лом/рушење или смањење интензитета деловања (превенција); ублажавање последица отказивања елемената система.

Мноштво радова у којима се разматрају робусност и прогресивни лом посвећена је оквирним АБ конструкцијама (*Ameri* и др., 2019), (*Arhain & Morgenthal*, 2015), (*Fascetti* и др., 2015), (*Ioani & Cucu*, 2018), (*Li* и др., 2014), (*Nica & Pavel*, 2016), (*Rakshith & Radhakrishna*, 2013), (*Tsai*, 2012) и (*Weng*, 2017). Знатно је мање радова у којима се анализирају конструкције оквира укрућених зидовима – дуалног типа, то јест конструкције оквира укрућених АБ зидовима. Рад (*Shayanfar & Javidan*, 2017) посвећен је том типу конструкција те садржи и анализу механизма отпорности таквих система на прогресивни лом. Ублажавању ПЛ-а активирањем еласто-пластичног ланца посвећен је чланак (*Palmisano*, 2014). Прогресивни лом вишеспратних зграда зависи од више параметара, а посебно од типа грађевинског система и његове правилности, при чему је типологија рушења или лома детаљно описана у раду (*Starossek*, 2007). Анализа ПЛ АБ конструкција методом коначних елемената (МКЕ) због губитка стуба предмет је рада (*Sasany & Kropelnicki*, 2008). Проблеми прогресивног рушења АБ конструкција изложених потресима разматрани су у истраживањима (*Elshaer* и др., 2016) и (*Tsai & Lin*, 2008). У раду (*Janssens & O'Dwyer*, 2010) је објашњена појава ПЛ-а и за њега је предложен раније споменути термин непропорционални (диспропорционални) лом.

У поменутих радовима наводе се три алтернативна приступа за пројектовање конструкција отпорних на непропорционални лом:

- побољшано међусобно повезивање елемената или успостављање континуитета веза,
- уклањање опасности и слабих елемената, и
- пројектовање кључних елемената.

Сажет преглед стања метода за процену капацитета носивости конструкција зграда дат је у раду (*Villaverde*, 2008). Прогресивни лом је динамички процес у коме систем непрестано “тражи” алтернативне путеве преноса оптерећења. Као пример наводи се да губитак стуба праћен је већим извијањем, оптерећење горњих спратова преноси се на суседне греде и плоче, па је за анализу понашања конструкције неопходна примена нелинеарних метода или методе засноване на енергији (*Herraiz* и др., 2015) и (*Xu & Ellingwood*, 2011). Вредновање поступака моделирања и времена уклањања стуба на ПЛ конструкције зграда разматрано је у раду (*Stephen* и др., 2018). Рушење се не јавља тренутно, а механизми који доприносе отпорности прогресивног лома су:

- 1) деловање вешалке/ланца греда и греда с плочама које омогућавају пренос оптерећења на суседне елементе (промена система);
- 2) *Vierendeel*-ово деловање крутих оквира изнад уклоњеног стуба;
- 3) допринос преграда и неносећих елемената (што се најчешће занемарује).

То је описано на сличан начин и у раду (*Rohani & Naji*, 2017). У публикацији (*Fascetti* и др., 2015) је помоћу методе примењених елемената (енг. *Applied Element Method - AEM*) проучаван прогресивни лом због сеизмичког деловања за различите сценарије уклањања стубова (угаони, унутрашњи и спољно-фасадни). Закључено је да учинак ланца плоча највише утиче на отпорност ПЛ-а. И при деловању гравитацијског оптерећења и потреса уклањање угаоног стуба је најкритичније. Ако су услови робусности експлицитно разматрани при пројектовању конструктивног система, треба проверити да ли конструкција има довољан капацитет носивости и могућност да се утицаји у систему прерасподеле или обезбеде алтернативни путеви преноса оптерећења (*Ellingwood*, 2002), (*Ellingwood* и др., 2007) и (*Filaj*, 2016).

Значајна побољшања у дефинисању и поузданости метода за повећање робусности предложена су у извештају *COST Action TU-06012 - Robustness of Structures* (2011) и у раду (*Canisius* и др., 2007). Преглед литературе и одређених правилника/норма (*EU, USA, Canada* и *UK*) и препоруке за пројектовање монолитних и монтажних АБ зграда предмет су рада (*Folić*, 2015). У раду (*Kokot & Solomos*, 2012) дат је шири преглед литературе о процени отпорности на прогресивни лом и другим аспектима робусности и прогресивног лома. Шири преглед експерименталних истраживања ПЛ-а АБ зграда је у раду (*Parisi* и др., 2017). Тај је рад допринео садашњем ближем познавању реалног понашања, прогресивног лома и робусности зграда и њихових под-склопова.

Могућност превенције рушења високих зграда и методе анализе конструкција разматране су у раду (*Fu*, 2019), а у истраживању (*Giuliani*, 2008) предложене су четири методе за анализу понашања грађевинског система у случају уклањања стуба: линеарна статичка, линеарна динамичка, нелинеарна статичка и нелинеарна динамичка анализа. У сврху процене отпорности на појаву ПЛ-а у раду (*Lu, Cui* и др., 2010) описана је и примењена инкрементално-динамичка анализа у вертикалном смеру, а у раду (*Nethercot*, 2011) описане су методе пројектовања конструкција зграда повећане отпорности на ПЛ. Осим неоспорног значаја при пројектовању нових конструкција, важна је и анализа постојећих зграда, јер се код њих најчешће јављају оштећења, посебно након сеизмичког деловања, па је у раду (*Ćosić & Folić*, 2015) анализирано понашање оштећених зграда у неколико сценарија вертикалног лома, при чему је уведен и коефицијент оштећења конструкције.

У истраживању (*Parisi* и др., 2019) су приказани резултати анализе конструктивног система зграда на основу којих би се описао капацитет носивости нових и постојећих зграда и њихов утицај на ПЛ. Критеријуми за постојеће зграде изложени су у правилнику EN1998-3 (2005). У САД се документи ASCE/SEI 41-17 (2017) и FEMA 356 (2000) користе за сеизмичку процену, санацију и појачавање објеката. Повредљивост конструкција АБ зграда примењиваних у Европи предмет је рада (*Brunesi & Parisi*, 2019). Процена нелинеарног понашања бетонских конструкција са оштећењима повезаним са ПЛ-ом разматрана је у истраживањима (*Smith*, 2007) и (*Attia* и др., 2016). Приближни поступак за анализу ПЛ-а АБ зграда система оквира укрупњених зидовима приказан је у раду (*Bao & Kunnath*, 2010), а нумеричке симулације за проучавање ПЛ-а АБ зграда у раду (*Lu* и др., 2008).

У раду (*Kumari*, 2018) анализиран је утицај дужине распона на ПЛ вишеспратних зграда, а у истраживању (*Kevins & Tushar*, 2017) утицај нерегуларног грађевинског система на прогресивно рушење. При анализи конструкције с АБ зидовима употребљени су Еврокодони EN1992 (2005) и EN1998-1 (2005), док је за конститутивне везе бетона и челичне арматуре примењен поступак описан у истраживањима (*Mander* и др., 1988), EN1998-3 (2005) и (*Fardis & Tsionis*, 2011). Осим наведеног, при моделирању конструкције употребљени су и поступци описани у раду (*Ćosić* и др., 2017). Може се уочити одређена сличност у нумеричким поступцима за анализу прогресивног лома и анализу конструкција изложених деловању земљотреса. Утицај дуктилности конструкције на прогресивни лом система истражен је у (*Adom-Asamoah & Ankamah*, 2016), јер у GSA (2016) нису укључени дуктилност и резидуална носивост, који се користе у сеизмичком пројектовању. Одговарајући прописи могу се употребити да би се утицало на смањење вероватноће појаве ПЛ-а. Криве повредљивости се могу користити за процену степена оштећења, како постојећих, тако и нових конструкција зграда ASCE/SEI 41-13 (2014) и ASCE/SEI 41-17 (2017).

У овој докторској дисертацији, анализирана је робусност три десето-етажне АБ зграда (По+Пр+9) различитих конструктивних система, као и њихова повредљивост на прогресивни лом. Конструкције су димензионисане у складу са одредбама сета Еврокодова EN1990 (2005), EN1991 (2002), EN1992-1 (2005), EN1998-1 (2005), као системи средње класе дуктилности (енг. *Ductility Class Medium - DCM*). За анализу робусности конструкције примењена је метода *НДА*. Анализиран је одговор конструкције за сценарије губитка појединачног вертикалног елемента у приземљу зграда (стуба или зида). При томе су гредни елементи моделирани са ефективном ширином плоче.

Применом *НДА* добијени су и анализирани резултати за сценарије уклањања вертикалних елемената (стубова и зидова) или делова елемената (ивични елементи зидова). Резултати вертикалних померања на месту уклањања елемената и *pushdown* анализе спроведене су у складу с препорукама DoD UFC Guidelines (2013) и GSA (2016). Упоредјене су добијене вредности и утврђене разлике одговора различитих модела зграда, за уклањање елемената на истој позицији у основама конструкција. На основу резултата *НДА*, применом методологије описане у истраживању (*Parisi* и др., 2019), одређена су гранична стања оштећења конструкција изложених прогресивном лому.

Применом метода математичке статистике и вероватноће конструисане су криве повредљивости АБ зграда и прорачуната је вероватноћа појаве граничних стања оштећења система. На тај начин се може стећи увид у угроженост употребљивости конструкције при сеизмичком или инцидентном дејству. На основу резултата добијених применом (*Parisi* и др., 2019), конструисане су криве повредљивости и извршена је процена повредљивости конструкција, на основу чега се стиче увид у вероватноћу појаве и степен оштећења или потпуног рушења анализираниог објекта.

Упоредјени су резултати *pushdown* анализа, као и гранична стања оштећења система и криве повредљивости. Анализиран је и утицај положаја уклоњеног елемента у грађевинском систему и његове удаљености од центра крутости грађевинског система на својство грађевине да се одупре *ПЛ*-у. За прорачун конструкције примењују се методе и модели приказани у прегледу литературе и референцама.

Применом поменутих правилника, истраживања и метода анализе, на овај начин је обухваћен и последњи део, тј. анализа робусности система АБ зграда. За разлику од истраживања у наведеним радовима, где су обухваћене анализе одговора појединих или групе одређених елемената у раванским или просторним моделима, у овој докторској дисертацији је разматран губитак сваког појединачног вертикалног елемента или дела елемента на приземној етажи, односно обухваћена је цела приземна етажа, као највише изложена инцидентним дејствима. Такође, разматрани су сценарији уклањања зидова и ивичних елемената зидова, како би се установио одговор у хоризонталном и вертикалном правцу, чиме се аутори радова поменутих у прегледу литературе нису бавили у својим истраживањима. Осим тога, конструисане су криве повредљивости на основу којих је вреднован одговор сва три анализирани модела, за све сценарије губитка елемената или делова елемената. Резултати анализе граничних стања су осим анализе повредљивости, искоришћени и за анализу утицаја положаја уклоњених стубова на одговор конструкција на прогресивни лом, као и за компаративну анализу модела, што није разматрано у поменутој литератури.

Методе описане у наведеној литератури, примењене су да би се обухватила сеизмичка повредљивост и робусност. Кроз прорачун кривих повредљивости квантификовани су параметри хоризонталног и вертикалног одговора АБ зграда, тако да се стекне увид у њихову подложност различитим степенима оштећења и ризику од глобалног или локалног рушења.

3. ЦИЉ, ОКВИР И ХИПОТЕЗЕ ИСТРАЖИВАЊА

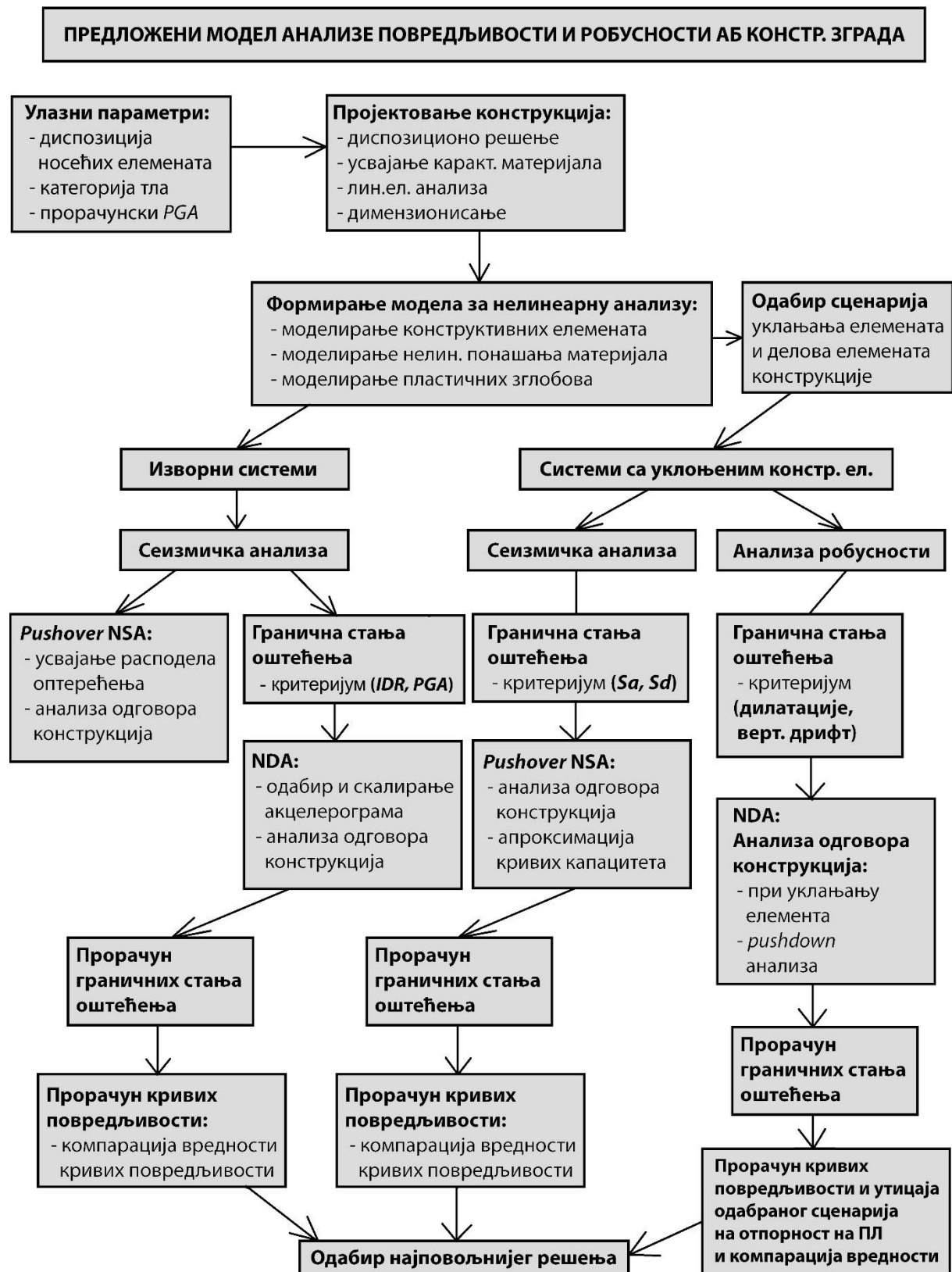
У овом истраживању, анализиран је сеизмички одговор, као и робусност конструкција зграда, за одговарајуће сценарије, при којима је настао губитак носивости дела, једног или више вертикалних елемената у приземљу зграда. Због тога је предвиђено да се за усвојене сценарије, испита понашање конструкција у којима су један или више стубова, део АБ зида или цео АБ зид (осим зидова у АБ језгру) изгубили носивост услед инцидентног дејства (експлозија, удар возила, терористички напад). Анализирано је понашање конструкције у вертикалном правцу (робусност конструкције), а у хоризонталном правцу (сеизмичка отпорност система).

Циљ истраживања је да се установи модел прорачуна којим се обухватају аспекти сеизмичке повредљивости и осетљивости конструкција АБ зграда на прогресивни лом. Овај модел (Слика 1), примењен је на три различита конструктивна система АБ зграда, чији је одговор на поменуто дејства и сценарије оштећења такође упоредно анализиран. Сеизмичка повредљивост и робусност зграда, обухваћена је анализом изворних модела и модела са уклоњеним вертикалним елементима, према одговарајућим сценаријима. У изворним моделима нису уклањани елементи конструкција. На основу компаративне анализе су утврђене разлике и предности и мане избора одговарајућих конструктивних система зграда.

Један од циљева анализе је да се сагледају и упореде резултати одговора три различите зграде, како из аспекта избора конструктивних система, тако и из аспекта сценарија уклањања вертикалних елемената. Такође, циљ је и да се изврши и компарација добијених резултата повредљивости конструкција. Осим тога, компаративна анализа је извршена како би се сагледала веза између вертикалне и хоризонталне отпорности система за предвиђене сценарије уклањања вертикалних елемената конструкције и дејства којима је конструкција изложена. Добијени резултати пружају увид у следеће:

- нелинеарни одговор конструкције на хоризонтална (сеизмичка) и вертикална (гравитациона) дејства за одговарајуће сценарије уклањања вертикалних елемената, применом различитих метода анализе,
- перформансна стања конструктивних система, у зависности од усвојених критеријума анализе за одговарајуће сценарије,
- утицај одабраних критеријума и сценарија на понашање система из аспекта вероватноће прекорачења граничних перформансних стања и могућност појаве локалног или глобалног лома (рушења), на основу добијених кривих повредљивости,
- компаративну анализу резултата добијених на основу прорачуна одговора конструкција, за све усвојене сценарије уклањања елемената и делова елемената објекта, како за сеизмичку, тако и за анализу робусности система,
- компаративну анализу резултата добијених на основу прорачуна кривих повредљивости изворних модела зграда, за анализу сеизмичке повредљивости конструкција, применом различитих метода,
- компаративну анализу резултата добијених на основу прорачуна кривих повредљивости, за све усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената објекта, за анализу робусности система,
- анализу понашања три различита конструктивна система за одговарајуће и „сличне“ сценарије,
- компаративну анализу резултата добијених на основу прорачуна граничних стања, за све усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената објекта, за анализу утицаја положаја уклоњеног елемента на робусност конструкције,

- применљивост различитих метода за процену конструктивне повредљивости, и анализе робусности.



Слика 1 – Предложени модел анализе сеизмичке повредљивости и робусности конструкција АБ зграда

Хипотезе – полазишта у раду су:

- Могуће је формулисати модел (слика 1) за процену повредљивости и штета на анализираним АБ конструкцијама користећи напред поменуте методе и моделе приложене у прегледу литературе (2. поглавље) и детаљније описане у докторској дисертацији, уз адекватне модификације.
- За АБ зграде конструктивног система скелета и скелета укрупњеног АБ зидовима, средње класе дуктилности, губитак вертикалних носећих елемената – стубова, највише ће утицати на вертикалну стабилност и отпорност на прогресивни лом, односно робусност конструкције.
- Уклањање ивичних елемената АБ зидова, битно ће допринети смањењу стабилности објекта на хоризонтална дејства, односно погоршању сеизмичког одговора конструкције, али неће значајно утицати на смањење робусности конструкције тј. повећање ризика од прогресивног рушења.

4. МЕТОДОЛОГИЈА ИСТРАЖИВАЊА

За истраживање понашања АБ зграда (три *DCM* – енг. *ductility class medium* система EN1998-1 (2005) исте спратности), примењене су различите нумеричке методе. Метода моделовања је бити примењена за формирање просторних (3D) модела конструкција и формулисање прорачунских модела конструкција анализираних зграда за различите нивое дејстава и сценарије губитка или уклањања вертикалних елемената или њихових делова. Нумеричке методе које су примењене за прорачун конструкције су *ЛЕА*, *НСА* и *НДА*. Примена ових метода обухваћена је коришћењем софтверског пакета *CSi ETABS* који је употребљен за формирање и анализу модела зграда.

При анализи сеизмичког одговора конструкција зграда, примењене су две методе нелинеарне анализе – метода *НСА* и метода *НДА*. *НСА* је примењена при анализи одговора система са уклоњеним вертикалним елементима и изворних система, док је *НДА* примењена при анализи одговора изворних система, ради утврђивања њихове сеизмичке повредљивости, каснијом применом метода математичке статистике и вероватноће (*Montgomery & Runger, 2003*).

При анализи робусности конструкција зграда, примењена је метода *НДА*. Примена *НСА* је изостављена, јер се неопходне вредности стања оштећења конструкције могу прецизније израчунати применом *НДА*, при чему је такође потребан и мањи број итерација до достизања конвергенције решења (*Čokić, Folić & Brujić, 2021*). Резултати *НДА* су искоришћени ради анализе одговора система са уклоњеним вертикалним елементима, као и утврђивања њихове робусности, каснијом применом метода математичке статистике и вероватноће.

На основу резултата добијених применом наведених метода анализе извршен је прорачун стања, обима и утицаја уклањања елемената и/или њихових делова односно конструкције на стабилност и понашање конструкције за све усвојене сценарије. На основу тога, применом различитих метода за прорачун повредљивости конструкција, прорачуната је повредљивост конструктивног система из аспекта робусности и сеизмичке отпорности конструктивних система. Добијени резултати су искоришћени за компаративну анализу.

Резултати *НСА* и *НДА*, односно нумеричких метода попут *pushover* и *pushdown* анализе и метода математичке статистике и вероватноће (*Baker, 2015*), (*Montgomery & Runger, 2003*), (*Porter, 2015*) коришћене су за прорачун и одређивање кривих сеизмичке повредљивости и повредљивости система на прогресивно рушење и вредности сеизмичког степена оштећења објекта (енг. *damage state – DS*) и степена оштећења објекта при анализи робусности (енг. *limit state – LS*).

Методe компаративне анализе и синтезе су коришћене за дискусију и тумачење (интерпретацију) добијених резултата, на основу чега су формулисани прорачунски модели, користећи повезаност између почетних претпоставки, резултата анализе и коришћених метода. На основу наведеног, формулисани су одговарајући закључци и предлози за пројектовање сеизмички отпорних, а истовремено и робусних конструкција, тј. препоруке за анализу ових конструктивних система.

5. СОФТВЕРСКО МОДЕЛОВАЊЕ КОНСТРУКЦИЈЕ

Први корак у прорачуну три одабране конструкције АБ зграда, у предложеној докторској дисертацији је софтверско моделовање конструкција које се користи у даљој анализи и дискусији постављеног проблема. Саставни део савременог грађевинарства представља и примена различитих програмских пакета у зависности од пројектних – прорачунских захтева и потреба инжењера – пројектанта конструкције. Пројектовање нових грађевинских конструкција, како једноставних, тако и сложених, данас је, због уштеде времена и осталих ресурса, потпуно везано за употребу софтвера. Конструкцијско моделовање и анализа представљају једну од веома битних фаза пројектовања конструкција.

Конструкцијско моделовање представља средство помоћу кога је могуће формирати математички модел конструкције објекта. Он се, у случају софтверске анализе одређене конструкције, састоји од неколико компонената:

- модела конструктивних елемената и њихових веза,
- модела материјала који се користе,
- модела оптерећења и дејстава који делују на конструкцију.

При пројектовању нове конструкције, потребно је, поред елемената, што тачније геометријски дефинисати детаље веза и ослонаца као у прорачунском моделу, док је у случају прорачуна постојеће конструкције потребно формирати модел који ће, што је више могуће, одговарати постојећој конструкцији. Наравно, начин формирања модела и методе анализе које ће бити коришћене, зависе до значаја и функције објекта, сврхе анализе, као и захтеване тачности прорачуна (Caltrans, 2015).

За моделовање делова конструкције, која је предмет проучавања, могуће је користити различите типове елемената за њихово описивање. Понашање одабраних елемената у конструкцијском моделу, треба да одговара понашању реалних елемената у грађевинској конструкцији. Они се могу класификовати према броју степени слободе, геометријском облику, утицајима којима су изложени, итд. Ти елементи могу бити:

- прости штапови,
- гредни носачи,
- равански носачи,
- просторни елементи,
- елементи веза за проучавање нелинеарног понашања конструкције (Caltrans, 2015).

Веома је важно увести и одговарајуће граничне услове. То се односи на избор ослоначких и зглобних веза у конструктивном систему, чиме се дефинишу могућа померања и ротације система. У случају статичке анализе, овај процес је лакши него у случају динамичке, када је потребно обратити пажњу на дефинисање везе између темеља и тла (Caltrans, 2015).

При дефинисању карактеристика материјала, бројни софтверски пакети нуде избор различитих материјала (бетон, челик, каблови за претходно напрезање, арматура, итд.) са одређеним карактеристикама, које је по потреби могуће мењати (модул еластичности, *Poisson*-ов коефицијент, коефицијент термичког ширења, запреминска маса, итд.) (Caltrans, 2015).

Оптерећења конструкција зграда, могу се дефинисати према одговарајућим врстама дејстава којима су објекти изложени и која се моделирају при симулацији и прорачуну конструкције:

- сопствена тежина конструкције и остала стална оптерећења,
- корисно оптерећење,
- оптерећење од снега,
- дејство ветра,
- утицај температуре и температурних промена,
- сеизмичка дејства.
- инцидентна дејства, итд.

5.1. Моделирање елемената конструкције

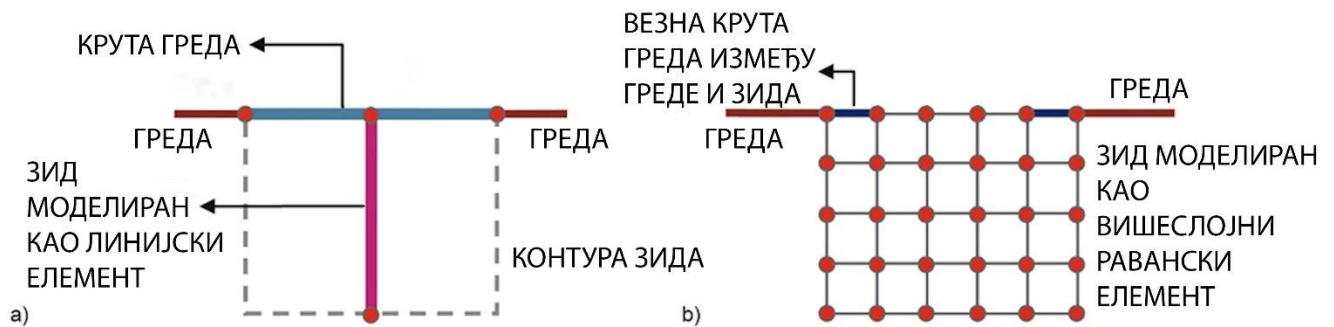
Моделирање конструктивног система може бити веома комплексан процес у зависности од сложености самог система и софтверског пакета који се користи. Тачност анализа и прорачуна зависи од теоретских претпоставки, улазних параметара и њихове веродостојности. Време прорачунског процеса је у корелацији са примењеним методама анализе и комплексношћу конструктивног модела. Што је комплексност модела већа, самим тим је и време прорачуна дуже. У случају превеликог упрошћења конструктивног модела, време прорачуна се смањује, али то може довести до већих одступања од реалних резултата. Циљ је постићи оптимизацију модела и довести у вези сложеност модела и време прорачуна, како би сам процес анализе уједно био у границама задовољавајуће тачности и оптималној мери утрошеног времена. Наравно, ово је условљено и софтверским пакетом који се користи у прорачуну, као и хардверским карактеристикама рачунара.

5.1.1. Моделирање зидова

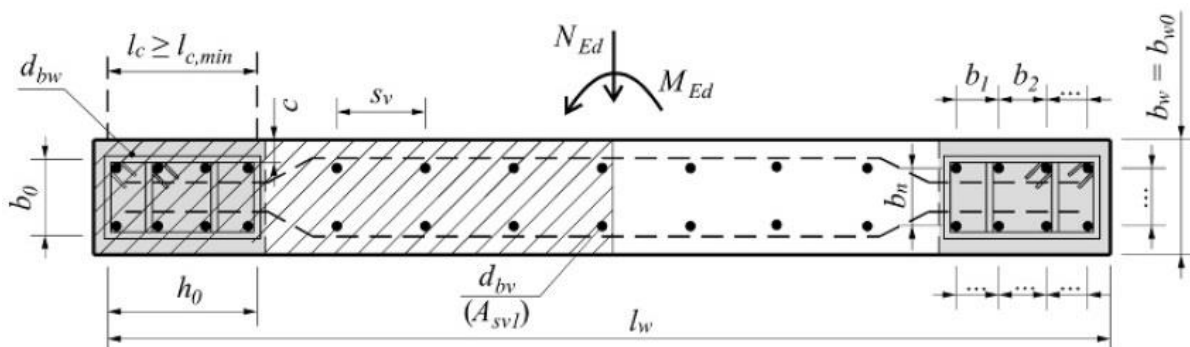
Моделирање зида као вишеслојног раванског елемента или система два линијска елемента, анализирали су у својим истраживањима (*Ajmal* и др., 2012), (*Ajmal* и др., 2015), (*Fahjan* и др., 2012), (*Fahjan* и др., 2010), (*Kubin* и др., 2008), (*Sukumar* и др., 2016) (слика 2). У радовима (*Ajmal* и др., 2012), (*Ajmal* и др., 2015), (*Fahjan* и др., 2012), (*Fahjan* и др., 2010) применом НСА су извршили упоредну анализу резултата за различит приступ моделирању зидова. На основу резултата њихових истраживања може се закључити да ће моделирање зидова системима два линијска елемента дати сличне резултате у поређењу са конструкцијама са моделима вишеслојних раванских елемената, али са већом или мањом тачношћу, у зависности од анализираних система.

У раду (*Oh* и др., 2002) је проучаван утицај детаља ивичних елемената конструктивних зидова на њихов капацитет деформисања. Конструктивни зидови који су разматрани у њиховој студији имали су различите облике пресека ивичних елемената. У овој студији разматрани су само правоугаони АБ зидови. Очекивано, узорак зида без граничних елемената показао је најниже параметре перформанси у поређењу са осталим узорцима.

У свом раду *Millev* (2016) је дискутовао о проблемима и решењима у пројектовању конструкција са АБ зидовима (слика 3), а између осталог и о захтевима за обезбеђивање локалне дуктилности и проверама према EN1998-1 (2005). „Локална дуктилност дуктилних зидова може се осигурати обезбеђивањем утегнутих ивичних елемената у критичној зони зида. Међутим, поступак израчунавања дужине утегнутих ивичних елемената је сложен и делимично јасан у EN1998-1 (2005), чак и за случајеве зидова са правоугаоним попречним пресеком. Према мишљењу аутора, поступак је итеративан чак и за једноставне случајеве. ”



Слика 2 – Начин моделирања АБ зидова: а) систем од два линијска елемента; б) равански елемент, према (Ajmal и др., 2012), (Ajmal и др., 2015). (Fahjan и др., 2012), (Fahjan и др., 2010)



Слика 3 – Геометријске карактеристике и утицаји у АБ зиду прорачунатом према EN1998-1 (2005), (Milev, 2016)

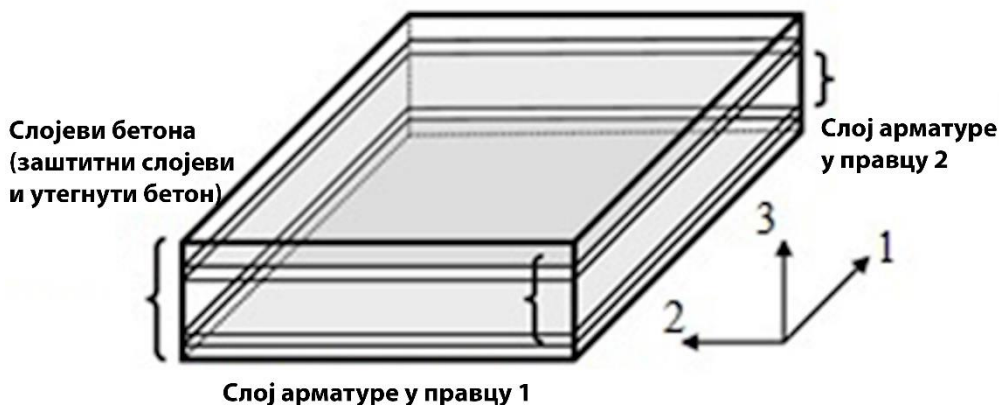
Постоји више начина на које је могуће моделирати АБ зидове у конструкцији. Они могу бити моделирани као дискретни елементи, површински елементи и 3D елементи. У софтверском пакету ETABS АБ зидове могуће је моделирати на један од два начина (Слика 2):

- систем од два линијска елемента
- површински елемент.

Систем од два линијска елемента подразумева употребу линијског елемента стуба и греде помоћу којих се апроксимира АБ зид. То се постиже тако што се стуб моделира са свим карактеристикама зидног елемента, односно има геометријске карактеристике и својства материјала моделираног зида. Гредни линијски елемент се моделира као елемент велике или бесконачне крутости, који служи искључиво за остваривање везе између АБ греда наслоњених на зидни елемент и стуба који има својства којим су описане карактеристике моделираног АБ зида. Применом овог поступка, процес моделирања пластичних зглобова може бити веома комплексан. Тачност резултата и време прорачуна су директно условљени прецизношћу моделирања пластичних зглобова.

Поступак моделирања АБ зидова у другом случају је мало једноставнији. У овом случају постоје два начина моделирања АБ зидова као раванских елемената. Једноставнији и чешће примењен начин је моделирање зида раванским елементом, чија се нелинеарна својства описују додељивањем пластичног зглоба. Тај пластични зглоб се моделира према геометријским карактеристикама зида уз усвајање карактеристика материјала АБ зида. Други, сложенији начин моделирања АБ зида као раванског елемента подразумева апроксимацију зида помоћу вишеслојних раванских елемената који уједно садрже геометријске карактеристике зида и карактеристике материјала АБ зида (слика 4). У овом случају, зид се састоји од више слојева који описују његова својства и ти слојеви представљају заштитни слој бетона, арматуру и унутрашњи, утегнути слој бетона. Након моделирања АБ зида неопходно је усвојити и

доделити му мрежу коначних елемената одређене густине, односно размака, између тачака у мрежи. У зависности од густине мреже зависи и тачност резултата. Иако овај начин моделирања зидова тренутно најбоље опусује њихово нелинеарно понашање, изискује веома дуг временски период за било које врсте нелинеарних анализа и прорачуна.



Слика 4 – Моделирање зида као вишеслојног елемента, према (Fahjan и др., 2010)

При прорачуну једноставних или мање комплексних модела конструкција, може се користити примена методе моделирања АБ зидова као вишеслојних елемената, али ова метода није практична код сложених модела конструкције, јер изискује много времена за прорачун. Систем од два линијска елемента за моделирање АБ зидова је веома практичан, али је у овом случају његовом применом теже моделирати зидове чији су делови (ивични елемент) одстрањени, при анализи робусности. Такође, линијски елементи условљавају примену пластичних зглобова који садрже P1-M2-M3 својства нелинеарног понашања елемента, односно апроксимирају нелинеарна својства елемента на утицај сложеног савијања.

Будући да су АБ зидови површински елементи доминантно напрегнути у својој равни, изложени доминантном утицају аксијалне и смичуће силе и момента савијања, за описивање њиховог нелинеарног понашања, довољна је само једна компонента доминантног момента савијања. Из тог разлога, у прорачуну је коришћен модел АБ зида, који је моделиран помоћу површинског елемента и пластичног зглоба P1-M3, који се додељује зидовима у софтверском пакету ETABS. АБ зидови у докторату су моделирани са пластичним зглобовима који описују њихово нелинеарно понашање при утицају нормалне силе и момента савијања, док је утицај свих осталих сила (савијање управно на раван зида, смицање у равни и управно на раван зида) апроксимиран редукцијом еластичних крутости АБ зидова на утицаје смицања и савијања управно на његову раван.

5.1.2. Моделирање стубова и греда

АБ стубови и греде су моделирани као линијски елементи чија су нелинеарна својства описана помоћу пластичних зглобова који се налазе на њиховим крајевима. Стубови и греде су моделирани са пластичним зглобовима који описују њихово нелинеарно понашање при утицају нормалне силе и момента савијања, док је утицај смичућих сила и торзије апроксимиран редукцијом еластичних крутости АБ зидова на поменуто дејства.

5.2. Карактеристике модела за анализу

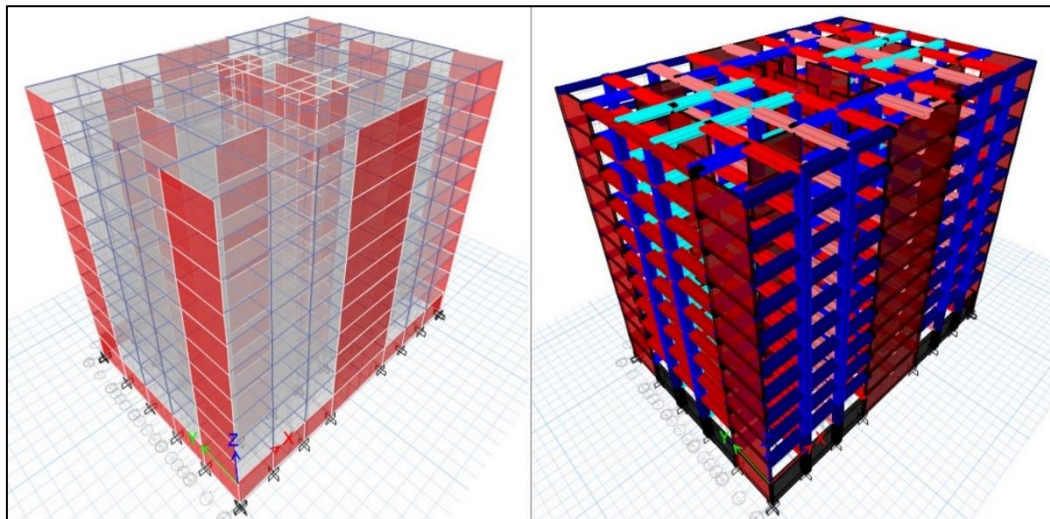
При прорачуну конструкција, идеализују се геометријске карактеристике конструкције и механичке карактеристике материјала који се користе, као и међусобних

веза елемената конструкције. Дефинисани су случајеви оптерећења и њихове комбинације, на основу чега су димензионисани елементи конструкције и спроведене даље анализе.

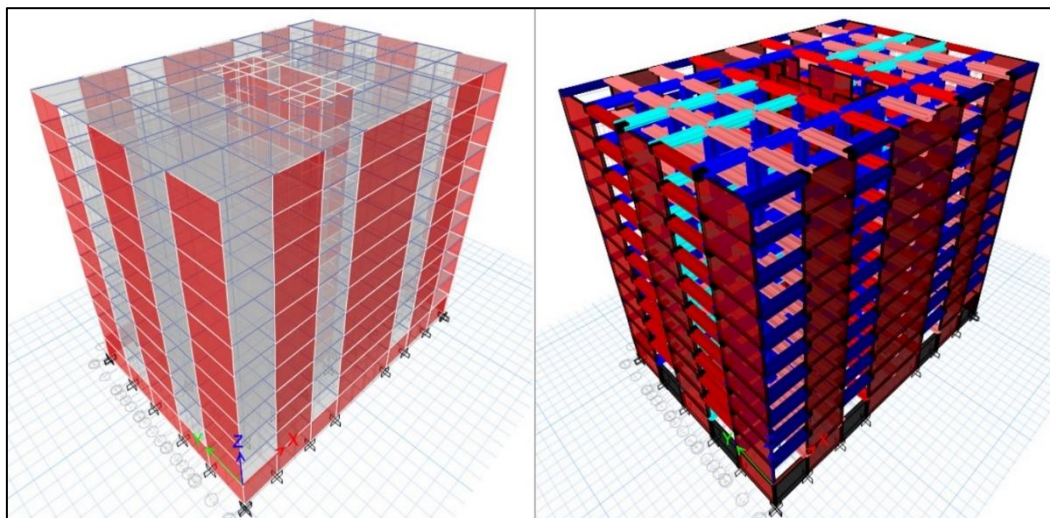
Предмет прорачуна су модели три стамбено-пословне зграде. Моделиране зграде имају по 11 етажа, при чему су подрум и приземље висине 3.6 m, а остале етаже (9 спратова) су висине 3.2 m. Модели конструкција су укупне висине 36.0 m, од чега је 32.4 m висина конструкције изнад нивоа терена. Примери модела изворних модела конструкција су приказани на Сликама 5 (M1), 6 (M2) и 7 (M3).

Дужина распона у подужном (X) правцу износи 4.8 m (38.4 m укупно), док је у попречном (Y) правцу 5.4 m (27.0 m укупно). Пошто се интеракција конструкција – тло занемарује, стубови и ивице зидних равни су у нивоу доње равни подрума круто везани за тло, тј. укљештени.

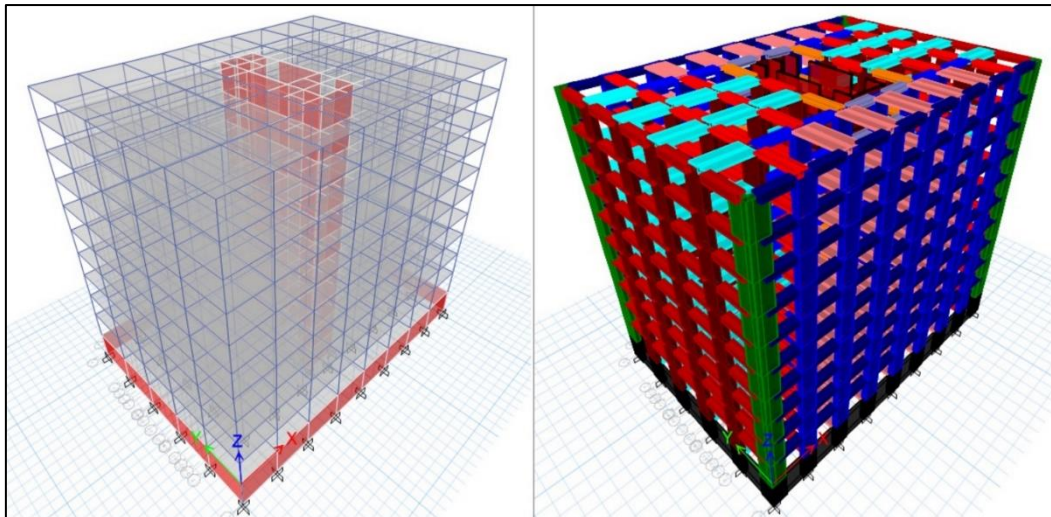
Позиције елемената су приказане на сликама 8, 9 и 10, док су њихове геометријске карактеристике дате у табели 1.



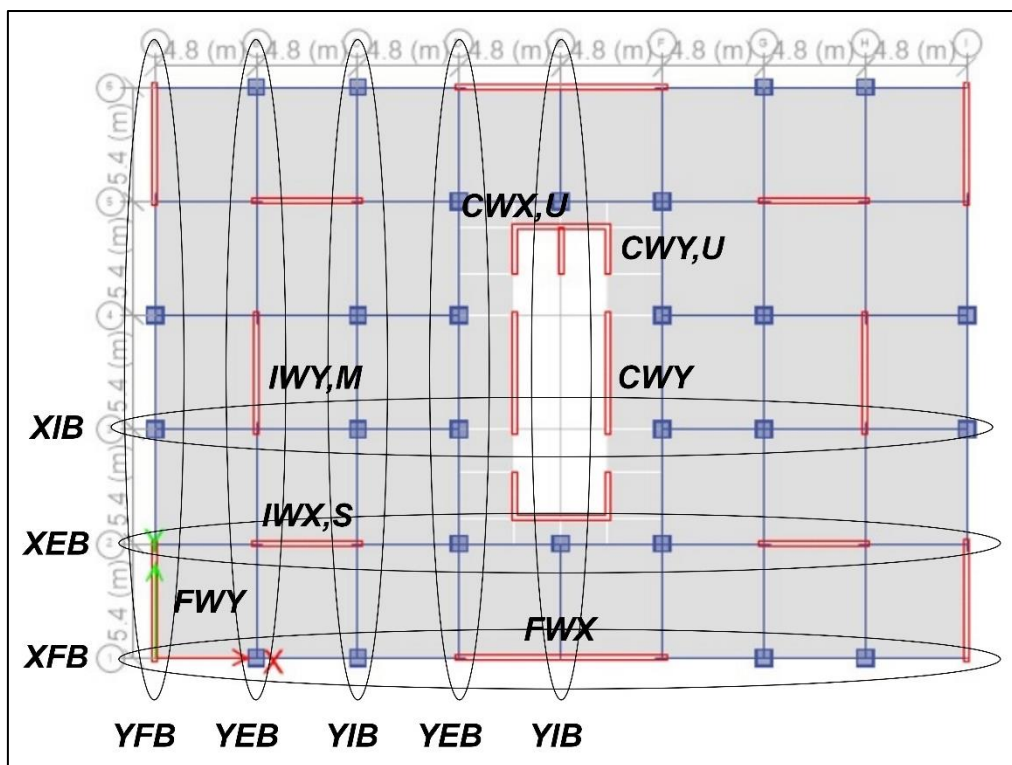
Слика 5 – Прорачунски модел M1



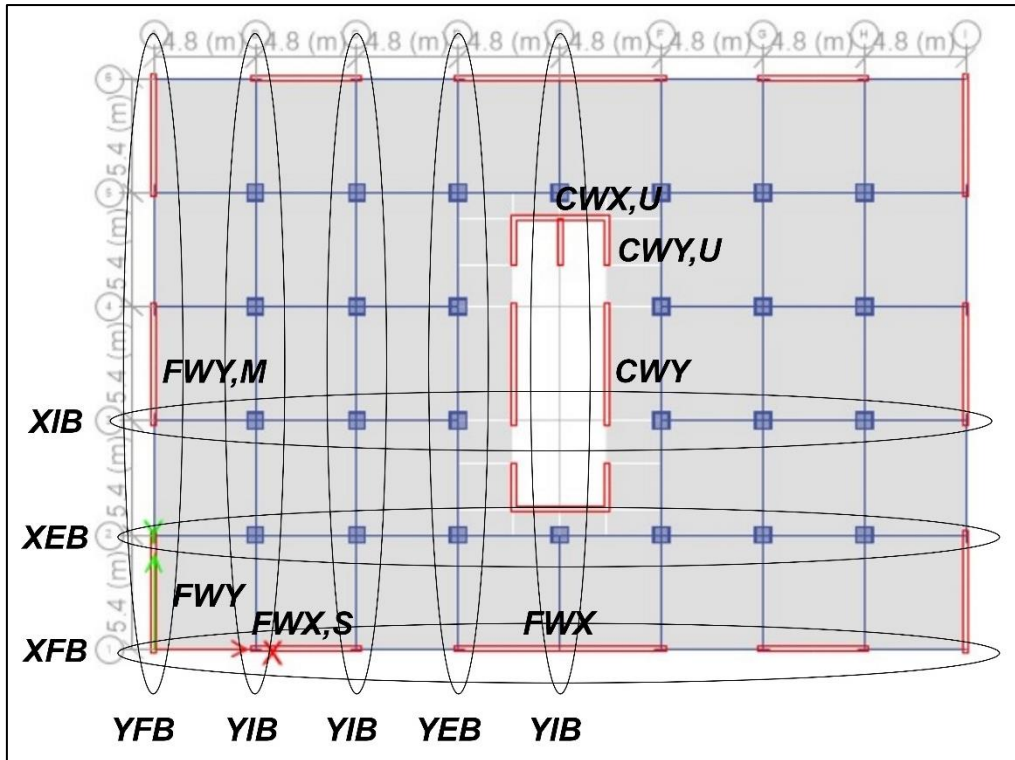
Слика 6 – Прорачунски модел M2



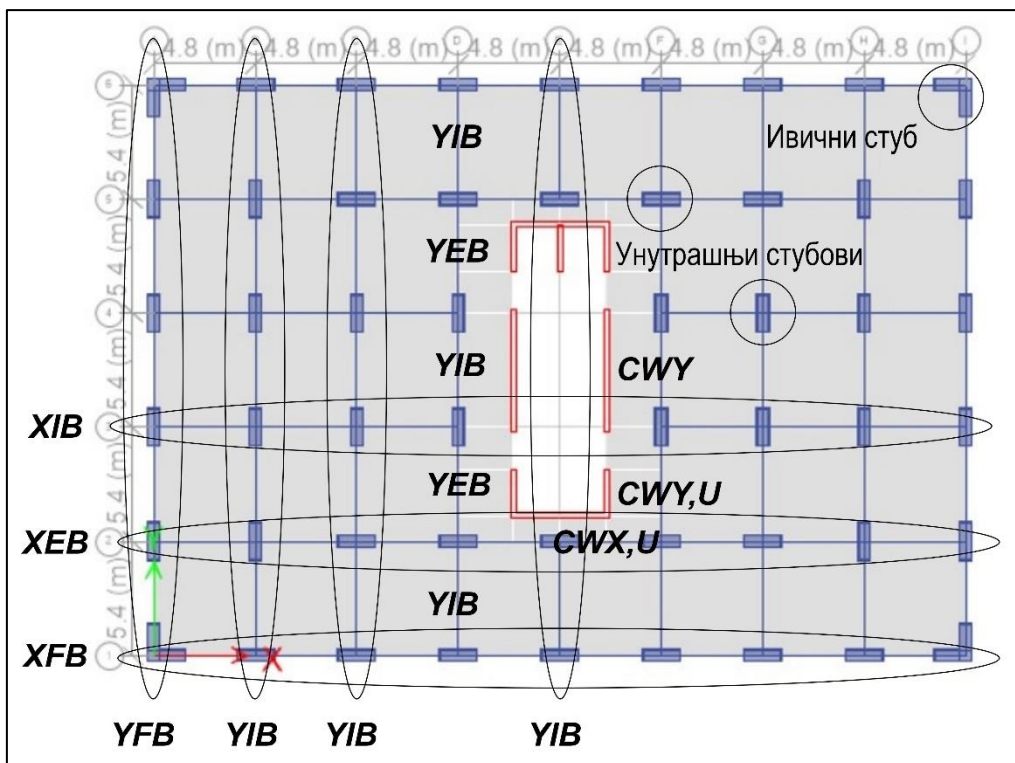
Слика 7 – Прорачунски модел М3



Слика 8 – Позиције конструктивних елемената у М1



Слика 9 – Позиције конструктивних елемената у М2



Слика 10 – Позиције конструктивних елемената у М3

Табела 1 – Геометријске карактеристике конструктивних елемената зграда

М1, М2				
Ниво	подрум – 2. спрат	3. – 5. спрат	6. – 10. спрат	
плоча: d_{pl} [cm]	16			
греде: b/d [cm]	40/60			
стубови: d_x/d_y [cm]	80/80			
Зидови: d_w [cm]	40			
Дужине зидова на свим етажама				
Позиције зидова:	FWX	FWX,S	$FWY/IWY/CWY$	$CWX,U;$ CWY,U
$L_{w,i}$ [m]	10	5.2	5.8	2.2/4.4
М3				
Ниво	подрум – 2. спрат	3. – 5. спрат	6. – 10. спрат	
плоча: d_{pl} [cm]	16			
греде: b/d [cm]	40/70 (фасадне)		40/60 (унутрашње)	
стубови: d_x/d_y [cm]	180/180/60 (ивични)		180/60 и 60/180 (сви остали)	
Дужине зидова на свим етажама				
Позиције зидова:	CWY		$CWX,U;$ CWY,U	
$L_{w,i}$ [m]	5.8		2.2/4.4	

Карактеристике материјала који су коришћени при ЛЕА и димензионисању конструкција одговарају бетону $C35/45$ и челичној арматури класе C ($f_{yk} = 500$ Мпа, $E_s = 200$ GPa) (EN1992, 2005). Усвојена је вредност *Poisson*-овог коефицијента $\nu = 0$ која одговара бетону са прслинама, према EN1998-1 (2005). Димензионисање конструкције изведено је у складу са методама и препорукама датим у европским нормама за пројектовање зграда EN1990 (2005), EN1991 (2002), EN1992-1 (2005), EN1998-1 (2005), док су прорачуни изведени применом софтверског пакета *ETABS*. Геометријске карактеристике попречних пресека конструктивних елемената приказане су у табели 1. Конструкције су пројектоване тако да имају карактеристике и понашање *DCM* система са фактором понашања $q = 3.0$ за М1 и $q = 3.6$ за М2 и М3 (EN1998-1, 2005).

5.3. Фактор понашања q

Фактор понашања q представља параметар помоћу кога се врши редуција спектра одговора сеизмичких дејстава на конструкцију, чиме се дозвољава да у конструктивном систему дође до дисипације енергије и формирања нелинеарних деформација и оштећења. Сва три модела зграда су прорачуната и димензионисана као *DCM* системи, при чему је фактор понашања q једнак производу вредности q_0 и одговарајуће вредности α_0/α_1 , која зависи од конструктивних система зграда.

Први модел (М1) представља систем невезаних зидова (EN1998-1, 2005), док је М2 пројектован као систем повезаних зидова, од којих се сви зидови осим АБ језгра, налазе у фасадним рамовима. М3 је пројектован као оквирни систем. Конструкције су пројектоване тако да имају карактеристике и понашање система средње класе дуктилности (*DCM*) са фактором понашања $q = 3.0$ за М1 и $q = 3.6$ за М2 и М3 (EN1998-1, 2005). Конструктивни модел М2 је првобитно димензионисан са фактором понашања $q=3.0$, али како је нелинеарним анализама установљен изразито крут одговор на хоризонтална дејства, усвојен је фактор понашања $q = 3.6$, што је у складу са EN1998-1 (2005) и што је касније проверено применом метода нелинеарне анализе на конструкцију. Када је у питању М3, првобитно је планирано да конструкција буде пројектована као оквирна (рамовски носећи систем) са АБ језгром. Међутим, оваква

поставка изискује утврђивање торзионе крутости система, која углавном није била задовољавајуће.

Како би поставка пројектовања оваквог система била одржива, било је неопходно у одређеној мери повећати димензије стубова. Геометријске карактеристике стубова су такве да је задовољен услов односа страница пресека, при чему је однос дужине и ширине стуба $d_c/b_c = 180\text{cm}/60\text{cm} < 4$, чиме се и даље класификује као стуб, међутим, дужа страница стуба није 3 пута мања од висине стуба, па се на овај начин ови елементи могу, евентуално, класификовати и као АБ зидови. Конкретно, може се рећи да је у питању хибридни систем, у коме се једноставно не смеју занемарити карактеристике вертикалних елемената да се понашају као стубови, односно да прихватају доминантне утицаје из оба главна глобална правца X и Y , за разлику од зидова који пре свега прихватају доминантна дејства у својој равни. Из тог разлога, применом предложених вредности у EN1998-1 (2005), усвојена је вредност фактора понашања која износи $q = 3.6$.

Прорачун и димензионисање конструкција су изведени према Европским нормама за прорачун конструктивних система зграда EN1990 (2005), EN1991 (2002), EN1992 (2005) и EN1998-1 (2005), а коришћен је софтверски пакет ETABS. Понашање конструктивних система је анализирано применом *НСА* и *НДА*. При прорачуну тачке циљног померања, коришћена је *N2* метода (EN1998-1, 2005).

5.4. Дејства на конструкцију

Од оптерећења која делују на конструкције, уведени су: сопствена тежина елемената конструкције и додатно стално оптерећење (G_i), корисно оптерећење (Q_i) и оптерећење од дејства земљотреса (S_i). Комбинације оптерећења за димензионисање елемената модела, одређене су према EN1990 (2005).

5.4.1. Вертикално оптерећење

Постоје две различите врсте вертикалних оптерећења која делују на конструкцију: сопствена тежина елемената конструкције и додатно стално оптерећење (G_i) и корисно оптерећење (Q_i). Усвојена је вредност додатног сталног оптерећења $g_{add} = 3,0 \text{ kN/m}^2$ на свим спратовима. Вредност корисног оптерећења износи $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (EN1991, 2002) на свим таваницама осим на кровној плочи на којој је интензитет оптерећења једнак $q_r = 1,0 \text{ kN/m}^2$ (EN1991, 2002). Усвојена сопствена тежина фасадних елемената која делује на све фасадне греде осим кровних једнака је $g_{f,beam} = 10,0 \text{ kN/m}$ и $g_{f,wall} = 3,0 \text{ kN/m}$. Вредност коефицијента редукације корисног оптерећења износи $\psi_{2,i} = 0,3$ (EN1990, 2005).

5.4.2. Земљотресно дејство

Конструкције су димензионисане за гравитациона оптерећења и сеизмичку отпорност применом методе *ЛЕА* у програмском пакету *ETABS* и према смерницама низа конструктивних норми Еврокода EN1990 (2005), EN1991 (2002), EN1992 (2005) и EN1998-1 (2005). При димензионисању конструкције коришћен је спектар одговора типа 1 за тло категорије *C* (EN1998-1, 2005), са *PGA* који износи $a_g = 0,20 \cdot g$, као најнеповољнији интензитет дејства земљотреса за повратни период од 475 година, на територији Србије. Зграда је димензионисана као *DCM* АБ конструкција, са факторима понашања $q_{M1} = 3$, $q_{M2} = 3.6$ и $q_{M3} = 3.6$, при чему се конструктивни системи *M1* и *M2* понашају као системи са зидовима, док се код система *M3* очекује понашање својствено рамовском систему. Зграде су стамбено-пословне. Усвојена вредност коефицијента пригушења у оба смера износи 5%, према EN1998-1 (2005). Детаљнија расправа о пригушењу конструктивног система предмет је радова (*Kasinos & Palmeri*, 2014) и (*Ćosić и др.*, 2017).

За примену *NDA* коришћено је 10 земљотресних записа. Извршен је велики број анализа, што је изискивало вишемесечни константан рад рачунара и накнадну обраду података и добијених резултата, што је детаљније описано у у 6.2.1. Анализиран је одговор конструкције при земљотресном дејству, посебно у *X* и посебно у *Y* правцу, јер упаривање записа, односно, свеобухватна анализа са тродимензионалним или дводимензионалним дејством земљотреса, захтева додатне ресурсе рачунара, односно, додатно пролонгира време прорачуна.

5.4.3. Комбинације оптерећења

За прорачун и *ЛЕА*, коришћене су комбинације оптерећења према EN1990 (2005). Такође, и за нелинеарну анализу понашања система у хоризонталном правцу, коришћена је комбинација оптерећења према EN1990 (2005):

$$1.0 \cdot G_i + 0.3 \cdot Q_i \pm 1.0 \cdot S_i \quad (1)$$

За нелинеарну анализу прогресивног рушења и понашања система у вертикалном правцу, за *pushdown* анализу коришћена је комбинација оптерећења према (*Avramidis* и др., 2016):

$$W = 1.2 \cdot G_i + 0.5 \cdot Q_i \quad (2)$$

$$Q_R = \Omega \cdot (1.2 \cdot G_i + 0.5 \cdot Q_i) = \Omega \cdot W \quad (3)$$

где *W* представља комбинацију гравитационог оптерећења а Ω представља проценат додатног гравитационог оптерећења за анализу нелинеарног понашања конструктивног система. Ω се инкрементално повећава док не дође до колапса конструкције, траженог стања оштећења или дивергенције решења. Постепено оптерећивање конструкције, као и сценарији уклањања целих или делова елемената применом НДА су примењени према препорукама датим у DoD UFC Guidelines (2013) , GSA (2016). Овај поступак је примењен и детаљно описан у (*Čokić & Folić*, 2021).

5.4.4. Модел зграде за линеарно-еластичну анализу

У моделима који ће бити коришћени за *ЛЕА* конструкције, додатно стално оптерећење и корисно оптерећење су нанети у виду површинског расподељеног оптерећења на АБ плоче.

5.4.5. Модел зграде за пост-еластичну анализу

У моделима који су коришћени за пост-еластичну анализу конструкције, површинско расподељено оптерећење је сведено на линијско једнако-расподељено оптерећење које делује на гредне елементе конструкције и на концентрисане силе које делују на зидове.

5.5. Модална анализа

Модална анализа је спроведена како би се одредили основни периоди вибрација конструктивних система, њихови тонови и крутост или флексибилност (EN1998-1, 2005). Утврђено је да су сва три система торзионо крута и да су доминантни транслациони тонови. У *NDA* односно *THA* је коришћено *Rayleigh*-ово вискозно пригушење у зависности од масе (*M*) и тангенцијалне крутости (*K_T*).

Rayleigh-ево вискозно пригушење у зависности од масе (*M*) и тангенцијалне крутости (*K_T*) примењено је у НДА (слика 11). Матрица пригушења система комбинација је матрица масе и крутости и исказана је једначином

$$[C] = \alpha_M \cdot [M] + \alpha_K \cdot [K_T] \quad (4)$$

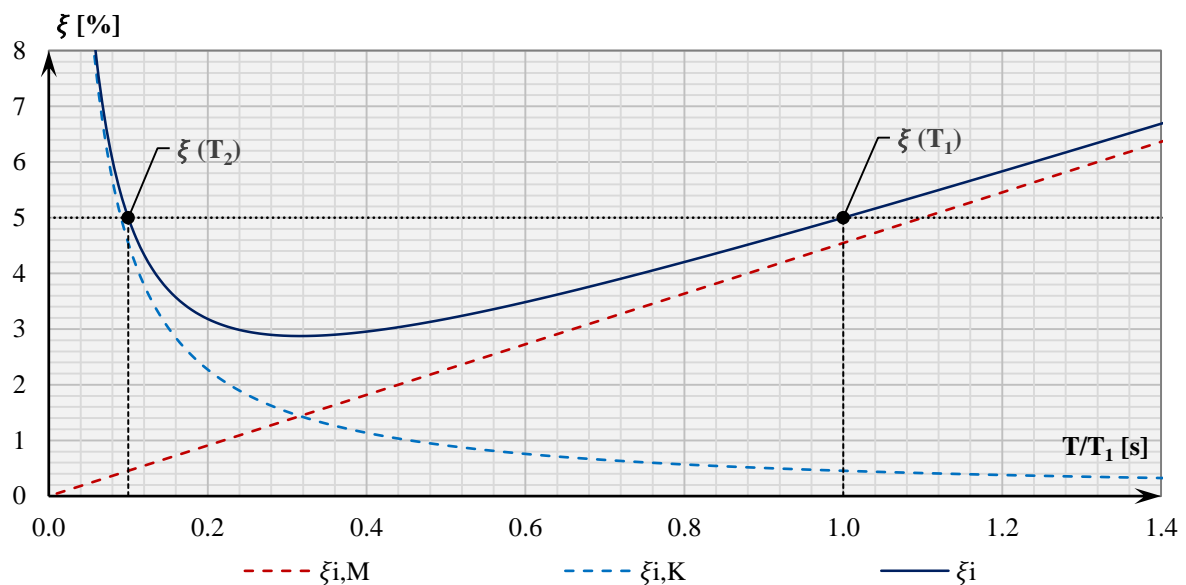
где су $[C]$, $[M]$, $[K_T]$ матрице пригушења, масе и тангенцијалне крутости. Параметри α_M и α_K су пропорционални коефицијенти пригушења масе и крутости, а одређују се изразом (4):

$$\alpha_M = 4\pi \cdot \frac{\xi_{1,i} \cdot T_{1,i} - \xi_{2,i} \cdot T_{2,i}}{T_{1,i}^2 - T_{2,i}^2}, \alpha_K = \frac{T_1 \cdot T_2}{\pi} \cdot \frac{\xi_{2,i} \cdot T_{1,i} - \xi_{1,i} \cdot T_{2,i}}{T_{1,i}^2 - T_{2,i}^2} \quad (5)$$

где су $T_{1,i}$ и $T_{2,i}$ први и последњи период осциловања од интереса за анализу одговора конструкције, а $\xi_{1,i}$ и $\xi_{2,i}$ одговарајући релативни коефицијенти пригушења са усвојеним вредностима 0,05. Функција Rayleigh-евог пригушења се рачуна применом израза (5):

$$\xi_i = \xi_{M,i} + \xi_{K,i} = \frac{\alpha_M}{2 \cdot \omega_i} + \frac{\alpha_K \cdot \omega_i}{2} = \frac{\alpha_M \cdot T_i}{4 \cdot \pi} + \frac{\alpha_K \cdot \pi}{T_i}, \left(\omega_i = \frac{2\pi}{T_i} \right) \quad (6)$$

где ω_i представља кружну фреквенцију за одговарајући својствени облик осциловања. Целокупна процедура је детаљно описана у (Ćosić и др., 2017).



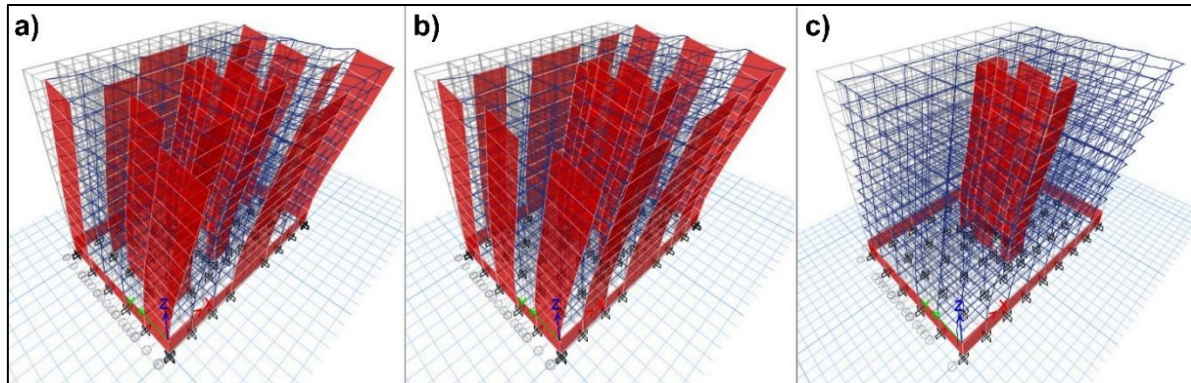
Слика 11 – Rayleigh-ево вискозно пригушење у зависности од масе (M) и тангенцијалне крутости (K_T)

У сеизмичкој анализи конструкција, одговарајуће вредности периода вибрације у оба правца за T_1 одговарају првом транслационом периоду у X или Y правцу. Вредност T_2 одговара периоду вибрација у коме конструкција достиже минимум 90% суме ефективне модалне масе (EN1998-1, 2005). Коришћене вредности периода су дате у табели 2.

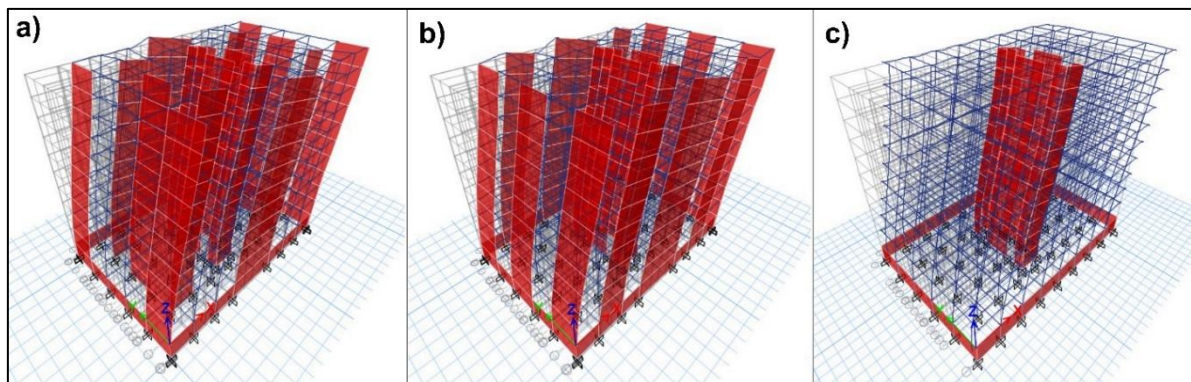
У анализи робусности конструкција, вредност T_1 одговара првом вертикалном периоду преноса у смеру Z , везаном за вертикално померање горњег чвора уклоњеног елемента. Вредност T_2 одговара вертикалном периоду транслације у смеру Z који се односи на вертикално померање горњег чвора уклоњеног елемента у коме конструктивни систем достиже најмање 90 % збира ефективних модалних маса у смеру Z . Вредности коришћених периода приказане су у табели 3.

Табела 2 – Периоди вибрација конструкција за сеизмичку анализу

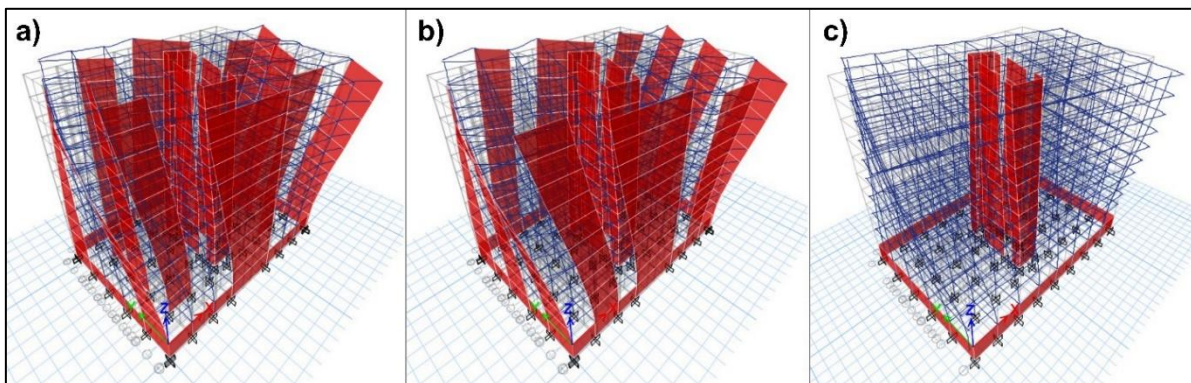
MODEL	T_{M1} [s]	m_{M1} [%]	T_{M2} [s]	m_{M2} [%]	T_{M3} [s]	m_{M3} [%]
Y_1	0.807	65.11	0.800	64.50	0.908	68.21
Y_2	0.049	91.97	0.049	92.41	0.060	90.92
X_1	0.642	66.10	0.638	65.03	0.805	69.26
X_2	0.046	91.06	0.046	91.58	0.046	90.36
R_1	0.580	64.10	0.541	63.13	0.791	68.86
R_2	0.029	90.70	0.035	90.51	0.040	90.49



Слика 12 – Први транслациони тон вибрација у Y правцу: а) M1; б) M2; в) M3



Слика 13 – Први транслациони тон вибрација у X правцу: а) M1; б) M2; в) M3



Слика 14 – Први ротациони тон вибрација: а) M1; б) M2; в) M3

Табела 3 – Периоди вибрација конструкција за анализу робусности

Модел	M1				M2				M3			
	T ₁ [s]	T ₂ [s]	m ₁ [%]	m ₂ [%]	T ₁ [s]	T ₂ [s]	m ₁ [%]	m ₂ [%]	T ₁ [s]	T ₂ [s]	m ₁ [%]	m ₂ [%]
A1/FW1Y	0.102	0.030	7.92	90.24	0.083	0.016	47.12	93.85	0.157	0.028	1.45	90.49
B1/FWBX	0.173	0.016	1.93	96.87	0.081	0.016	47.69	92.71	0.145	0.028	1.89	90.54
C1/FWCX	0.160	0.015	0.73	96.90	0.088	0.016	45.97	96.68	0.140	0.029	1.54	90.48
D1/FWDX	0.101	0.029	34.33	90.01	0.101	0.017	46.14	96.47	0.142	0.028	0.75	90.72
E1									0.142	0.028	1.67	90.72
A2/FW2Y	0.101	0.030	31.24	90.35	0.073	0.016	48.51	90.32	0.160	0.028	2.56	90.50
B2/IWBX	0.102	0.030	21.16	90.05	0.194	0.016	3.16	96.82	0.168	0.028	2.72	90.05
C2/IWCX	0.102	0.029	28.28	90.05	0.180	0.016	3.49	92.51	0.160	0.028	3.01	90.42
D2	0.156	0.016	1.72	90.26	0.170	0.016	2.42	96.81	0.145	0.028	1.57	90.38
E2	0.159	0.029	0.71	90.40	0.169	0.028	1.79	90.15	0.130	0.028	2.58	90.59
A3/ FW3Y	0.178	0.030	1.85	90.02	0.098	0.017	44.50	90.75	0.156	0.028	2.18	90.67
B3/IW3Y	0.103	0.018	19.27	90.01	0.189	0.016	3.42	90.35	0.165	0.028	2.31	90.50
C3	0.172	0.017	2.84	90.02	0.177	0.016	3.88	94.85	0.167	0.028	3.09	90.47
D3	0.169	0.016	3.00	96.56	0.180	0.017	2.80	91.19	0.168	0.029	2.33	90.45
FWX	0.252	0.028	5.27	90.77	0.256	0.028	3.41	90.03	0.221	0.028	1.56	90.86
FWY	0.247	0.030	2.85	90.10	0.250	0.018	2.92	90.01	0.205	0.028	2.42	90.48
FWX,S					0.239	0.017	2.87	95.99	0.188	0.029	2.52	90.56
FWY,M					0.251	0.017	1.46	90.02	0.197	0.028	3.66	90.67
IWX,S	0.210	0.015	5.76	95.75					0.196	0.028	5.12	90.36
IWY,M	0.210	0.030	6.18	90.12					0.194	0.028	5.35	90.58

5.6. Усвојени параметри, претпоставке и поједностављења

За прорачун и димензионисање конструкција у софтверу ETABS употребљен је просторни (3D) модел. Прихваћени су следећи параметри, претпоставке и поједностављења:

- У прорачун су укључени ефекти теорије другог реда ($P-\Delta$).
- Појава прлина у конструктивним елементима укључена је у прорачун смањењем крутости. Од мноштва препорука различитих правилника за прорачун АБ конструкција приказаних у раду (Wong и др., 2017) за све елементе одабране су вредности из EN1998-1 (2005).
- Еластична крутост стубова и греда на савијање и смицање је смањена на 50% њихове еластичне крутости.
- Еластична (мембранска) крутост зидова на савијање смањена је на 50% њихове еластичне крутости.
- Торзиона крутост стубова и греда и крутост зидова на савијање управно на њихову раван смањени су на 10% њихове еластичне крутости.
- Еластичне крутости АБ плоче смањене су на 50%.

У моделима за пост-еластичну анализу одговора конструкција на уклањање појединих вертикалних елемената примењују се следеће претпоставке и поједностављења:

- У прорачун се укључују ефекти теорије другог реда ($P-\Delta$).
- Да би се описало нелинеарно понашање материјала, коришћена су нелинеарна својства материјала за описивање понашања бетона (графици 1, 2 и 3) и челика за армирање према методи датој у раду (*Mander* и др., 1988) и према EN1992 (2005).
- Параметри који описују појаву прелина у конструктивним елементима из линеарно-еластичног модела, за утицаје аксијалног напрезања и савијања код греда, стубова и зидова, нису укључени у нелинеарни модел, јер су пластични зглобови моделирани као влакнасти (*fiber*) елементи, при чему су својства влакана описана релацијама напон-деформација у бетону и у челику за армирање.
- Ивични елементи зидова, стубови и греде моделирани су као утегнути АБ елементи са заштитним слојем бетона (EN1998-1, 2005).
- Понашање АБ-а описано је *Takeda*-иним хистерезисним моделом, а за арматуру је употребљен кинематички хистерезисни модел, који је саставни део софтверског пакета ETABS.
- У сеизмичкој анализи, усвојено је понашање таваница у својој равни као крутих дијафрагми.
- У анализи робусности, учешће АБ плоча укључено је у прорачунски модел одговарајућим прикључивањем гредама њихових припадајућих (ефективних ширина) (EN1992, 2005), тј. плоче се не третирају као равански елементи, већ у склопу T и G пресека греда. Последица тог поједностављења, ради успостављања оптималног времена прорачуна и величине фајлова у софтверском пакету ETABS је та да резултати могу да упућују на мању робусност система од стварне, али је прорачун на страни сигурности.

5.7. Моделирање карактеристика материјала за нелинеарну анализу

Карактеристике утегнутог бетона у конструктивним елементима су прорачунате према препорукама датим у раду (*Mander* и др., 1988). Вредност напона у бетону, одређена је изразом:

$$f_c = \frac{f_{cm,c} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x} \quad (7)$$

где је

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm,c}} \quad (8)$$

ε_c вредност дилатације у бетону. $f_{cm,c}$ је максимална вредност чврстоће на притисак утегнутог бетона и $\varepsilon_{cm,c}$ је одговарајућа вредност дилатације. $\varepsilon_{cm,c}$ је једнако:

$$\varepsilon_{cm,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (9)$$

где је $f_{cm} = 43$ МПа (C35/45) максимална вредност чврстоће на притисак неутегнутог бетона и $\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$ према EN1992 (2005) је одговарајућа вредност дилатације. E_c и E_{sec} су су тангентни и секантни модули еластичности бетона у једначинама, према EN1992 (2005):

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (10)$$

и

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{\epsilon_{cm,c}} \quad (11)$$

Вредност граничне дилатације утегнутог бетонског језгра $\epsilon_{cu,c}$ срачуната је према изразу датом у (Paulay & Priestley, 1992):

$$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 1.4 \cdot \frac{\rho_{yh} \cdot f_{yh} \cdot \epsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (12)$$

где се запремински коефицијент армирања челиком за утезање ρ_{yh} рачуна према једноставном изразу, који је уједно и на страни сигурности, јер усваја минималну вредност коефицијента армирања трансверзалном арматуром у једном од два главна правца ($\rho_{w,x}, \rho_{w,y}$) (Fardis, 2009):

$$\rho_{yh} = 2 \cdot \min(\rho_{w,x}, \rho_{w,y}) \quad (13)$$

f_{yh} представља напон течења арматуре за утезање, док је ϵ_{su} гранична вредност дилатације утегнутог бетона. Разматрано је и прорачуна ρ_{yh} , као квадратног корена производа квадрата $\rho_{w,x}$ и $\rho_{w,y}$, али је усвојен израз (13), јер је на страни сигурности (Fardis, 2009). На графичким приказима (графицима) 1, 2 и 3 су приказане функције односа напона и дилатација за описивање нелинеарног понашања утегнутог и неутегнутог бетона.

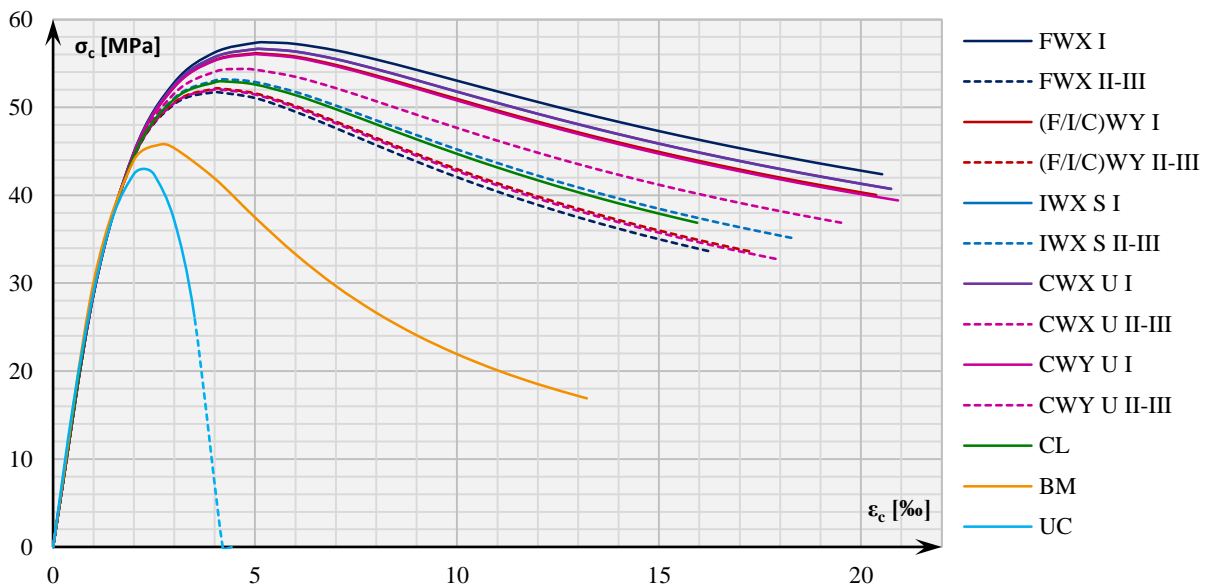


График 1 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за М1

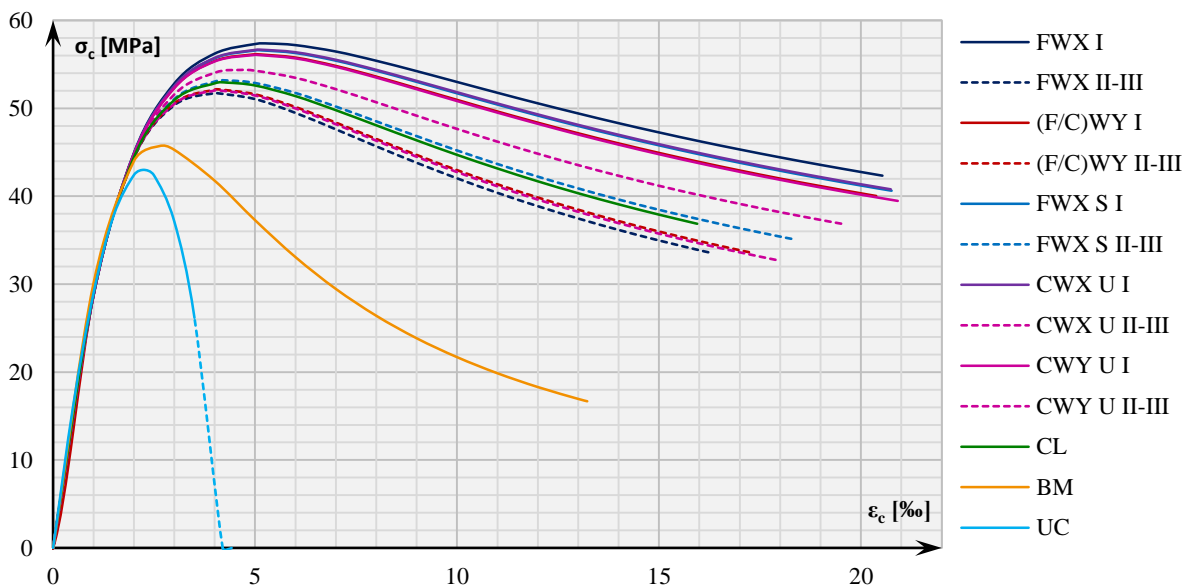


График 2 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за М2

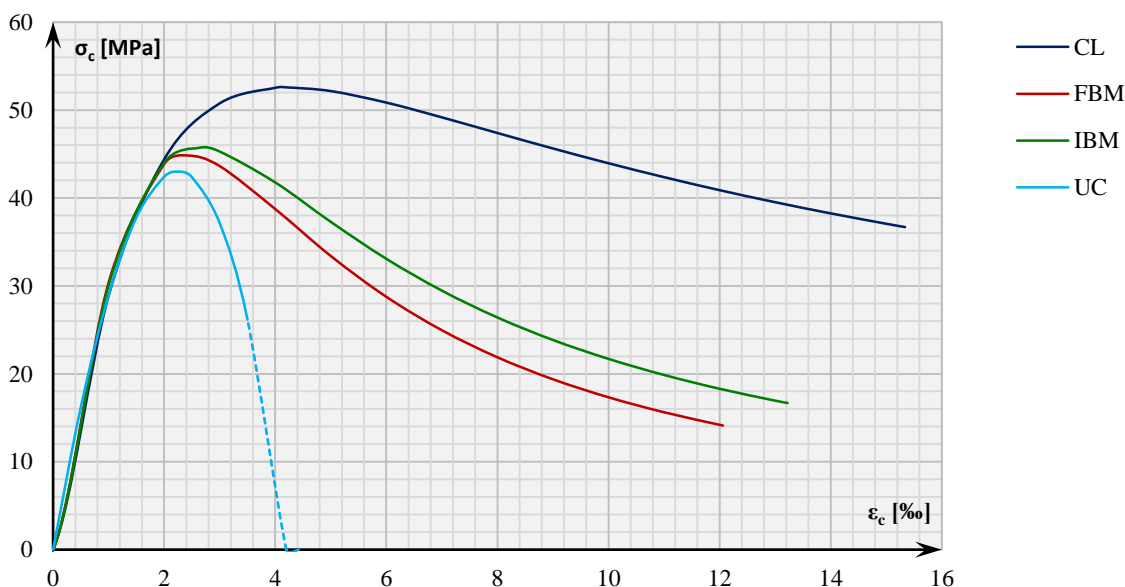


График 3 – Однос напон-дилатација бетонских елемената за нелинеарну анализу за М3

Карактеристике челика за армирање за нелинеарну анализу, приказане су на графику 4. Усвојене су карактеристичне вредности које одговарају челику за армирање класе Ц (енг. *class C*). Вредности напона и дилатације у челику на граници развлачења износе ($\sigma_{sy} = 575 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{sy} = 0.2875\text{‰}$), док су ове вредности на граници кидања једнаке ($\sigma_{su} = 660 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{su} = 10\text{‰}$). Након достизања граничног капацитета ε_{su} , функција има негативни пад од 80%. Целокупан поступак прорачуна модела арматуре за нелинеарну анализу, описан је у Анексу Е правилника EN1998-2 (2005), где се напон у челику за нелинеарну анализу усваја према обрасцу:

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1.15 \tag{14}$$

при чему је f_{yk} вредност челика на граници развлачења за линеарну, а f_{ym} вредност челика на граници развлачења за нелинеарну анализу. Однос напона на граници развлачења σ_{sy} и напона у челику на граници капацитета σ_{su} износи $k = 1.15 = \frac{\sigma_{su}}{\sigma_{sy}}$, док је дилатација на граници капацитета једнака $\varepsilon_{su} = 10\text{‰}$ према правилнику EN1992 (2005) и радовима (Fardis, 2009), (Radujković и др., 2017), (Rai и др., 2012). На графику 4 је приказана функција односа напона и дилатација за нелинеарно понашање челика за армирање.

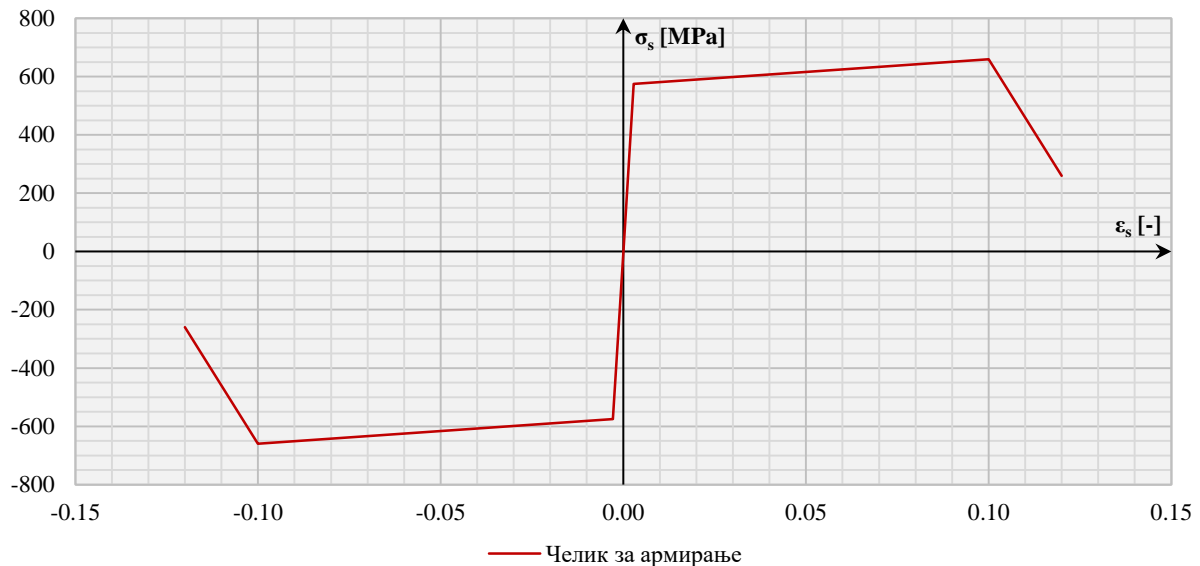
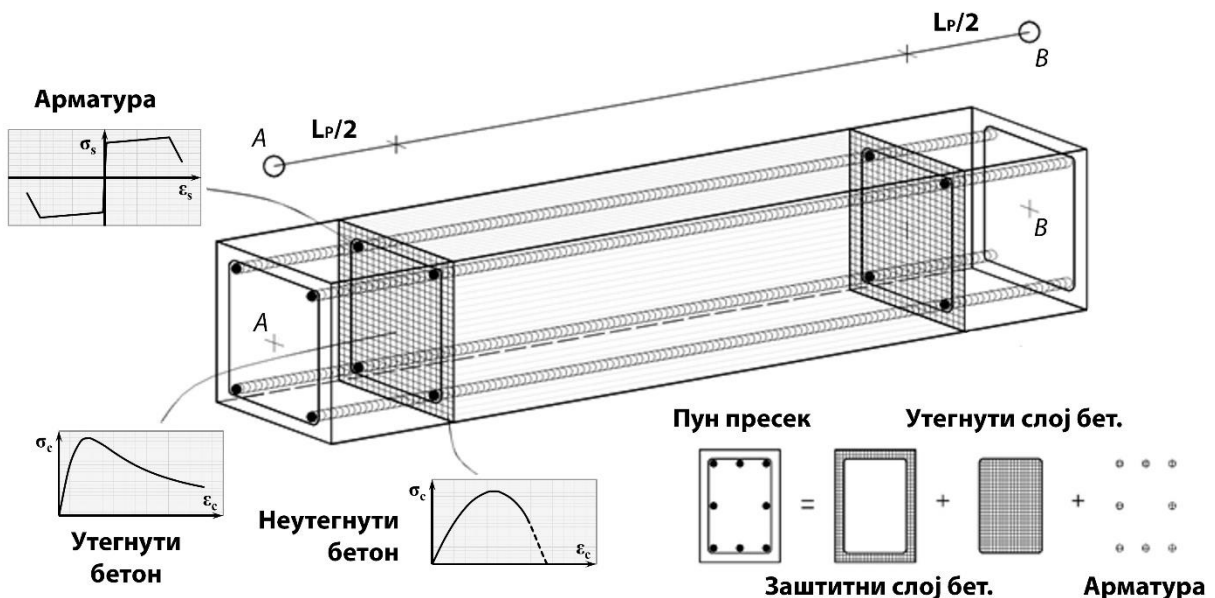


График 4 – Однос напон-дилатација у челику за армирање за нелинеарну анализу

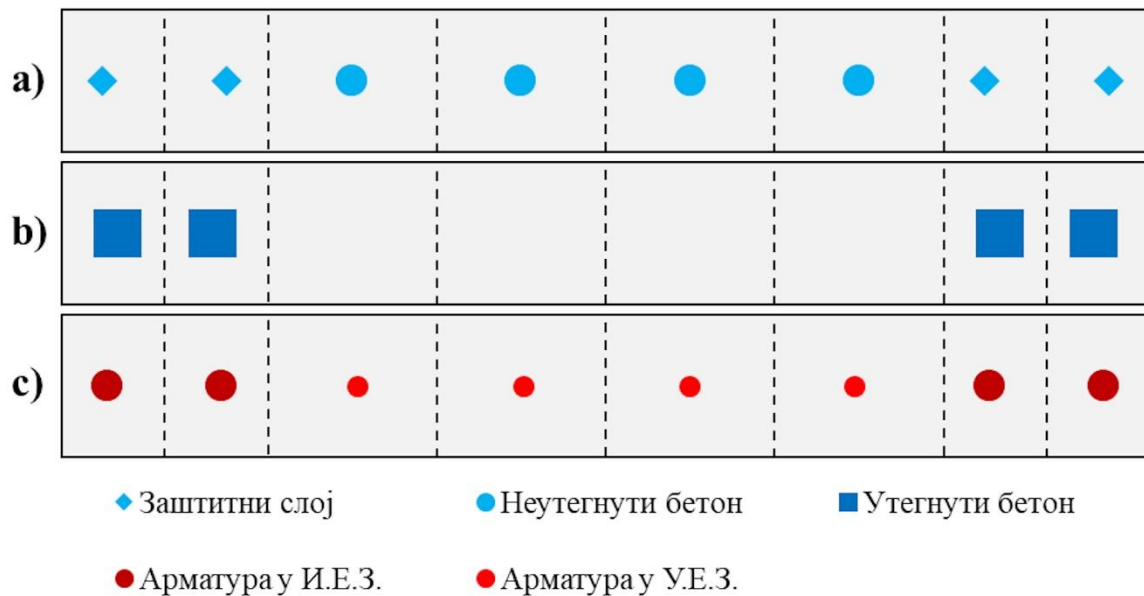
5.8. Карактеристике пластичних зглобова



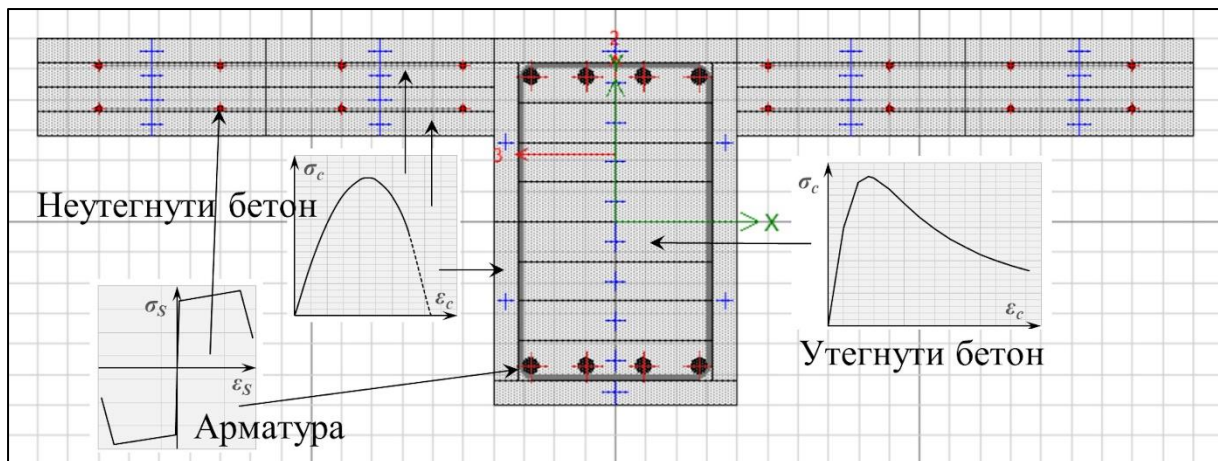
Слика 15 – Шематски приказ пластичних зглобова на гредном елементу (SeismoStruct)

Пластични зглобови зидова, моделирани су „ручно“ као попречни пресеци с влакнима (слика 16). На исти начин моделирани су и пластични зглобови греда за анализу робусности (слика 17). Пластични зглобови у стубовима моделирају се

аутоматским избором поделе влакана у попречном пресеку елемената, што је примењено и у случају греда за сеизмичку анализу (слика 18). Разлог детаљног моделирања пластичних зглобова греда је тај што су, као хоризонтални елементи у конструкцији, најизложенији губитку носивости и лому због постепеног наношења гравитационог оптерећења. Разлог детаљног моделирања пластичних зглобова зидова је тај што се, при аутоматској расподели добија велики број влакана, чиме се знатно повећава време прорачуна и величина фајлова у софтверу ETABS.



Слика 16 – Приказ тежишта влакана на попречном пресеку зида са задатим карактеристикама материјала, M2 (FWY)



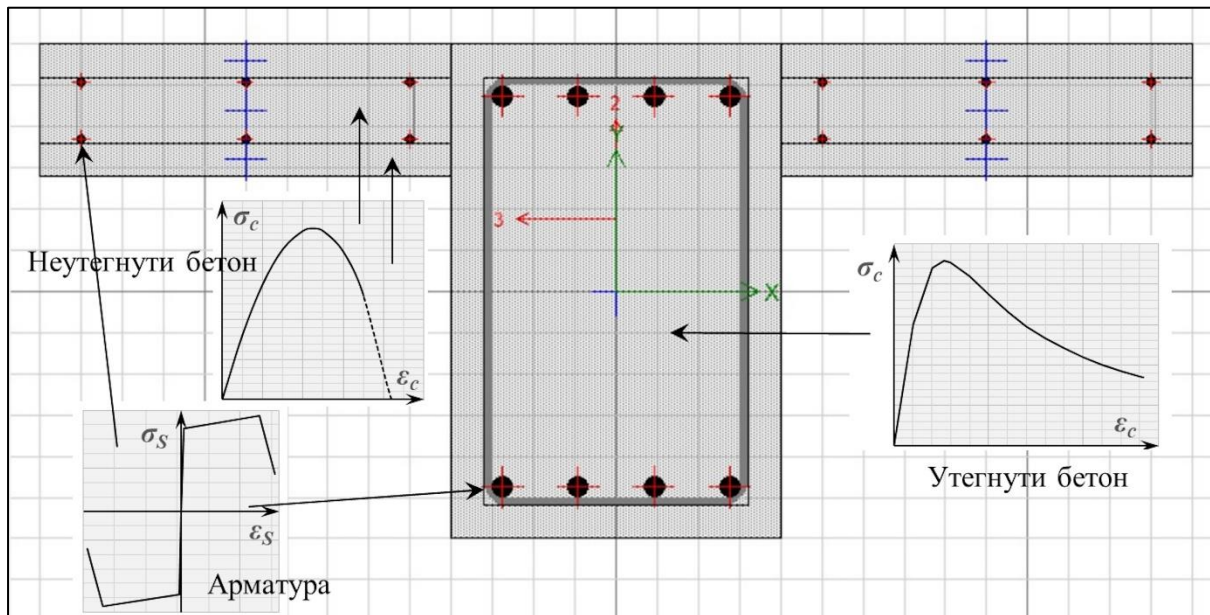
Слика 17 – Приказ задатих карактеристика материјала на попречном пресеку греде (YBE) за анализу робусности, M1 (ETABS)

У раду (Zhao и др., 2011) је приказан преглед метода прорачуна дужине пластичних зглобова, при чему постоје значајне разлике у добијеним вредностима у зависности од одабране методе. Дужине пластичних зглобова прорачунате су и усвојене према изразима предложеним у истраживањима (Park & Paulay, 1975) и (Priestley и др., 1996), јер су најједноставнији, најпрактичнији и најчешће примењивани у анализи понашања конструкција зграда.

$$L_{pl} = 0.5 \cdot h \tag{15}$$

$$L_{pl} = 0.08 \cdot L + 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bL} \geq 0.44 \cdot f_y \cdot d_{bL} \tag{16}$$

где су: h – висина попречног пресека елемента, L_{pl} – дужина пластичног зглоба, $L = M/V$ (смичући распон), f_y – напон на граници развлачења арматуре и d_{bL} – средња вредност пречника профила подужне арматуре.



Слика 18 – Приказ задатих карактеристика материјала на попречном пресеку греде (ХВЕ) за сеизмичку анализу, М1 (ETABS)

Дужине пластичних зглобова одговарају релативној дужини од $0,1L$ за греде и $0,15L$ за стубове. То значи да су локације пластичних зглобова на релативној дужини од $0,05L$ и $0,95L$ код греда и $0,075L$ и $0,925L$ код стубова, при чему је L „чиста“ релативна дужина елемента. Пластични зглобови АБ зидова се налазе у њиховом тежишту обухватају цео елемент на етажи. Пластични зглобови АБ зидова укључују њихова нелинеарна својства при аксијалном напрезању и савијању у равни. Вlakнасти модели пластичних зглобова су тачнији, јер је нелинеарни однос материјала сваког влакна аутоматски интегрисан у интеракцију, промене дуж момента ротације криве и пластичном аксијалном напрезању. Проблем таквог приступа моделирању пластичних зглобова је тај што је употреба влакана рачунски захтевнија (*CSi Knowledge Base, Etabs, Caltrans vs. fiber hinge*, 2014).

Модел М1 садржи 2327, М2 2363, а М3 3031 пластични зглоб, што помножено бројем влакана у сваком од попречних пресека, у којима се применом нелинеарних метода анализе, рачунају напонска стања, чини веома комплексан, хардверски и временски захтеван проблем.

5.9. Карактеристике АБ зидова

АБ зидови су димензионисани према смерницама датим у сету Еврокодова EN1990 (2005), EN1991 (2002), EN1992-1 (2005), EN1998-1 (2005). При димензионисању свих АБ елемената, претпостављена је појава прслина, што је уведено редукцијом одговарајућих еластичних крутости елемената. На основу резултата линеарне еластичне анализе, одређене су меродавне комбинације оптерећења које делује на сваки зид понаособ и добијене су реакције на основу којих су АБ зидови димензионисани. Еврокод EN1998-1 (2005) даје посебне смернице за димензионисање конструкција средњих и високих класа дуктилности (*DCM* и *DCH*). Након првобитног избора да конструкције буду моделиране тако да њихово понашање одговара *DCH* системима, установљено је да је веома тешко постићи да димензионисани системи садрже оптималну количину арматуре, као и да димензије елемената буду у задовољавајућим границама. У случају димензионисања зидова, то је пре свега

последица дела норматива којим се захтева задовољење услова на дејство смичућих сила. Из тог разлога је установљено да је много практичније и сигурније димензионисати системе као *DCM*.

Један од разлога због којих се препоручује и посебно издваја начин пројектовања конструкција, самим тим и димензионисања АБ зидова као *DCM* и *DCH* је тај да се сведе на минимум несигурности понашања ових елемената при сеизмичким дејствима када уђу у зону нелинеарног понашања. Суштина ових смерница своди се на димензионисање АБ зидова према анVELOпама утицаја добијених за смичуће силе и моменте савијања (Avramidis и др., 2016). Поступак прорачуна анVELOпе момената савијања за АБ зидове је детаљно описан у EN1998-1 (2005) и односи се на моменте савијања који напрежу АБ зидове у њиховој равни. Ова процедура се примењује искључиво у случају витких зидова са односом $H_w/L_w > 2$, где је H_w укупна висина зида, а L_w његова дужина. Димензионисање АБ зида према овако добијеним анVELOпама момената савијања на овај начин осигурава да се пластични зглобови (зона критичне дисипације енергије са потребама израженог дуктилног понашања пресека) могу формирати искључиво у зони приземне етажe. То значи да ће моменте савијања услед сеизмичког дејства моћи да прекораче капацитет носивости АБ зида искључиво у његовом подножју – бази. На овај начин АБ зид ће практично имати линеарно еластично понашање дуж преосталог дела пресека односно на осталим етажама (Avramidis и др., 2016).

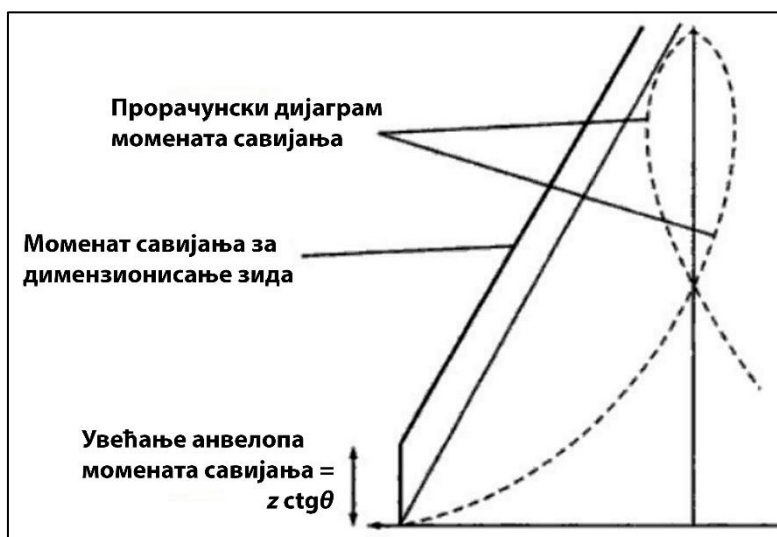
Попут поступка за одређивање меродавних утицаја момената савијања на АБ зидове, прорачун анVELOпа за утицај смичућих сила је такође детаљно описан у EN1998-1 (2005). Овај поступак је неопходан да би се узело у обзир потенцијално повећање утицаја смицућих сила у подножју АБ зидова када уђу у зону нелинеарног понашања. Овај поступак је веома сложен и захтеван када су у питању *DCH* системи. У случају димензионисања *DCM* система, он је нешто једноставнији и практичнији за примену (Avramidis и др., 2016). У свом истраживању Milev (2016) се бавио проблемима и решењима у практичној примени Еврокодова за пројектовање АБ конструкција. Као веће проблеме у примени EN1998-1 (2005) при пројектовању АБ конструкција он наводи следеће ставке: обимније контроле при димензионисању, строжија правила при детаљирању пресека, што може довести до решења која нису практична за примену у пракси; више класе бетона, боља архитектонска решења. Као последица наведеног, неопходно је обезбедити локалну дуктилност ивичних (утегнутих) елемената АБ зидова у критичним зонама зида, што може довести до потребе са повећањем дебљине зида или ивичних елемената, што је мало компликованије за извођење у пракси.

Сам поступак прорачуна дужине утегнутих елемената је компликован и комплексан и захтева прорачун поступком извођења већег броја итерација. Услови за димензионисање АБ зидова за *DCH* понашање према смичућим силама су веома ригорозни и врло их је тешко испунити. У поређењу са *DCH* системима, овај поступак је знатно проширен за *DCH* системе и веома компликован. Један од главних разлога због којих је димензионисање АБ зидова као *DCH* елемената тешко применљиво је захтев према коме се отпорност АБ зида на смичуће силе своди на 40% своје вредности изван критичних зона. На овај начин долази до потребе да се дебљина зида знатно повећа, што није практично, чак и са повећањем класе бетона (Milev, 2016). Из тог разлога, као и на основу добијених података према прелиминарним прорачунима, као и према подацима из прелиминарних прорачуна добијених при покушају да се конструкције димензионују као *DCH* системи, усвојена је и промењена класификација на *DCM* системе и димензионисани су за понашање и одговор конструкције који одговара системима средње класе дуктилности. Зидови језгра су димензионисани појединачно као зидови напрегнути у својој равни а не као сложени пресек, јер је овај поступак на страни сигурности.

Такође, једна од последица строгог поштовања EN1998-1 (2005) прописа за прорачун и димензионисање конструкција, у поређењу са рецимо, JUS (1990) јесте већа

сеизмичка отпорност и робусност система (Čokić и др., 2021), али то за последицу може имати и превише „ојачане“ (енг. *overstrengthened*) АБ зидове. Ово је последица, пре свега, потребе да се осигура линеарно-еластично понашање АБ зидова на свим етажама изнад оних које се налазе у висини предвиђеног пластичног зглоба, тј. зоне нелинеарног понашања зида. Као резултат оваквог приступа димензионисању зидова, формирањем анvelope момената и њеним додатним увећањем за утицаје затезања, односно померањем анvelope (енг. *tension shift*), на основу којих се одређује прорачунска арматура (слика 19), може доћи до „пре-димензионисања“ АБ зидова што неће утицати на њихово дуктилно понашање, али ће довести до повећања подужне арматуре у пресецима, што ће резултовати мањим искоришћењем нелинеарног капацитета система, пре него што конструкција пређе у механизам. Смернице и угледни пример димензионисања АБ зидова, који је коришћен у прорачуну су детаљно приказани у књизи (Milev & Kardzhiev, 2012). Приказ „отварања“ пластичних зглобова у фасадним рамовима сва три модела, у оба правца, приказани су на сликама 33, 34 и 35. Зелена боја значи да су напони у неком од влакана пластичног зглоба ушли у зону течења, док црвена боја значи да су напони у неком од влакана достигли своју максималну носивост.

На Слици 19, z представља крак унутрашњих сила одупирања која ствара момент савијања на разматраном пресеку зида, а θ угао између виртуелног "бетонског притиснутог штапа" и подужне осе зида који је једнак 45° према препорукама датим у истраживању (Avramidis и др., 2016) и правилницима EN1992 (2005) и EN1998-1 (2005).



Слика 19 – Шема прорачуна анvelope момената савијања за димензионисање дуктилних (DCM) АБ зидова, према (Booth & David Key, 2006)

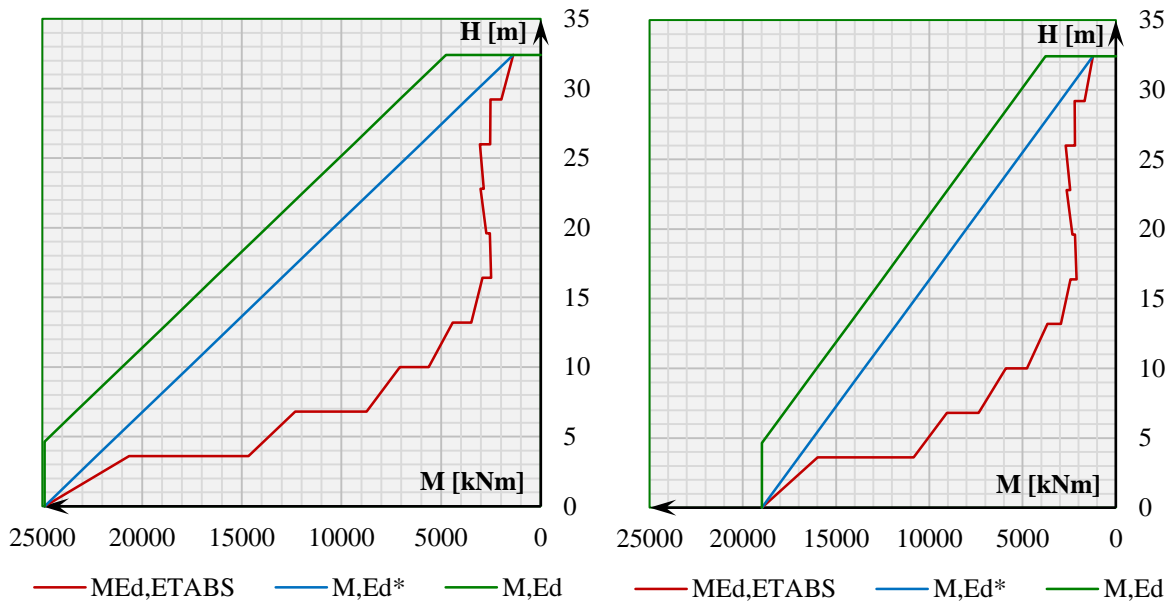
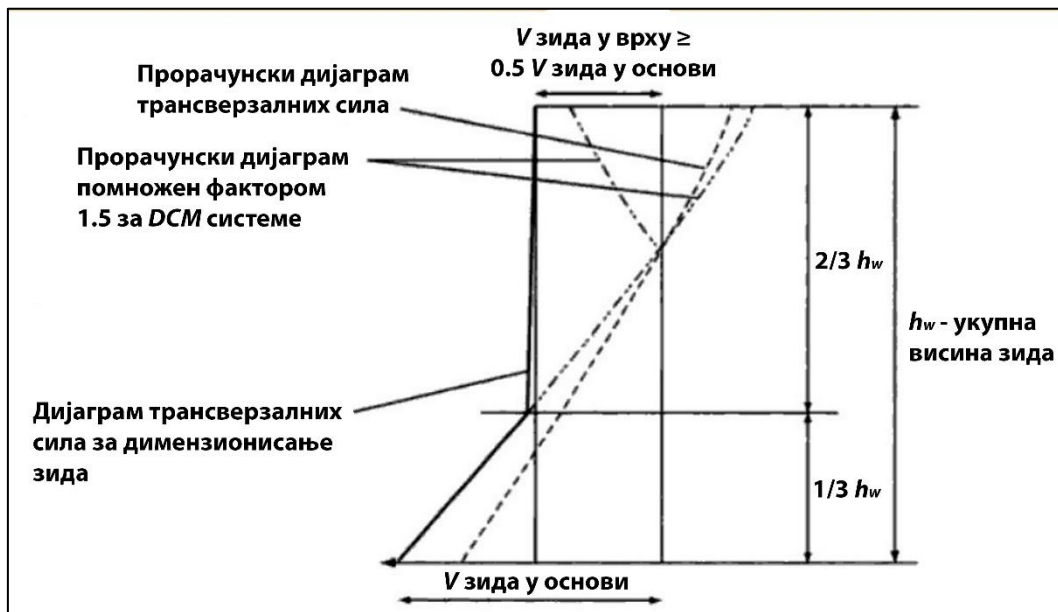


График 5 – Дијаграми момената савијања за FZY I за M1 (лево) и M2 (десно)



Слика 20 – Шема прорачуна анvelopa трансверзалних сила за димензионисање дуктилних (DCM) АБ зидова, према (Booth & David Key, 2006)

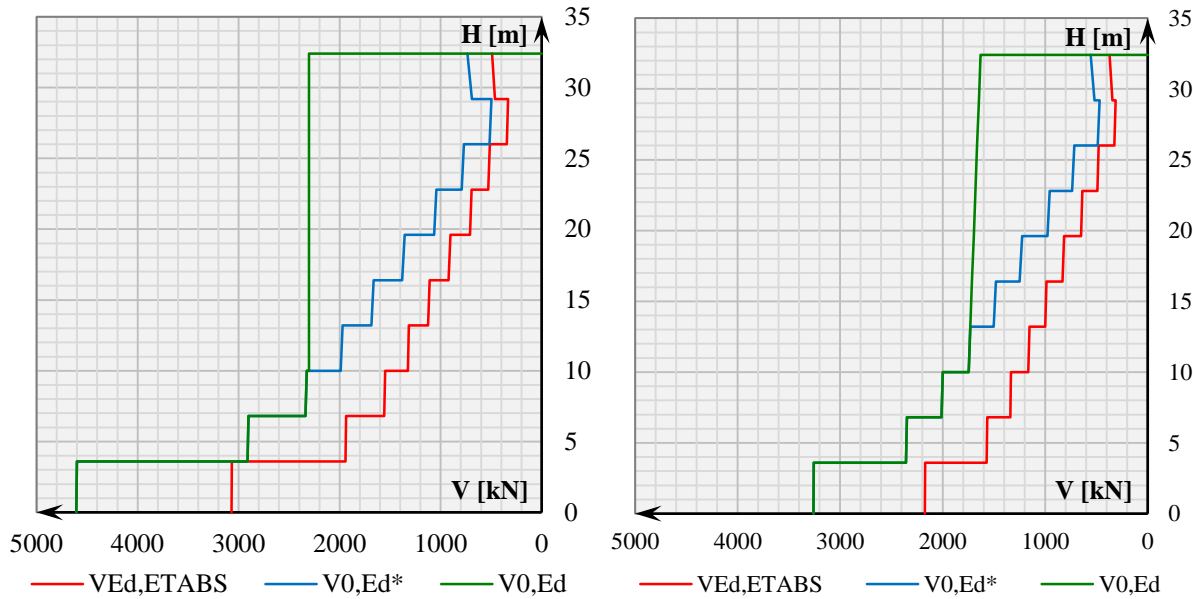


График 6 – Дијаграми трансверзалних сила за FZY I за M1 (лево) и M2 (десно)

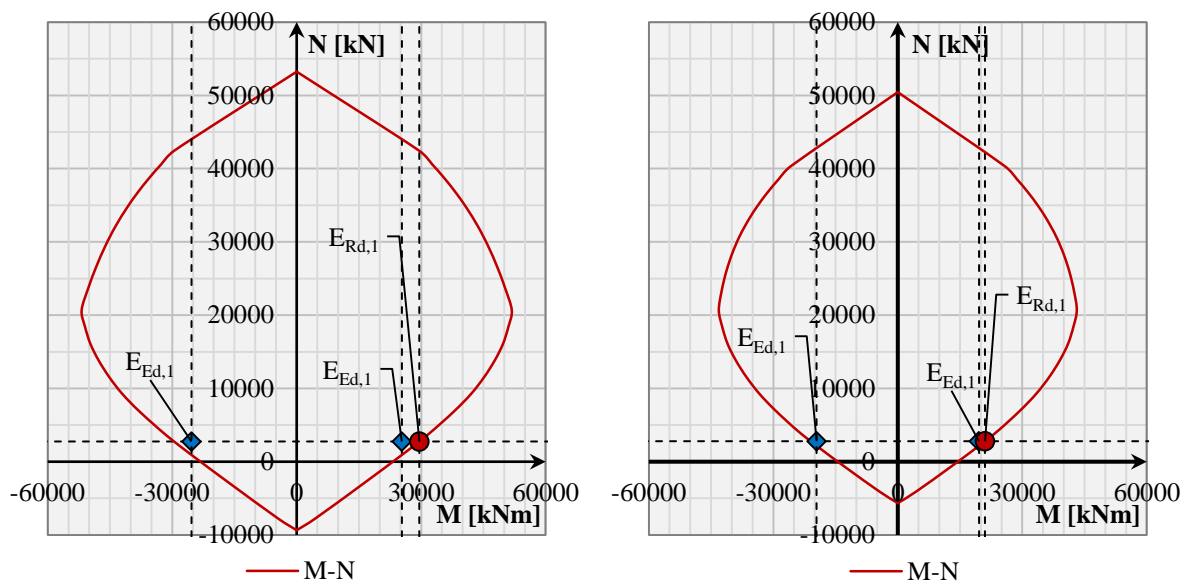
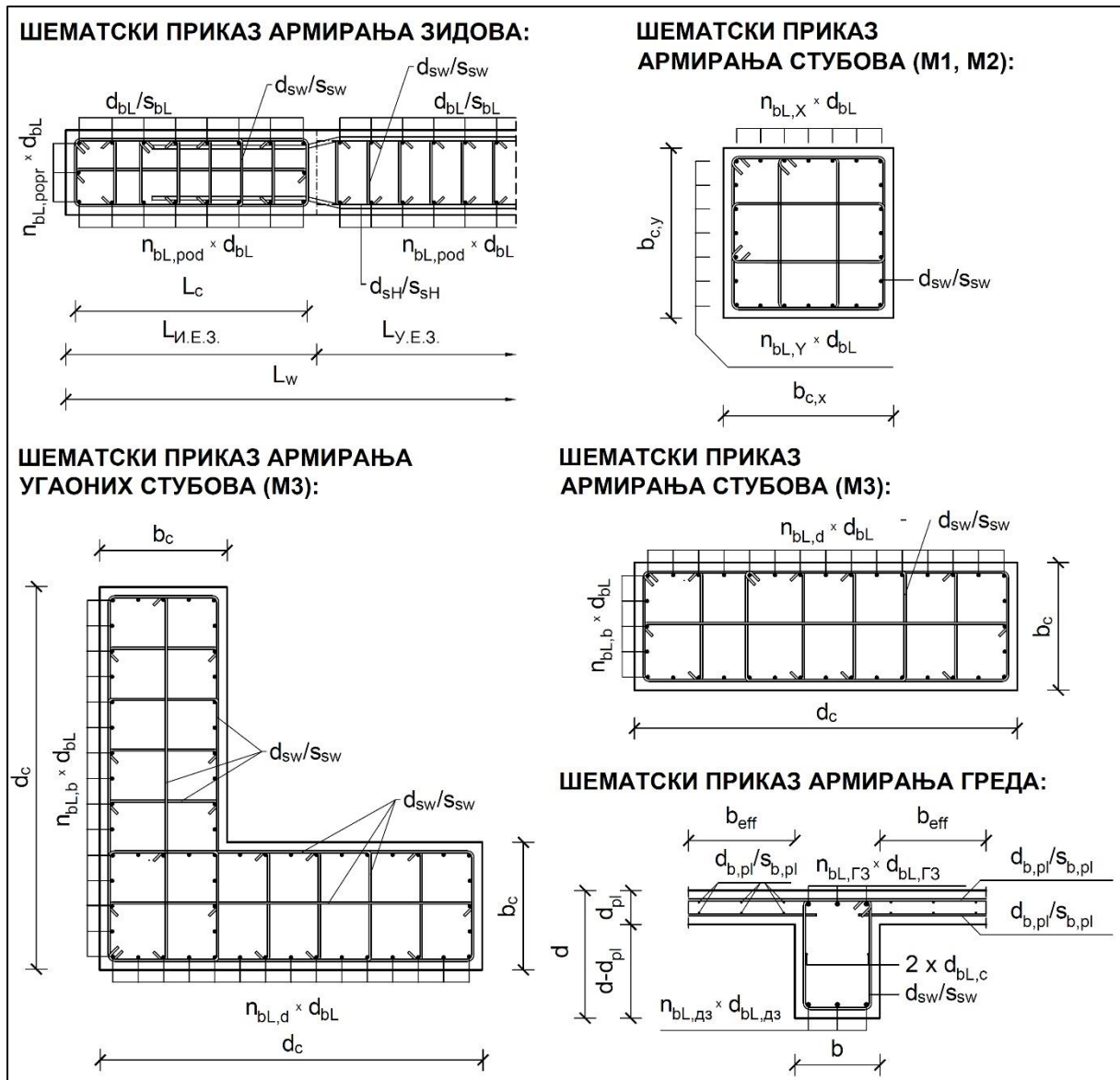


График 7 – Дијаграм интеракције M – N за FZY I за M1 (лево) и M2 (десно)

5.10. Димензионисање елемената конструкција

Шеме армирања попречних пресека конструктивних елемената модела M1, M2 и M3 су приказане на слици 21. Параметри $n_{sw,d}$ и $n_{sw,b}$ и у табелама 4-9 представљају сечност арматуре за утезање пресека, где је $n_{sw,b}$ број узенгија управно на ширину попречног пресека b , а $n_{sw,d}$ број узенгија управно на висину попречног пресека d .



Слика 21 – Попречни пресеци елемената конструкција

Табела 4 – Арматура у стубовима и гредама, M1

Ниво		Подрум – 10. спрат					Ефективна ширина b_{eff} [cm]				
Арматура		Подужна			Утежућа/смичућа		Тип анализе				
Стубови:		24 – Ø20			Ø10/10		Позиција/ Правац	Сеизмичка		Робустност	
Греде:		Подужна			Утежућа/смичућа			Х	У	Х	У
XFB	Г.З.	4 - Ø25	YFB	Г.З.	4 - Ø25	Ø10/10	FB	50	50	65	75
	Д.З.	4 - Ø25		Д.З.	3 - Ø25						
XEB	Г.З.	4 - Ø25	YEB	Г.З.	4 - Ø25	Ø10/10	EB	50	50	65	75
	Д.З.	4 - Ø25		Д.З.	4 - Ø25						
XIB	Г.З.	3 - Ø25	YIB	Г.З.	3 - Ø25	Ø10/10	IB	50	50	65	75
	Д.З.	3 - Ø25		Д.З.	3 - Ø25						

Табела 5 – Арматура у стубовима и гредама, М2

Ниво		Подрум – 10. спрат				Ефективна ширина b_{eff} [cm]					
Арматура		Подужна			Утежућа/ смичућа	Тип анализе					
Стубови:		24 – Ø20			Ø10/10	Позиција/ Правац	Сеизмичка		Робусност		
Греде:		Подужна			Утежућа/ смичућа		Х	У	Х	У	
ХFB	Г.З.	4 - Ø25	YFB	Г.З.	4 - Ø25	Ø10/10	FB	50	50	65	75
	Д.З.	4 - Ø25		Д.З.	3 - Ø25						
ХЕВ	Г.З.	4 - Ø20	YЕВ	Г.З.	4 - Ø22	Ø10/10	ЕВ	50	50	65	75
	Д.З.	4 - Ø20		Д.З.	4 - Ø22						
ХIB	Г.З.	3 - Ø20	YIB	Г.З.	3 - Ø20	Ø10/10	IB	50	50	65	75
	Д.З.	3 - Ø20		Д.З.	3 - Ø20						

Табела 6 – Арматура у стубовима и гредама, М3

Ниво		Подрум – 10. спрат				Ефективна ширина b_{eff} [cm]					
Арматура		Подужна			Утежућа/ смичућа	Тип анализе					
Стубови:		62 – Ø20 (ивични)			Ø10/10	Позиција/ Правац	Сеизмичка		Робусност		
Греде:		36 – Ø20 (сви остали)			Ø10/10		Х	У	Х	У	
Греде:		Подужна			Утежућа/ смичућа	Х	У	Х	У		
ХFB	Г.З.	4 - Ø20	YFB	Г.З.	4 - Ø20	Ø10/10	FB	40	40	65	75
	Д.З.	4 - Ø20		Д.З.	4 - Ø20						
ХЕВ	Г.З.	4 - Ø28	YЕВ	Г.З.	4 - Ø28	Ø10/10	ЕВ	40	40	65	75
	Д.З.	4 - Ø28		Д.З.	4 - Ø28						
ХIB	Г.З.	3 - Ø22	YIB	Г.З.	3 - Ø22	Ø10/10	IB	40/ 100	40/ 100	65	75
	Д.З.	3 - Ø22		Д.З.	3 - Ø22						

Табела 7 – Резултати димензионисања зидова, М1

М1	Дужина елемената зида		Вертикална арматура		Арматура за урезање	Арматура за смицање
	Л _{и.Е.З.} [cm]	Л _{у.Е.З.} [cm]	(И.Е.З. / У.Е.З.) (n _{bL}) d _{bL} / s _{bL} [mm/cm]	n _{bL,popr} / n _{bL,pod} [комада]	(n _{sw,d} / n _{sw,b}) d _{sw} / s _{sw} [mm/cm]	d _{sH} / s _{sH} [mm/cm]
<i>FWX I</i>	180	640	(32)Ø22/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 15) Ø10/10	Ø22/20
<i>FWX I-II</i>	180	640	(32)Ø20/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 15) Ø10/10	Ø20/20
<i>FWX II</i>	180	640	(32)Ø20/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 9) Ø10/10	Ø18/20
<i>FWX III</i>	180	640	(32)Ø18/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 9) Ø10/10	Ø16/20
<i>IWX,S I</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø14/20
<i>IWX,S II</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>IWX,S III</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>FWY I</i>	110	360	(18)Ø25/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø20/20
<i>FWY II</i>	110	360	(18)Ø20/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>FWY III</i>	110	360	(18)Ø16/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>IWY,M I</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø14/20
<i>IWY,M II</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>IWY,M III</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWY I</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWY II</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWY III</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWX,U I</i>	90	260	(18)Ø14/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø16/20
<i>CWX,U II</i>	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø16/20
<i>CWX,U III</i>	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWY,U I</i>	70	80	(14)Ø14/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY,U II</i>	70	80	(14)Ø12/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY,U III</i>	70	80	(14)Ø12/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø10/20

Табела 8 – Резултати димензионисања зидова, М2

M1	Дужина елемената зида		Вертикална арматура		Арматура за урезање	Арматура за смицање
	L _{и.е.з.} [cm]	L _{у.е.з.} [cm]	(И.Е.З. / У.Е.З.) (n _{вL}) d _{вL} / s _{вL} [mm/cm]	n _{вL,погр} / n _{вL,под} [комада]	(n _{sw,d} / n _{sw,b}) d _{sw} / s _{sw} [mm/cm]	d _{сн} / s _{сн} [mm/cm]
<i>FWX I</i>	180	640	(32)Ø16/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 15) Ø10/10	Ø18/20
<i>FWX I-II</i>	180	640	(32)Ø14/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 15) Ø10/10	Ø18/20
<i>FWX II</i>	180	640	(32)Ø14/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 9) Ø10/10	Ø18/20
<i>FWX III</i>	180	640	(32)Ø14/12.5 / (84)Ø10/15	3 / 15	(3 / 9) Ø10/10	Ø16/20
<i>FWX,S I</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø16/20
<i>FWX,S II</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>FWX,S III</i>	100	320	(18)Ø12/12.5 / (40)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>FWY I</i>	110	360	(18)Ø18/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø16/20
<i>FWY II</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>FWY III</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>FWY,M I</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø16/20
<i>FWY,M II</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>FWY,M III</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY I</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWY II</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY III</i>	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWX,U I</i>	90	260	(18)Ø14/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWX,U II</i>	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
<i>CWX,U III</i>	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY,U I</i>	70	80	(14)Ø14/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY,U II</i>	70	80	(14)Ø12/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø12/20
<i>CWY,U III</i>	70	80	(14)Ø12/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø10/20

Табела 9 – Резултати димензионисања зидова, М3

М1	Дужина елемената зида		Вертикална арматура		Арматура за урезање	Арматура за смицање
	Л _{и.Е.З.} [cm]	Л _{у.Е.З.} [cm]	(И.Е.З. / У.Е.З.) (n _{bL}) d _{bL} / s _{bL} [mm/cm]	n _{bL,popr} / n _{bL,pod} [комада]	(n _{sw,d} / n _{sw,b}) d _{sw} / s _{sw} [mm/cm]	d _{sH} / s _{sH} [mm/cm]
CWY I	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø16/20
CWY II	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
CWY III	110	360	(18)Ø14/15 / (48)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø12/20
CWX,U I	90	260	(18)Ø14/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 8) Ø10/10	Ø20/20
CWX,U II	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø18/20
CWX,U III	90	260	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 8	(3 / 6) Ø10/10	Ø16/20
CWY,U I	70	80	(14)Ø14/10 / (12)Ø10/12.5	3 / 6	(3 / 6) Ø10/10	Ø14/20
CWY,U II	70	80	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø12/20
CWY,U III	70	80	(18)Ø12/10 / (36)Ø10/15	3 / 6	(3 / 4) Ø10/10	Ø10/20

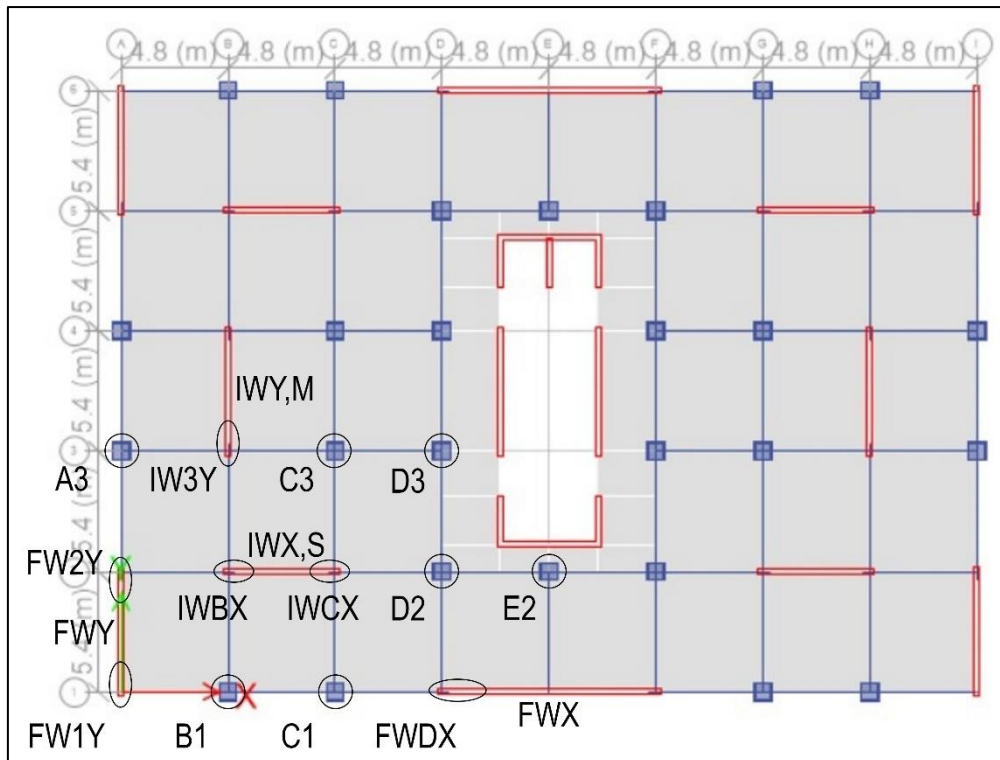
5.11. Сценарији уклањања вертикалних елемената конструкција

Прорачуном је обухваћена ЛЕА конструкције, на основу које су димензионисани елементи, као и нелинеарна анализа на основу које је анализирано понашање система и прорачун повредљивости. За анализу понашања сва три констуктивна система одабрано је више сценарија уклањања вертикалних елемената, при којима је анализиран губитак носивости једног или више стубова и дела ивичног елемента зида или целог АБ зида. У сва три модела нису узети у обзир сценарији уклањања вертикалних елемената АБ језгра у средини основе конструкције, јер је његова позиција непроменљива у сва три модела и најмање је изложена удару или инцидентном дејству. Усвојени сценарији одговарају инцидентним дејствима попут експлозије или удара возила у вертикалне елементе ободног дела конструкције или постављању експлозива испод носећих елемената. Пошто је у правилницима GSA (2016) и DoD UFC Guidelines (2013) предвиђена могућност анализе уклањања целог АБ зидног елемента, за шта је мала вероватноћа, и ови сценарији су обухваћени прорачуном.

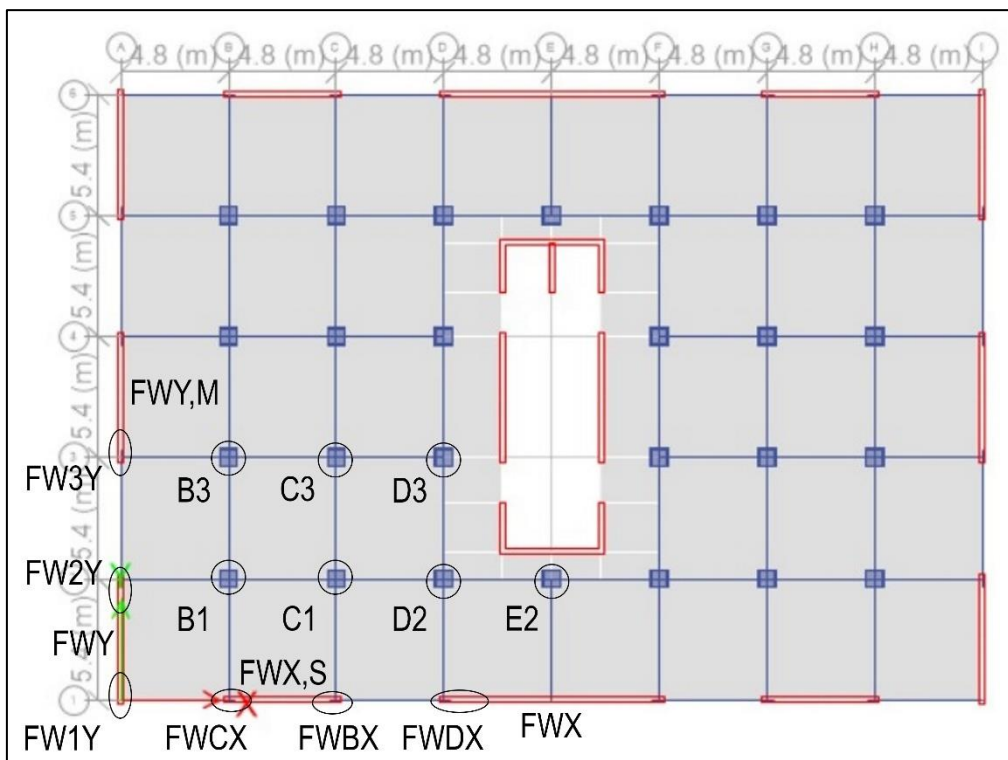
За анализу робусности и прогресивног рушења конструкције, усвојено је по 13 сценарија за моделе М1 и М2 што са 14 сценарија за М3, чини укупно 40 прорачунских модела за сва три модела.

На сликама 22-24 су приказане позиције елемената (стубова и зидова) и делова елемената (ивичних елемената зидова) конструкције који се уклањају при различитим сценаријима: губитак стубова и уклањање дела ивичног елемента зида за анализу хоризонталног одговора и робусности система са уклоњеним вертикалним елементима, као и додатни сценарији уклањања целих АБ зидова за анализу робусности у М1 и М2 и стубова на њиховим локацијама у М3.

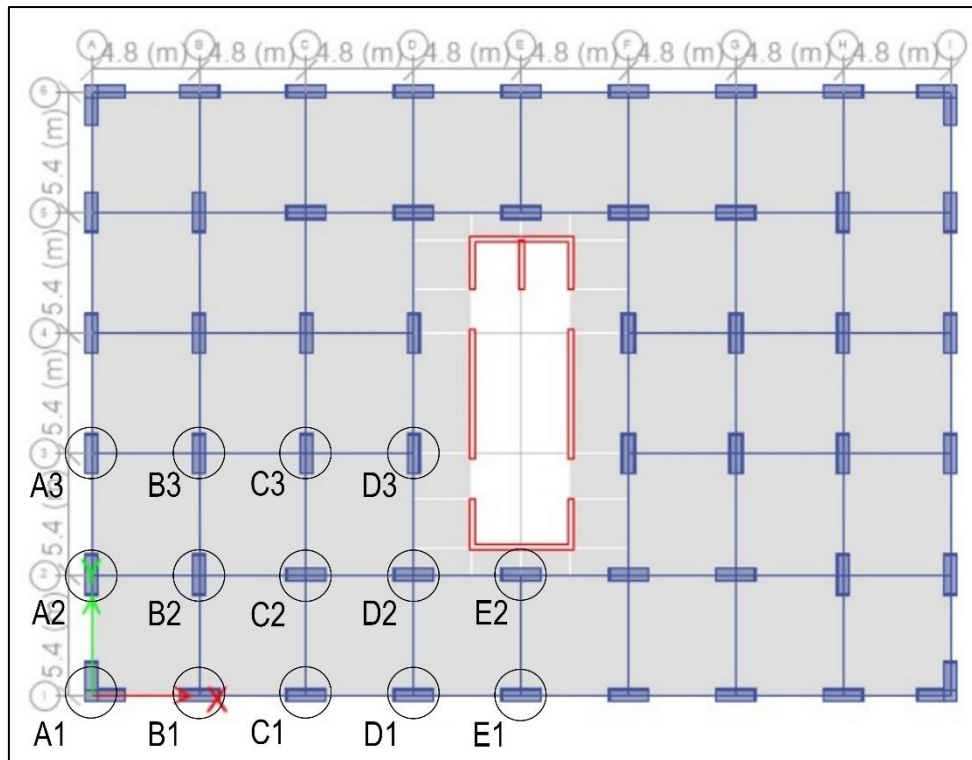
Сви одстрањени елементи се налазе у приземним етажама, јер је у тој ситуацији конструкција „најповредљивија“ при анализи хоризонталног (сеизмичког) одговора, као и при анализи робусности (вертикалног одговора). Уклањањем елемената на 14 позиција, постигнут је довољан узорак за анализу целокупне приземне етаже, пошто се системи могу посматрати као двоосно симетричан систем.



Слика 22 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за M1



Слика 23 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за M2



Слика 24 – Сценарији уклањања елемената и делова елемената за М3

6. МЕТОДЕ НЕЛИНЕАРНЕ АНАЛИЗЕ КОНСТРУКЦИЈА

6.1. Нелинеарна статичка *pushover* анализа

Нелинеарна статичка *pushover* анализа или *pushover* метода конципирана је тако да третира сеизмичка дејства као статичко оптерећење, при чему уводи геометријску и материјалну нелинеарност конструкције (CSi Knowledge Base, Caltrans vs. fiber hinge, 2014).

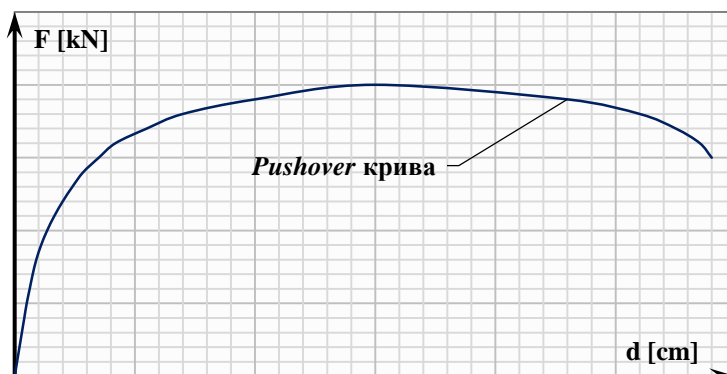
Pushover крива представља функцију хоризонталне силе и померања анализираниог дела или целе конструкције. Основни принцип *pushover* методе базира се на постепеном наношењу смичућег оптерећења на конструкцију, од нулте вредности до тачке захтеваног померања или губитка носивости објекта, при чему се региструју тачке попуштања (*yield points*) конструкције (слика 25). Неопходно је да захтевано померање, изазвано дејством земљотреса и одређено коришћењем меродавног спектра одговора, буде мање од укупног капацитета носивости.

Прорачун применом *Pushover* методе, имплементиран је у најновије прописе за пројектовање сеизмички отпорних конструкција: ATC-40 (1996), FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2005) и EN1998-1 (2005).

Тачка на *pushover* криви која представља граничну вредност или капацитет померања конструкције се може одредити применом метода нелинеарне статичке *pushover* анализе.

Методe се међусобно разликују, али заједнички им је принцип би-линеарне апроксимације *pushover* криве. Карактерише их поступак примене, при чему се систем са више степени слободe кретања (енг. *multi-degree of freedom – MDOF*) замењује еквивалентним системом са једним степеном слободe (енг. *single degree of freedom – SDOF*) како би се одредио максимални капацитет померања *SDOF* система, на основу меродавног спектра одговора. Касније се употребом одређених коефицијената

корекције, помоћу добијених померања за *SDOF* систем, могу добити померања за *MDOF* систем (Lađinović, 2008).



Слика 25 – Pushover крива

N2 метода је део EN1998 стандарда EN1998-1 (2005) и заснива се на раду професора *Peter Fajfar*-а из Љубљане. *N2* означава нелинеарну (*N*) анализу базирану на два математичка модела – систем са једним (*SDOF*) и више (*MDOF*) степени слободе. Принцип примене методе је дефинисан одређеним бројем корака, који су детаљно описани у анексу прописа EN1998-1 (2005).

Како би се испитао хоризонтални (сеизмички) одговор система анализираних у докторату, примењена је *HCA*. Она је примењена при анализи, како изворних, тако и модела конструкција са уклоњеним елементима за усвојене сценарије. За примену *HCA* коришћене су две шеме расподеле оптерећења: расподела пропорционална маси (*PROP*) и расподела пропорционална основним тоновима (модална расподела – *MOD*). *PROP* расподела оптерећења одговара расподели пропорционалној маси и систему, док *MOD* расподела одговара првом облику (моду) расподеле оптерећења за одговарајући правац. *HCA* је спроведена за оба главна правца (*X* и *Y*), док је торзиона компонента занемарена, јер системи нису торзионо лабилни односно имају задовољавајућу торзиону крутост. Применом *pushover* анализа добијени су резултати на основу којих је могуће установити хоризонтални одговор конструкција и њихово понашање у случају различитих сценарија уклањања вертикалних елемената. Ови резултати су коришћени за компаративну анализу, како би се сагледале слабости система односно како би се одредило при ком сценарију су конструктивни системи најугроженији.

Pushover анализе су спроведене за укупно 40 сценарија са уклањањем појединачних стубова или ивичних елемената зидова, што укупно чини 320 *pushover* анализа на моделима зграда са уклоњеним вертикалним елементима за чији је прорачун и обраду резултата био неопходан вишемесечни рад. Сви модели су испитани на понашање за две расподеле оптерећења (*PROP* и *MOD*), при чему су оптерећене на алтернативно дејство ових расподела оптерећења. Због великог броја *pushover* кривих за обраду и компарацију резултата одабране су криве са смером дејства оптерећења за које је добијен слабији одговор система, што је у овом случају модална расподела.

6.2. Нелинеарна динамичка анализа сеизмичког одговора конструкције

Метода нелинеарне динамичке анализе *НДА* је примењена како би се установио одговор конструкција на прогресивни колапс. За обраду података, примењене су методе математичке статистике и вероватноће, како би се прорачунала повредљивост конструкција при сеизмичкој анализи и анализи робусности. Нелинеарном динамичком анализом обухваћен је прорачун три изворна модела зграда на сеизмичка дејства, као и модели зграда са уклоњеним вертикалним елементима при анализи робусности.

Модел зграда са уклоњеним вертикалним елементима за сеизмичка дејства, нису обухваћени прорачуном и применом *НДА* због утрешка времена које је неопходно за извођење ових прорачуна.

6.2.1. Избор, скалирање и примена земљотресних записа у *НДА*

При примени *NDA* извршено је 720 *ТНА* анализа, односно 240 по моделу, што је изискивало вишемесечни константан рад рачунара и накнадну обраду података и добијених резултата. Из тог разлога, сеизмички одговор конструкција са уклоњеним вертикалним елементима је анализиран и прорачунат применом методе *NSA*, јер је временски мање захтевна, а даје задовољавајуће резултате. Примена *NDA* на сеизмичку анализу модела зграда са уклоњеним вертикалним елементима не би била практична. *ТНА* је спроведена применом 10 одговарајућих акцелерограма. Анализиран је одговор конструкције при земљотресном дејству, посебно у *X* и посебно у *Y* правцу, јер упаривање записа, односно, свеобухватна анализа са тродимензионалним или дводимензионалним дејством земљотреса, захтева додатне ресурсе рачунара, односно, додатно пролонгира време прорачуна. Хоризонталне компоненте земљотресних записа (север - југ, запад – исток и вертикална компонента), нису коришћене за симултану, тродимензионалну анализу.

Због своје једноставности и распрострањености њене примене, коришћена је метода анализе у којој је одабрани земљотресни запис коришћен посебно за *X* и посебно за *Y* правац. Вертикална компонента земљотресног записа је занемарена у анализи одговора конструкције. Акцелерограми су одабрани из (*Ambraseys* и др., 2002.) и *ORFEUS* база података и скалирани су према еластичном спектру одговора за ниво интензитета сеизмичког дејства које одговара вероватноћи од 10% могућности прекорачења у периоду од 50 година. *EQ01* - *EQ06* су одабрани из базе података (*Ambraseys* и др., 2002.), док су *EQ07* - *EQ10* одабрани из базе података *ORFEUS*. Критеријум за избор *ТНА* података је тај да је магнитуда $M > 5.5 M_S$ (тип 1 спектра одговора EN1998-1 (2005)), да записи одговарају тлу типа *C* и да је $v_{S,30} = 180 - 360$ m/s EN1998-1 (2005).

Записи преузети из базе података *ORFEUS* су добијени коришћењем софтвера *REXELite*, који омогућава претрагу записа који су компатибилни са одговарајућим еластичним спектром одговора и генерисани према EN1998-1 (2005). Према EN1998-1 (2005) задовољени су услови $S_{a,\mu}^{sc}(T_0) \geq a_g \cdot S$ и $S_{a,\mu}^{sc} \geq 0.9 \cdot S_{a,EC8}^{EL}$ на интервалу $[0.2 \cdot T_1 - 2 \cdot T_1]$. Карактеристике одабраних земљотресних записа су приказане у табели 10. Подаци коришћени за *ТНА* анализу су скалирани према одговарајућем еластичном спектру одговора и применом методе најмањих квадрата је добијен заједнички фактор скалирања $F_S=1.61$. Целокупна процедура избора и скалирања акцелерограма је детаљно објашњена у пројекту *NIST GCR 11-917-15* (2011) и раду (*Bisch* и др., 2011). Смернице за овај поступак, такође су дате у публикацијама (*Kalkan & Chopra*, 2010), (*Kwong & Chopra*, 2015), (*Shome* и др., 1998). Скалирани акцелерограми су коришћени за *NDA* са инкрементом од $\Delta PGA = 0,1g$, при чему укупан распон скалираног интензитета износи $0,1g-1,0g$.

Табела 10 – Главне карактеристике земљотресних записа коришћених у НДА

ID	Локација	Ознака земљотреса (компонента/оријентација)	Станица – шифра	Датум и време	M_w	Оригинално РНА [cm/s ²]
EQ01	Spitak, Armenia	213 (Y)	173	07/12/1988 07:41:24	6.7	179.580
EQ02	Manjil, Western Iran	230 (Y)	189	20/6/1990 21:00:08	7.4	87.045
EQ03	Umbria Marche, Central Italy	286 (Y)	221	26/9/1997 09:40:30	6.0	218.340
EQ04	Umbria Marche, Central Italy	286 (Y)	224	26/9/1997 09:40:30	6.0	106.660
EQ05	Alkion, Greece	559 (X)	214	15/6/1995 00:15:51	6.5	55.501
EQ06	Düzce, Turkey	497 (Y)	3139	12/11/1999 16:57:20	7.2	112.320
EQ07	Umbria, Central Italy	EMSC-20161030_0000029 (N-S)	CNE	30/10/2016 06:40:18	6.5	288.280
EQ08	Emilia-Romagna, Italy	IT-2012-0011 (N-S)	MOG0	29/5/2012 07:00:02	6.0	167.075
EQ09	Adana, Turkey	TK-1998-0063 (E-W)	0105	27/6/1998 13:55:53	6.2	271.955
EQ10	Emilia-Romagna, Italy	IT-2012-0011 (N-S)	MIR08	29/5/2012 07:00:02	6.0	242.970

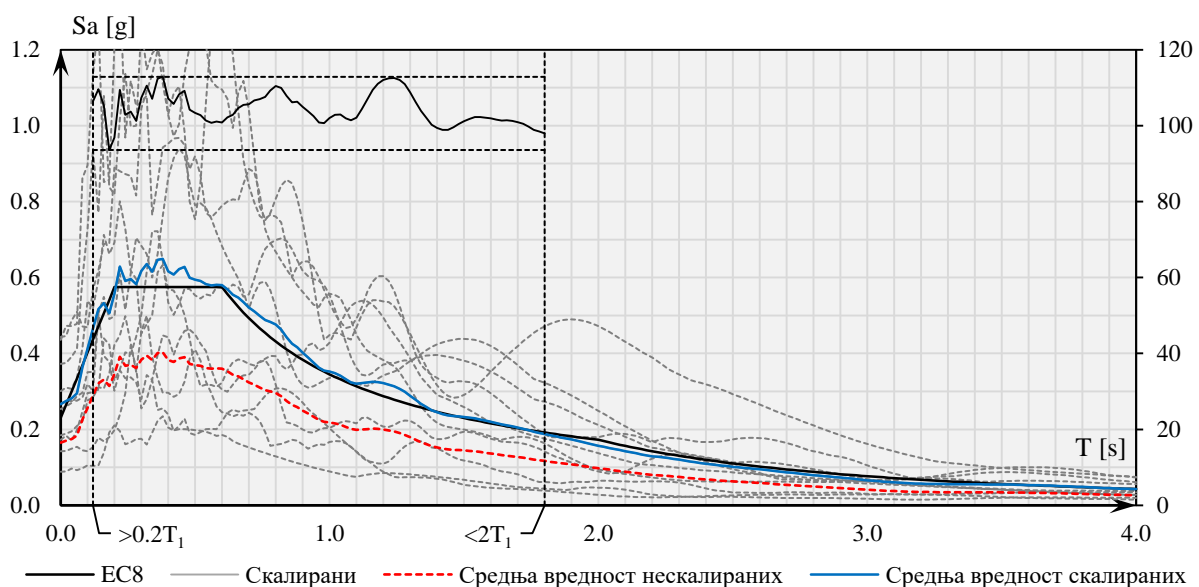
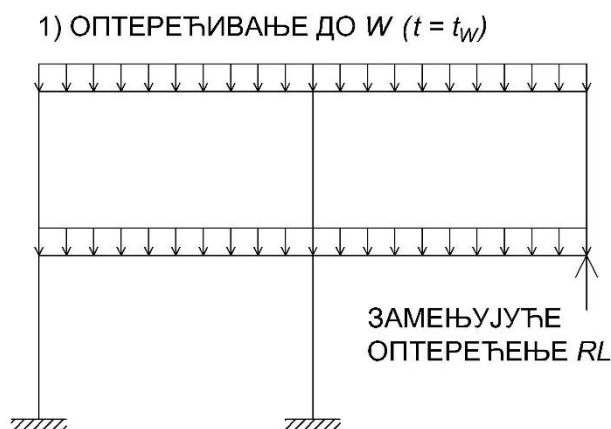


График 8 – Приказ одабраних записа у виду спектра одговора, као и средњих вредности некалираних и калираних записа и еластичног спектра одговора према EN1998-1 (2005)

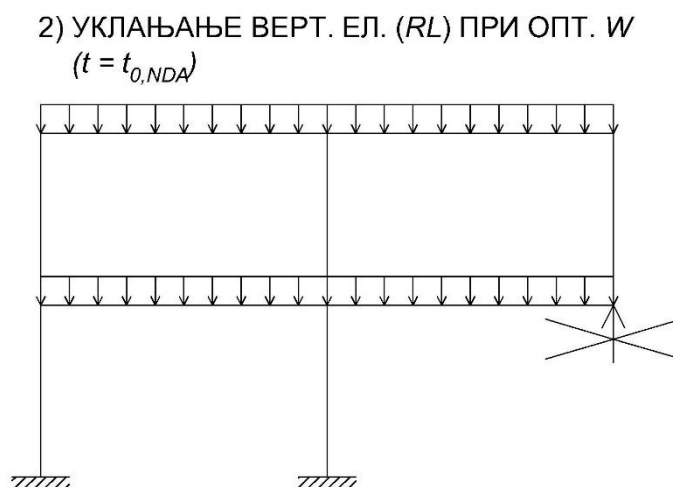
6.3. Нелинеарна динамичка анализа робустности конструкције

У случају примене *НДА pushdown* методе, гравитационо оптерећење (2) се постепено преноси на целокупан, неоптерећени систем у којем још увек није уклоњен елемент предвиђен сценаријом, док се не постигне равнотежа система. За моделирање вертикалног елемента који ће бити уклоњен користи се замењујуће реактивно оптерећење тог елемента (енг. *Replacement Load – RL*) које представља реакције у горњем чвору уклоњеног елемента. Након успостављања равнотеже *RL* се уклања према одговарајућем сценарију.

Пожељно је да се вертикални елемент (или *RL* у овом случају) уклони одмах или да временски интервал уклањања елемента буде мањи од једне десетине првог периода вибрација повезаног с вертикалним одговором конструктивног система за померање референтне тачке на горњој ивици уклоњеног вертикалног елемента. Ова појава је подробније разматрана у (*Kasinos & Palmeri, 2014*). У овом раду вертикални елементи су уклоњени моментално при почетку доношења додатног гравитационог оптерећења. Анализа одговора система наставља се применом комбинације оптерећења (3) које се наноси на целокупни грађевински систем постепеним повећањем Ω све док се не достигне максимални помак референтне тачке или стање прогресивног лома *DoD UFC Guidelines (2013)*, *GSA (2016)*. Кораци у прорачуну робустности система су шематски приказани на сликама 26 – 28.

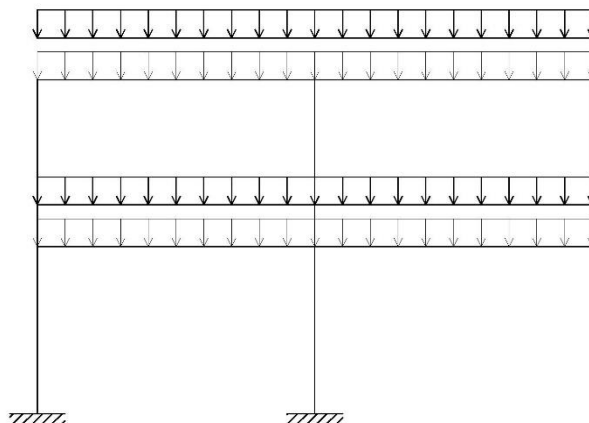


Слика 26 – 1. корак: моделирање елемента који ће бити уклоњен замењујућим реактивним силама и оптеређивање конструкције до вредности W (2)



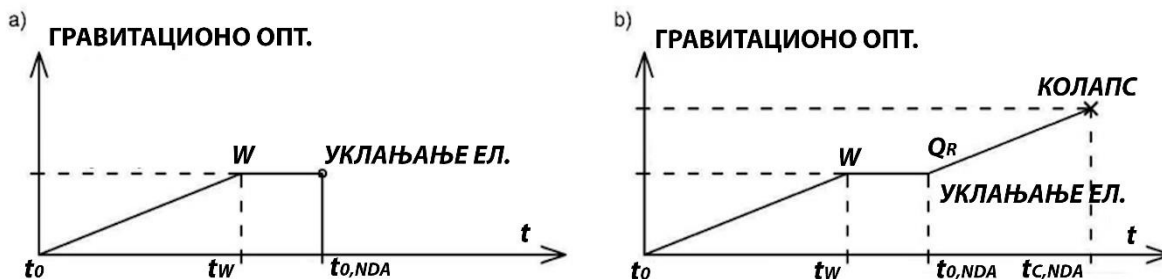
Слика 27 – 2. корак: уклањање елемента (замењујућих реактивних сила) и оптеређивање у тренутку $t = t_{0,NDA}$

3) ДОДАТНО ОПТЕРЕЂИВАЊЕ КОНСТР. Q_R
($t \geq t_{0,NDA}$)



Слика 28 – 3. корак: наставак оптеређивања конструкције гравитационим оптеређењем Q_R (3) до достизања прогресивног лома ($t \geq t_{0,NDA}$)

Сценарији уклањања вертикалних елемената у приземљу и укупна *НДА pushdown* метода спроведени су применом временских (енг. *time-history* – *ТН*) функција које су у релацији с функцијом замењујућег оптеређења *RL* (27) и комбинацијом оптеређења (3) (слика 28). Замењујуће оптеређење *RL* чине реактивне силе у горњем чвору уклоњеног елемента (слика 27). *RL* се користи за моделирање изворног модела конструкције при сценарију „уклањања“ вертикалног елемента и *НДА pushdown* методе. Уместо физичког присуства елемента који ће бити уклоњен у складу с одговарајућим сценаријом, *RL* се користи као “замена” која симулира његово физичко присуство у моделу. *ТН* функције и њихова одговарајућа оптеређења приказани су на слици 29. Узете су вредности $t_w = 5s$, $t_{0,NDA} = 7s$, а $t_{c,NDA}$ је време потребно да се достигне стање прогресивног лома.



Слика 29 – *ТН* функције за примену *НДА pushdown* методе

6.4. Одређивање параметара за прорачун кривих повредљивости

6.4.1. Нелинеарна статичка анализа хоризонталног одговора конструкција

Према правилнику HAZUS (2013) „Крива капацитета зграде представља графички приказ отпорности конструктивног система зграде дејству смичућег оптеређења у функцији карактеристичног хоризонталног померања”. Добија се на основу резултата нелинеарне статичке *pushover* анализе конструктивног система. Да би криве повредљивости неке конструкције биле прорачунате, потребно је одредити две контролне тачке на кривој капацитета - тачку почетка течења (S_{dy} , S_{ay}) и тачку крајњег

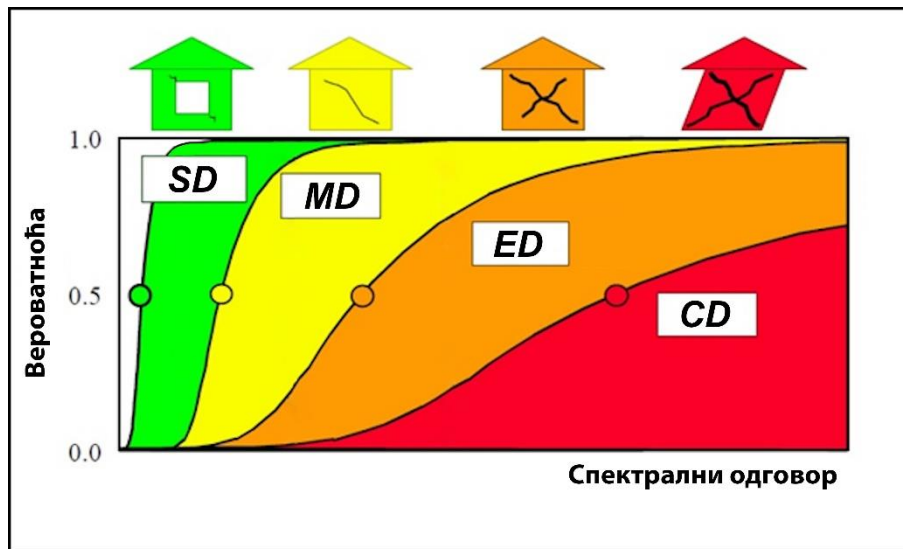
капацитета (S_{du} , S_{au}). (слика 31) Поступак за одређивање ових тачака је описан у правилницима HAZUS (2013) и RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003).

На основу резултата добијених применом *pushover* анализе, извршена је апроксимација добијених *pushover* кривих би-линеарним *pushover* кривама и одређене су вредности померања на граници течења и вредности померања за граничну носивост система. Ове вредности су одређене применом методе примењене у EN1998-1 (2005) и модификованом методом EEEP (*mod EEEP*), које се базирају на принципу о једнакости енергије, при чему је за прву карактеристично да се тачка граничног капацитета система усваја на месту максималне вредности смичуће силе у основи конструкције, док се у другом случају вредност граничног капацитета усваја на минимум 80% вредности смичуће силе у основи конструкције. У спроведеном прорачуну, вредности при којима конструкције достижу свој гранични капацитет, одређене инжењерском проценом кривих капацитета, на местима на којима је евидентан значајан пад крутости система и његов прелазак у механизам. Ове вредности се крећу у распону од 90-95% максималне вредности смичуће силе у основи конструкције.

На овај начин, добијене су вредности контролних тачака ($S_{d,y}$, $S_{a,y}$) и ($S_{d,u}$, $S_{a,u}$), на основу којих се, применом правилника RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003), могу одредити средње вредности граничних стања оштећења. Спроведена је компаративна анализа и дискусија добијених резултата. Вредности померања на граници течења и на граници капацитета добијене апроксимацијом *pushover* кривих су коришћене како би се у складу са одредиле вредности граничних стања према правилнику RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003) и на тај начин добио сеизмички одговор модела конструкција M1, M2 и M3 са уклоњеним вертикалним елементима, кроз прорачун кривих повредљивости. На овај начин, добијене су средње вредности граничних стања одређене према правилнику RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003), чијом су статистичком анализом, даље одређене криве повредљивости, на основу којих је упоређена повредљивост три анализирана система, односно њихов одговор на хоризонтална дејства, при усвојеним сценаријима уклањања елемената. Применом ових вредности у даљем прорачуну, извршена је упоредна анализа одговора све три конструкције, за сценарије губитка који подразумевају уклањање елемената или делова елемената на истој локацији у основи, на приземној етажи сваке зграде.

Према приручнику HAZUS (2013), “криве повредљивости зграде су лог-нормалне функције које описују вероватноћу достизања, или прекорачења, стања оштећења конструктивних и неконструктивних елемената конструкције, на основу процена средњих вредности спектралног одговора, на пример за спектрално померање. Ове криве узимају у обзир променљивости и несигурности повезане са својствима криве капацитета, стања оштећења и потреса тла.”

Криве повредљивости описују могућност појаве оштећења различитог степена у одређеној тачки померања конструкције. Оне су функција посматране тачке померања конструктивног система (обично циљно померање) и тачке средње вредности одговарајућег степена оштећења.



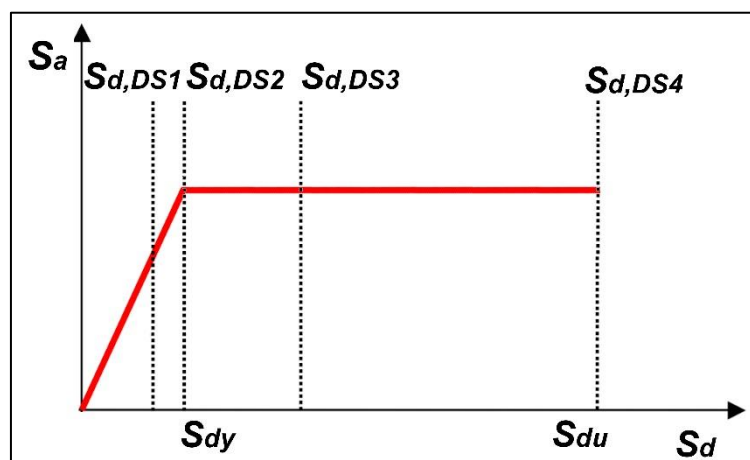
Слика 30 – Пример кривих повредљивости за мала, умерена, изражена и потпуна оштећења конструкције, према HAZUS (2013)

Процес одређивања параметара одговарајућих степена оштећења конструктивног система је сложен и биће коришћено више различитих приступа.

Један од најпоузданијих и најједноставнијих модела, широко коришћен, за избор средњих вредности одговарајућих степена оштећења конструктивног система (енг. *damage state median values - DSMV*), је усвојен према правилнику RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003):

$$S_{d,SD} = 0.7 \cdot S_{dy}; \quad S_{d,MD} = 1.0 \cdot S_{dy}; \quad S_{d,ED} = S_{dy} + 0.25 \cdot (S_{du} - S_{dy}); \quad S_{d,CD} = S_{du} \quad (17)$$

где бројеви индекса (1,2,3,4) одговарају степенима оштећења објекта (благо, умерено, изражено, комплетно). Добијене средње вредности стања оштећења конструкција, коришћене су у статистичкој анализи, ради формирања кривих повредљивости. Свако стање оштећења за сваки од сценарија губитка вертикалних елемената је разматрано при усвајању одговарајуће статистичке расподеле, на основу које су креиране криве повредљивости хоризонталног одговора конструктивних система за усвојене сценарије губитка вертикалних елемената, коришћењем вредности *DSMV*.



Слика 31 – Контролне тачке на кривој капацитета, према RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003)

6.4.2. Нелинеарна динамичка анализа (НДА) сеизмичког одговора конструкција

Иста стања оштећења су описана у приручнику HAZUS (2013), Одређивање DSMV заснива се на вредностима односа међуспратних померања односно међуспратних дрифтова (енг. *inter-story drift – IDR*):

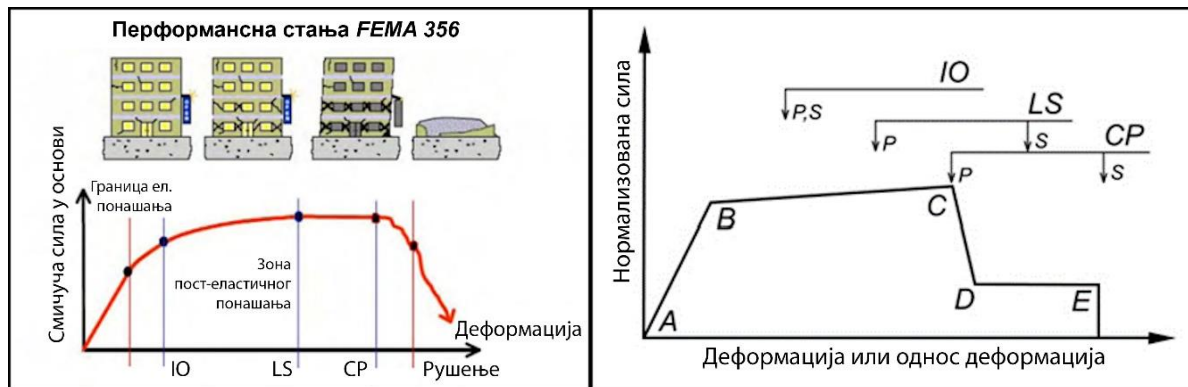
- Стање *SD* (мало оштећење – енг. *slight damage*): Мале пукотине гипса на угловима отвора врата и прозора и угловима зидних плафона; мале пукотине у зиданим димњацима и зиданим фурнирима. Претпоставља се да су мале пукотине видљиве са максималном ширином мањом од 3 mm (пукотине шире од 3 mm називају се „великим“ пукотинама).
- Стање *MD* (умерено оштећење – енг. *moderate damage*): Велике пукотине од гипса или гипс картона на угловима отвора врата и прозора; мале дијагоналне пукотине преко смичућих зидних панела у виду малих пукотина у зидним гипсаним плочама; велике пукотине у димњацима од опеке; рушење високих зиданих димњака.
- Стање *ED* (озбиљно оштећење – енг. *extensive damage*): Велике дијагоналне пукотине на смичућим зидним плочама или велике пукотине на спојевима шперплоче; трајно бочно померање подова и крова; рушење већине димњака од опеке; пукотине у темељима; цепање дрвених плоча прагова и/или проклизавање конструкције преко темеља.
- Стање *CD* (тотално оштећење (колапс) – енг. *complete damage*): Конструкција може имати велика трајна бочна померања или јој прети непосредна опасност од рушења, услед отказивања кратких дрвених зидова или отказивања система који се одупиру бочном оптерећењу; неке конструкције могу склизнути и пасти с темеља; велике пукотине темеља. Очекује се да ће у просеку пропасти три процента укупне површине зграда, уз тоталну штету.

У правилнику SEAOC Vision 2000 Committee (1995) такође су дефинисана 4 стања оштећења за конструкције зграда, одређена преко граничног услова међуспратних дрифтова:

- Стање *FO* (потпуна оперативност – енг. *Fully Operational*): Догодила су се само врло мала конструктивна или неконструктивна оштећења. Зграда задржава постојећу крутост и чврстоћу. Неконструктивне компоненте су функционалне и зграда је доступна за нормалну експлоатацију. Ако су потребне, поправке се могу започети у складу са потребама корисника зграде. Ризик од повреда опасних по живот током земљотреса је занемарљив.
- Стање *OP* (оперативно – енг. *Operational*): Догодила су се само мања конструктивна оштећења. Конструкција зграде задржава готово сву постојећу крутост и чврстоћу. Неконструктивне компоненте су осигуране и ако су доступне комуналне услуге, већина би функционисала. Системи за заштиту живота су функционални. Поправке се могу предузети у складу са потребама корисника зграде. Ризик од повреда опасних по живот током земљотреса је врло низак.
- Стање *LS* (безбедност/заштита живота – енг. *Life Safe*): Дошло је до значајних конструктивних и неконструктивних оштећења. Зграда је изгубила значајну количину своје првобитне крутости, али задржава одређену бочну чврстоћу и маргину против урушавања. Неконструктивне компоненте су сигурне, али можда неће бити функционалне. Експлоатација зграде можда неће бити сигурна док се не начине неопходне поправке. Ризик од повреда опасних по живот током земљотреса је низак.
- Стање *NC* (близу колапса – енг. *Near Collapse*): Гранично стање оштећења, у којем је настала значајна штета. Зграда је изгубила већину своје првобитне крутости и

чврстоће и има малу резерву пред рушење. Неконструктивне компоненте могу бити дислоциране и могу представљати опасност због могућег пада. Поправка конструкције вероватно није практична.

Сличан приступ, базиран на односу међуспратних дрифтова, описан је у правилнику FEMA 356 (2000) и у зависности је од перформансних стања конструктивног система (*performance levels*), при чему се перформансна стања, као и у правилнику HAZUS (2013), одређују на основу вредности међуспратних дрифтова, где су перформансна стања конструкције описана са тренутна употребљивост (*Immediate Occupancy – IO*), заштита живота (*Life Safety – LS*) и спречавање рушења (*Collapse Prevention – CP*). (Слика 32) FEMA 356 (2000).



Слика 32 – а) перформансна стања, б) веза сила-деформација, према FEMA 356 (2000)

Одговарајући нивои заштите, за свако гранично стање, постижу се избором повратног периода сеизмичког дејства: (FEMA 356, 2000)

- гранично стање радно стање (*Operational – O*): 72 (75) година, који одговара вероватноћи прекорачења од 50% у 50 година,
- гранично стање тренутна употребљивост (*Immediate Occupancy – IO*): 225 (225) година, који одговара вероватноћи прекорачења од 20% у 50 година,
- гранично стање заштита живота (*Life Safety – LS*): 474 (500) година, који одговара вероватноћи прекорачења од 10% у 50 година,
- гранично стање спречавање рушења (*Collapse Prevention – CP*): 2475 (2500) година, који одговара вероватноћи прекорачења од 2% у 50 година.

Поред наведених приступа за одређивање средњих вредности одговарајућих степена оштећења конструктивног система, биће коришћена и метода описана у (*Brunesi* и др., 2016) и (*Adom-Asamoah & Ankamah*, 2016), где су перформансна стања конструкције дефинисана као ограничење оштећења (*Damage Limitation – DL*), значајна оштећења (*Significant Damage – SD*) и близу рушења (*Near Collapse – NC*). Уз наведене појмове, биће коришћена и категоризација без оштећења (*No Damage – ND*).

- Гранично стање ограничења оштећења (*DL*): (EN1998-3, 2005) Конструкција је само лако оштећена, са носећим елементима код којих је спречено значајније течење и код којих су задржана својства носивости и крутости. Код неносећих елемената, као што су преграде и испуне, могу се појавити расподељене прслине, али се оштећења могу економично санирати. Трајна међуспратна померања (*drifts*) су незнатна. Нису потребне никакве мере за санацију конструкције.
- Гранично стање значајног оштећења (*SD*): (EN1998-3, 2005) Конструкција је значајно оштећена, са малом преосталом бочном носивошћу и крутошћу, а

вертикални елементи су способни да прихвате вертикална оптерећења. Неконструктивни елементи су оштећени, иако преграде и испуне нису претрпеле лом изван своје равни. Присутне су заостале деформације (*drifts*) средње величине. Конструкција може да претрпи накнадне потресе средњег интензитета. Конструкција је, у том случају, вероватно неекономична за санацију.

- Гранично стање близу рушења (NC): (EN1998-3, 2005) Конструкција је тешко оштећена, са ниском преосталом бочном носивошћу и крутошћу, иако су вертикални елементи још увек способни да прихвате вертикална оптерећења. Већина неконструктивних елемената је срушена. Присутне су велике заостале деформације (енг. *drifts*). Конструкција је близу лома и вероватно не би преживела нови земљотрес, чак и умереног интензитета.

Одговарајући нивои заштите, за свако гранично стање, постижу се избором повратног периода сеизмичког дејства: (EN1998-3, 2005) (график 9)

- гранично стање ограничење оштећења (*Damage Limitation – DL*): 225 година, који одговара вероватноћи прекорачења од 20% у 50 година,
- гранично стање значајно оштећење (*Significant Damage – SD*): 475 година, који одговара вероватноћи прекорачења од 10% у 50 година,
- гранично стање близу рушења (*Near Collapse – NC*): 2475 година, који одговара вероватноћи прекорачења од 2% у 50 година.

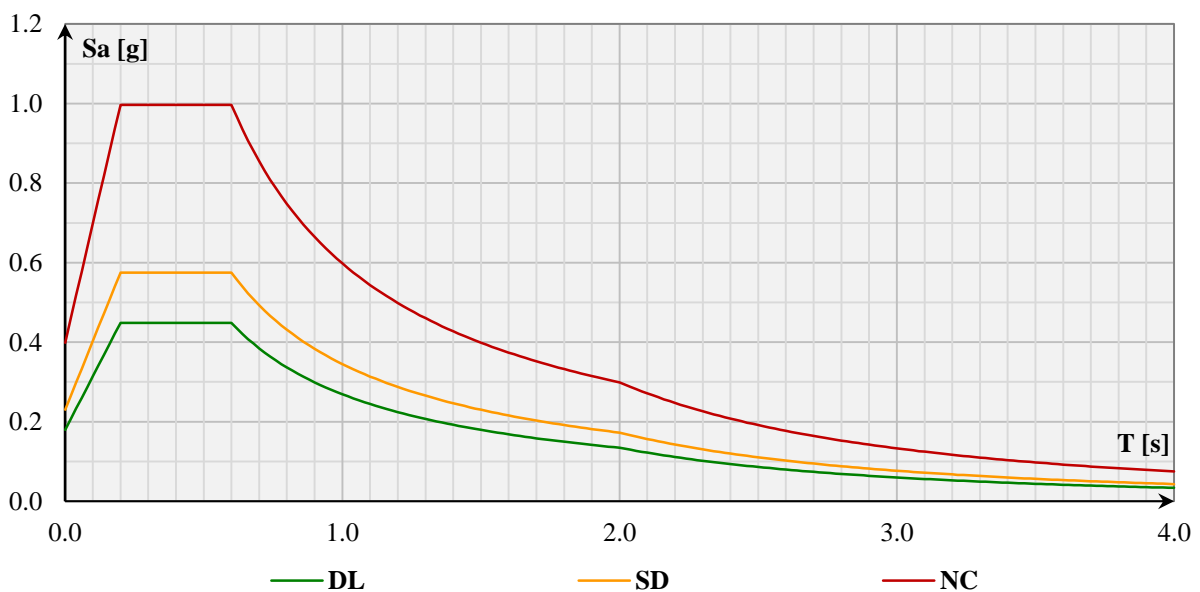


График 9 – Функције спектра одговора за прорачун перформансних стања конструкције

Гранична стања оштећења према EN1998-1 (2005), EN1998-3 (2005), у овом раду, одређена су на основу одговора система M1, M2 и M3 добијених применом скалираних акцелерограма из табеле 10. Вредности фактора скалирања за различите степене оштећења конструкције, приказани су у табели 11. Вредности γ су израчунате применом израза датих у EN1998-1 (2005):

$$\gamma \sim (T_{L,R}/T_L)^{-1/k} \quad (18)$$

или

$$\gamma \sim (P_{L,R}/P_L)^{-1/k} \quad (19)$$

при чему је T_L вредност повратног периода сеизмичког дејства граничног стања за које се рачуна γ , а $T_{L,R}$ је вредност повратног периода референтног (прорачунског) сеизмичког дејства (гранично стање SD). P_L вредност вероватноће прекорачења сеизмичког дејства граничног стања за које се рачуна γ , а $P_{L,R}$ је вредност вероватноће прекорачења референтног (прорачунског) сеизмичког дејства (гранично стање SD). Експонент k је у зависности од сеизмичности подручја, а према EN1998-1 (2005) се усваја вредност $k = 3$.

Табела 11 – Перформансна стања конструктивног система у зависности од међуспратних померања

Перформансна стања конструктивног система:				
Ниво оштећења:	благо	умерено	изражено	на граници рушења/рушење
Тип конструкције:	Вредности међуспратних померања (<i>IDR</i>):			
<i>HAZUS C1H</i> АБ рамови (M3)	0.25%	0.45%	1.15%	3.00%
<i>HAZUS C2H</i> АБ зидови (M1,M2)	0.20%	0.40%		
<i>VISION 2000</i>	0.20%	0.50%	1.50%	2.50%
Ниво оштећења:	мања штета		умерена штета	изражена (опасна) оштећења
Врста система:	Вредности међуспратних померања (<i>inter-story drift</i>):			
<i>FEMA356</i> АБ рамови (M3)	1%		2%	4%
<i>FEMA356</i> АБ зидови (M1,M2)	0.5%		1%	2%
Вредности γ и <i>PGA</i>				
<i>EC8</i> γ	0.780		1	1.734
<i>EC8</i> <i>PGA</i>	0.156g		0.200g	0.347g

6.4.3. Нелинеарна динамичка анализа (*НДА*) робусности конструкција

За квантификацију и поређење резултата сценарија уклањања стубова, ивичних елемената зидова и зидова, са аспекта ризика прогресивног лома конструкције коришћене су методе предложене у (*Brunesi* и др., 2016) и (*Brunesi* и др., 2015). Гранична стања оштећења конструкције одређена су за резултате добијене коришћењем *НДА* методе. Гранична стања оштећења дефинисана су на основу препорука предложених у (*Parisi* и др., 2019), у зависности од вредности дилатације материјала греда, на следећи начин:

- Стање *LS 1* (мало оштећење – енг. *slight damage*): Појава мањих прспина у бетону или течења у челику у критичним деловима греда у нивоу етажне изнад уклоњеног стуба, при чему се дозвољава тренутна употребљивост конструкције након мање санације. Зависи од вредности челика и бетона. *LS 1* се јавља или у првом кораку, при постизању границе течења арматуре ($\epsilon_{sy} = 2.875\%$) (EN1992, 2005) или вредности дилатације при максималној чврстоћи на притисак у заштитном слоју бетона ($\epsilon_{c1} = 2.25\%$) (*Mander* и др., 1988).

- Стање *LS 2* (умерено оштећење – енг. *moderate damage*): Појава умерених прслина у заштитном слоју бетона у горе поменутих гредама (*LS1*), што резултује потребом за умереном санацијом оштећених делова греда. Јавља се када вертикално померање, добијено као однос померања врха изнад уклоњеног стуба и дужине распона греде, пређе праг од $D_{r,vert} = 1,0 \%$ (*Parisi* и др., 2019).
- Стање *LS 3* (значајно оштећење – енг. *significant damage*): Даљи лом бетона и појава прслина у бетонском језгру у критичним деловима горе поменутих греда, што доводи до малог степена сигурности за боравак станара и потребу за значајнијом санацијом оштећених делова конструкције. Претпоставља се да се овај ниво оштећења достиже при граничном напрезању у заштитном слоју бетона ($\epsilon_{cu,1} = 3.5\%$) (*Mander* и др., 1988) или вредност дилатације при максималном напону утегнутог бетонског језгра ($\epsilon_{c1,c}^{M1} = \epsilon_{c1,c}^{M2} = \epsilon_{c1,c,(EB,IB)}^{M1} = 2.63\%$; $\epsilon_{c1,c,(FB)}^{M3} = 2.43\%$).
- Стање *LS 4* (озбиљно оштећење – енг. *extensive damage*): Лом у бетонском језгру у горе поменутих гредама и мања до умерена санација преосталих греда, што захтева обимну санацију у конструктивним и неконструктивним елементима. Јавља се у првом кораку кад се постигне гранични напон у утегнутом бетонском језгру ($\epsilon_{cu,c}^{M1} = \epsilon_{cu,c}^{M2} = \epsilon_{cu,c,(EB,IB)}^{M2} = 13.22\%$; $\epsilon_{cu,c,(FB)}^{M3} = 12.06\%$) (*Paulay & Priestley*, 1992).
- Стање *LS 5* (прогресивни лом – енг. *progressive collapse*): Перформансни степен који представља делимични или потпуни лом конструктивног система зграде. Ово стање се јавља при граничном стању дилатације при ком настаје лом подужне шипке арматуре ($\epsilon_{su} = 10\%$) (*EN1992*, 2005), при граничној вредности релативног вертикалног померања греде у спратовима изнад уклоњеног стуба ($\theta = \theta_u$), губитку равнотеже система или изостанку нумеричке конвергенције.

7. ПРОРАЧУН КРИВИХ ПОВРЕДЉИВОСТИ ПРИМЕНОМ НЕЛИНЕАРНИХ МЕТОДА АНАЛИЗЕ

7.1. Процена понашања конструктивних система применом НСА

Применом НСА анализиран је одговор конструктивних система на дејство хоризонталних сила. Резултати *pushover* анализе представљени су на графику 10, у виду кривих капацитета, за две расподеле оптерећења (*PROP* и *MOD*), за два главна *X* и *Y* правца. Уочљиво је да сва три система пружају знатно слабији одговор при *MOD* расподели оптерећења, па је иста коришћена за даљу анализу и обраду резултата. Поред наведеног, може се установити да се јачина одговора система може описати односом кривих капацитета $M_1^{CC} > M_2^{CC} > M_3^{CC}$ за обе расподеле оптерећења, у оба правца, при чему је $M_{CC}^{PROP} > M_{CC}^{MOD}$.

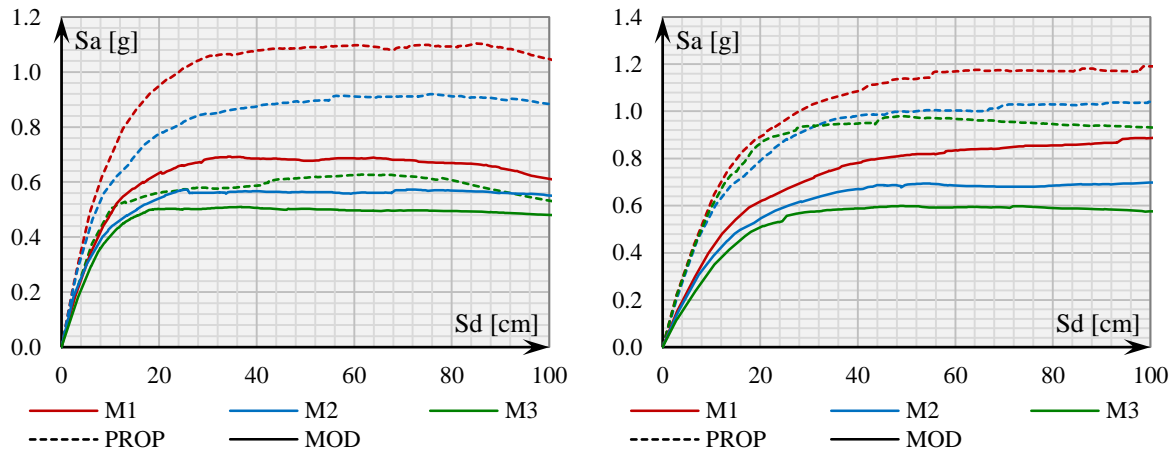


График 10 – Криве капацитета за пропорционалну и модалну расподелу оптерећења у X (лево) и Y правцу (десно)

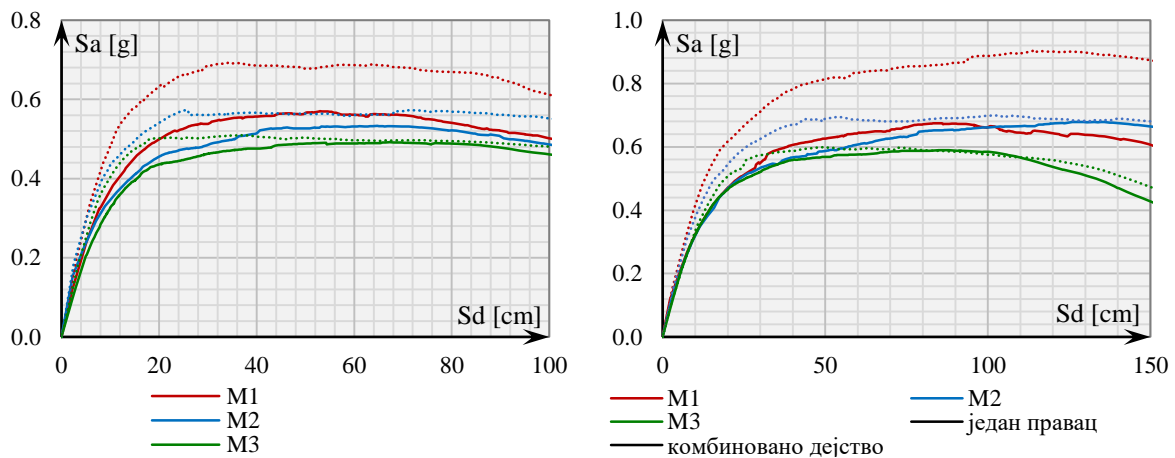


График 11 – Криве капацитета за модалну расподелу оптерећења са дејством у једном главном правцу и додатком од 30% у другом правцу, X правац (лево) и Y правац (десно)

Применом M2 методе (EN1998-1, 2005), одређене су вредности циљних померања за оба главна правца, која су приказана у табели 12.

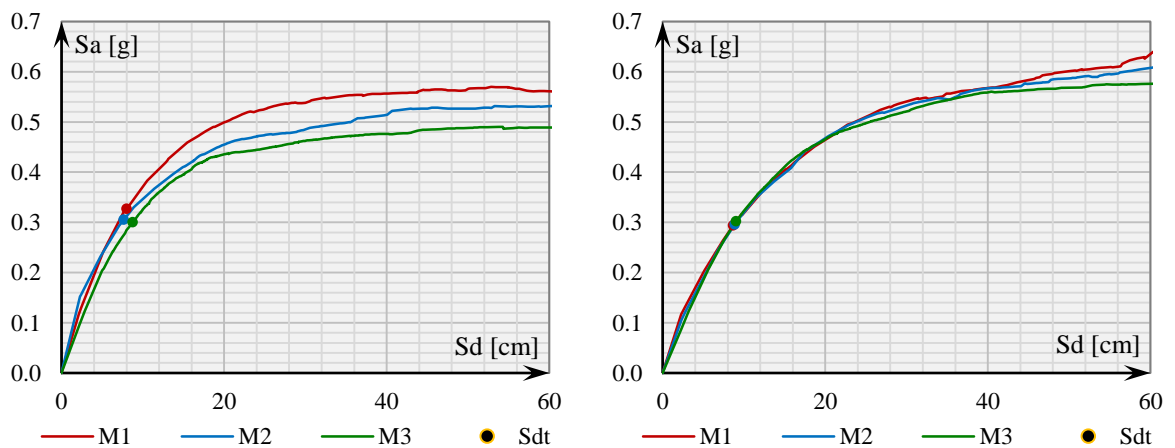
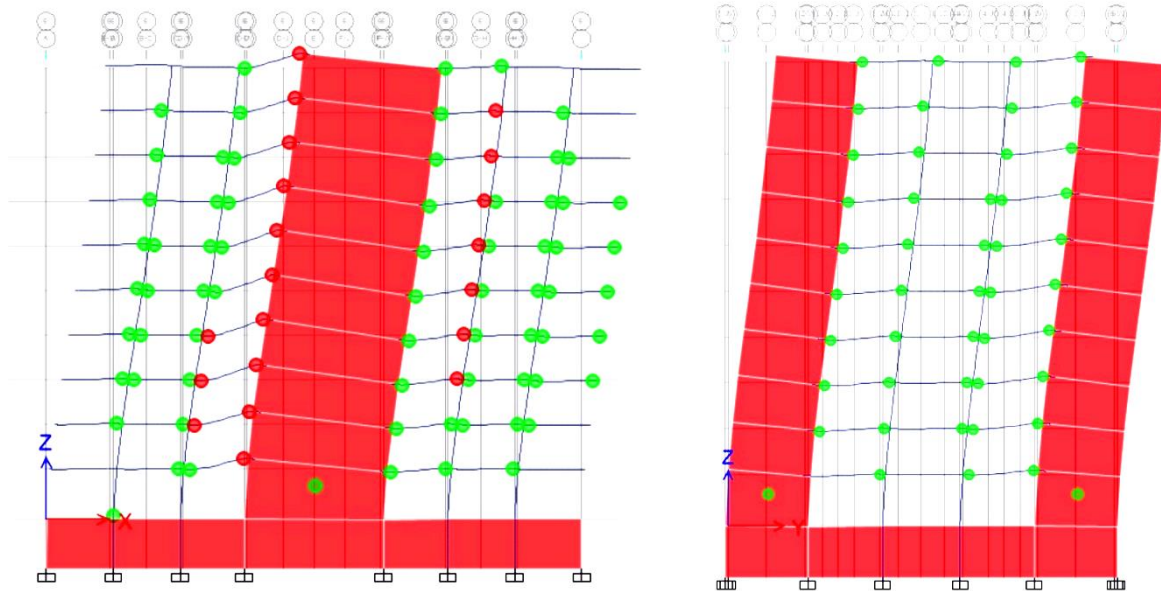


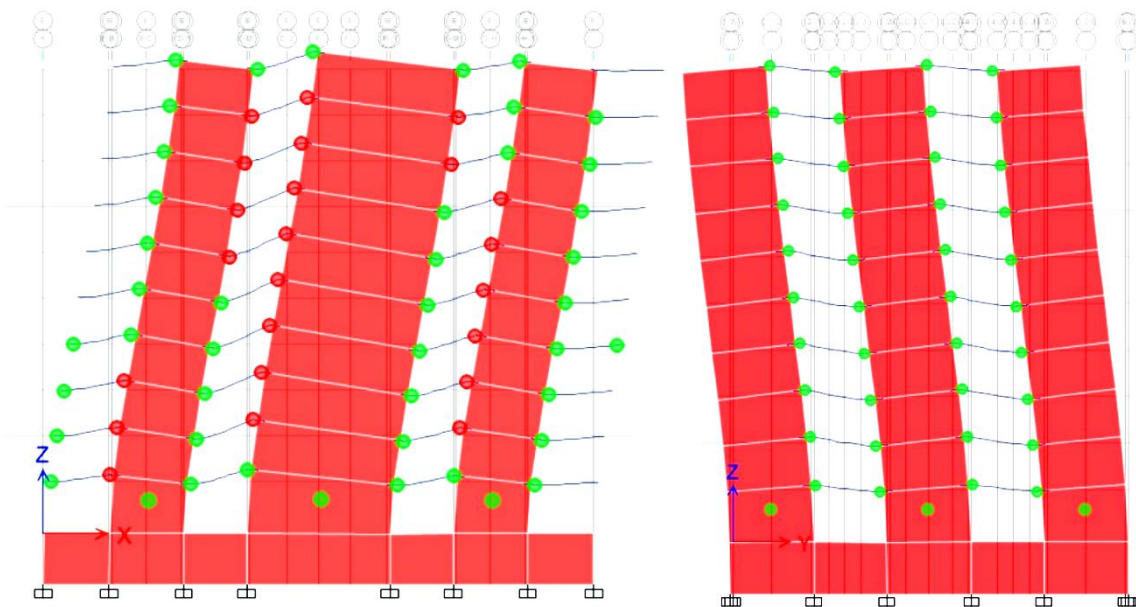
График 12 – Тачке циљних померања на кривама капацитета за модалну расподелу оптерећења, X правац (лево) и Y правац (десно)

Табела 12 – Вредности циљних померања за модалну расподелу оптерећења

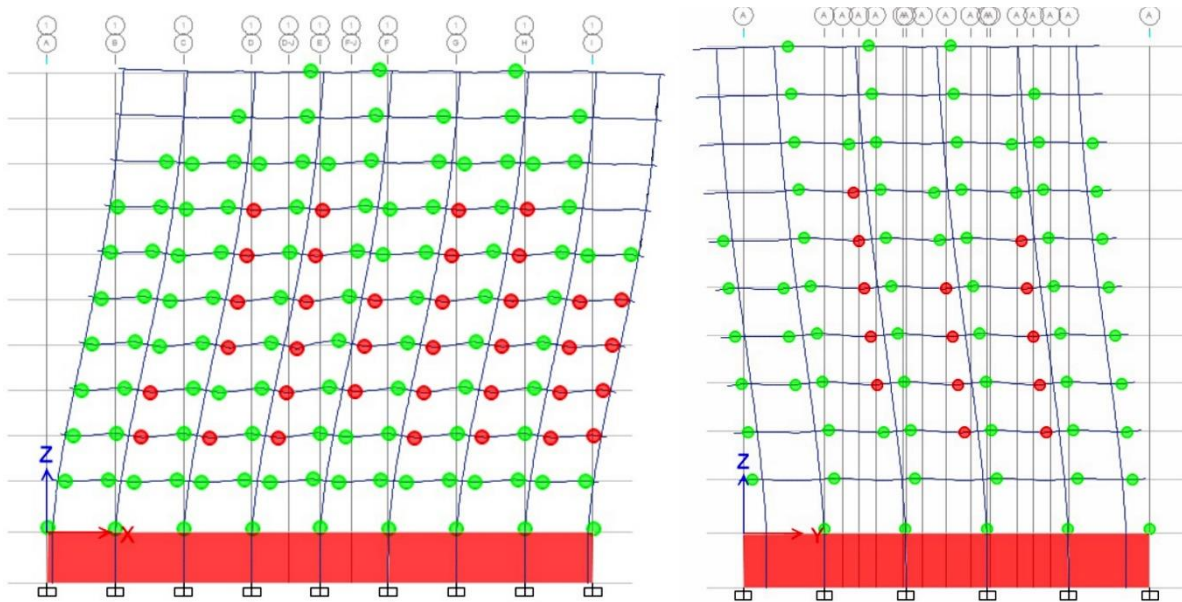
Пристац	X			Y		
Модел	M1	M2	M3	M1	M2	M3
S_{dt} [cm]	8.01	7.65	8.75	8.67	8.89	9.06
S_{at} [g]	0.327	0.305	0.300	0.294	0.296	0.302



Слика 33 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима M1, у X (лево) и Y правцу (десно)



Слика 34 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима M2, у X (лево) и Y правцу (десно)



Слика 35 – Формирање пластичних зглобова у фасадним рамовима М3, у Х (лево) и Y правцу (десно)

Према приказаним кривама капацитета на графику 12 се може закључити да конструкције прелазе у зону нелинеарног понашања, израженије у Х него у Y правцу. Неспоран је утицај начина димензионисања применом Европских прописа, који због своје комплексности, о чему је било речи у поглављу 5.9, изискује димензионисање према додатно увећаним моментима савијања, као и смичућим силама, у АБ зидовима. Јачи одговор М3 условљен је задовољењем услова о торзионој крутости система, који је постигнут повећањем димензија пресека стубова. Ипак, евидентно је да се однос јачине одговора сва три система може описати односом кривих капацитета $M_1^{CC} > M_2^{CC} > M_3^{CC}$ за обе расподеле оптерећења, у оба правца.

7.2. Прорачун сеизмичке повредљивости изворних модела зграда применом НДА

Метода нелинеарне динамичке анализе (НДА), коришћена је за прорачун кривих повредљивости изворних система М1, М2 и М3. Као што је и описано у поглављу 6.4.2, за параметар инжењерског захтева (енг. *engineering demand parameter* - *EDP*), усвојене су вредности максималних међуспратних дрифтова конструкција, као најчешће коришћен и најпрактичнији приступ за описивање стања и мере оштећења конструктивних система зграда. Да би се добиле вредности максималних дрифтова, било је неопходно анализирати понашање система за сваки земљотресни запис, за све скалиране вредности интензитета. Вредности максималних међуспратних дрифтова, прорачунате су за сва три модела, за оба правца земљотресног дејства и приказане су на графицима 13 – 15.

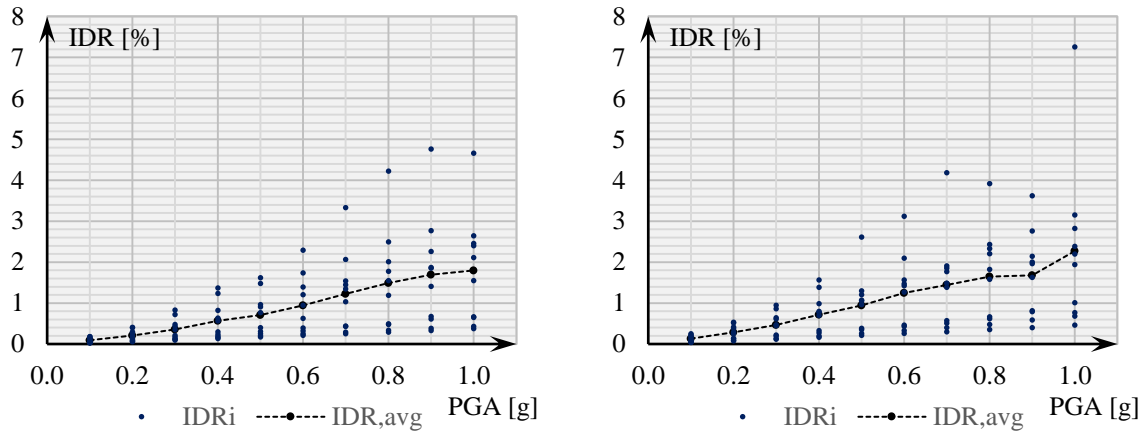


График 13 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за M1 у X (лево) и Y правцу (десно)

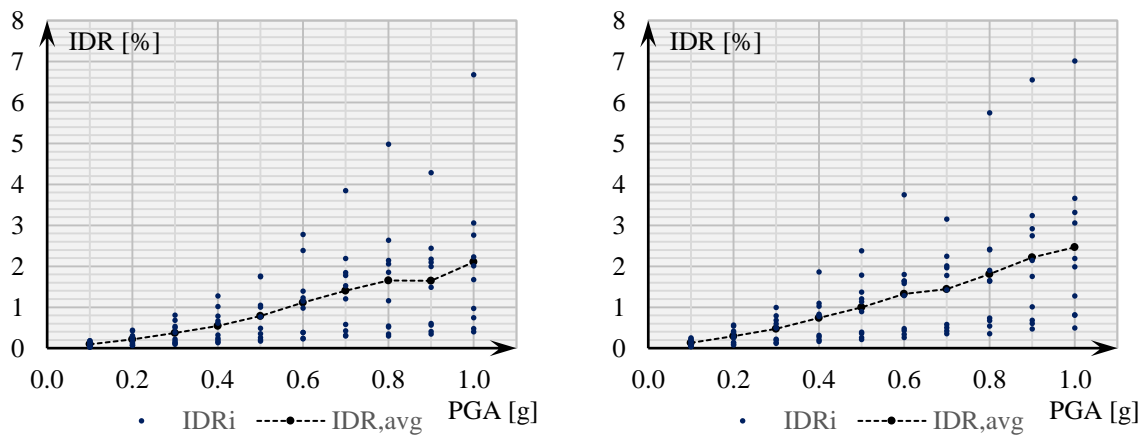


График 14 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за M2 у X (лево) и Y правцу (десно)

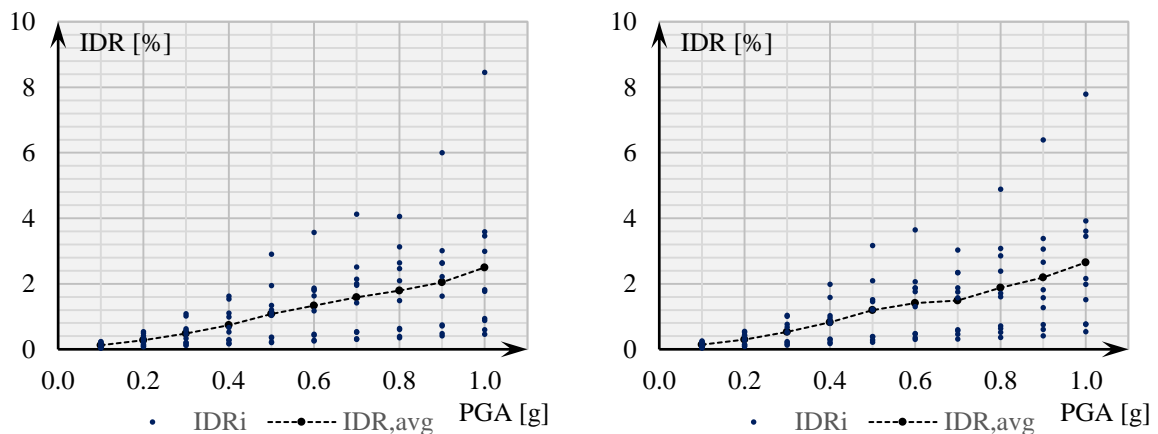


График 15 – Вредности међуспратних дрифтова (IDR) за M3 у X (лево) и Y правцу (десно)

Приказ резултата на графику 16 је дат да би се упоредили перформансе конструктивних система из аспекта *IDR*. Веће вредности дрифтова, могу се уочити у Y правцу, у односу на X правац, за сва 3 модела. Однос *IDR* између модела конструкција је исти у оба правца и може се описати релацијом $M1^{IDR} < M2^{IDR} < M3^{IDR}$.

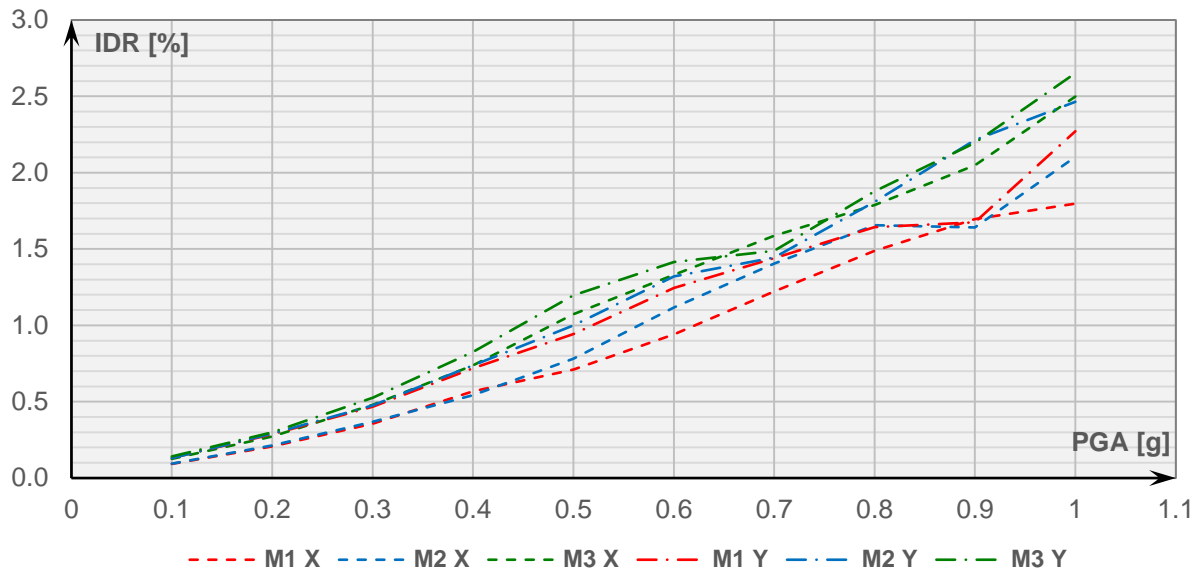


График 16 – Компарација средњих вредности међуспратних дрифтова (IDR) за сва три модела у оба правца

Према Porter-у (2015): „функције повредљивости (*fragility*, енгл.) се могу дефинисати као математичке функције које изражавају вероватноћу да дође до неког нежељеног догађаја (углавном, да имовина - објекат или компонента - достигне или премаши неко јасно дефинисано гранично/перформансно стање) као функција неке мере побуде околине (углавном је мера убрзања, деформације или силе током земљотреса, урагана или другог екстремног дејства на конструкцију). Функција повредљивости представља кумулативну дистрибуцију функције капацитета конструктивног система да се одупре нежељеном граничном стању. Капацитет се мери у смислу степена побуде околине у којој конструкција превазилази непожељно гранично/перформансно стање. Функцијом повредљивости може се приказати неизвесан степен потреса који зграда може да прихвати пре него што се сруши. Шанса да се она сруши при датом степену потреса је иста као и вероватноћа да је отпорност система мања од оне која је потребна да се одупре том нивоу потреса.

Помоћу функција повредљивости, може се проценити подложност конструкције оштећењима у смислу појаве неког нежељеног догађаја, као што је рушење до кога може или се не мора десити. Изложеност конструкције оштећењима се такође „мери“ у степеном нежељених губитака (трошкова поправке, губитак функционалности, квалитета живота или сигурност и др.)“ (Porter, 2015).

Криве повредљивости се могу користити као поступак за процену степена оштећења постојећих или нових конструкција. На овај начин, може се стећи увид у угроженост употребљивости конструкције, и/или достизања других перформансних стања при инцидентном или земљотресном дејству. Осим тога, могу се проценити трошкови и време потенцијалне санације оштећења на објекту, уколико се конструкција изложи сеизмичком или неком другом инцидентном дејству.

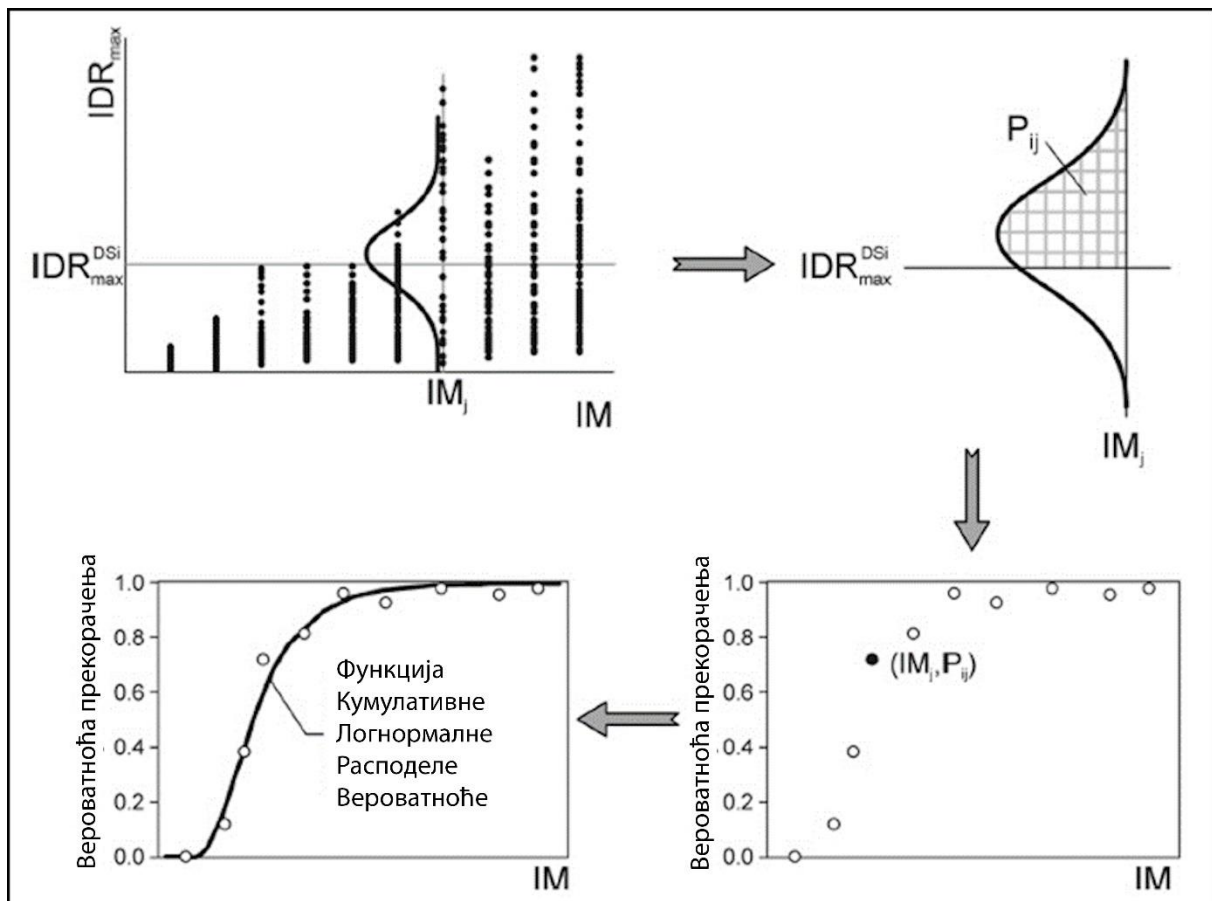
Први корак у прорачуну кривих повредљивости представља избор и скалирање сеизмичких записа, што је описано у поглављу 6.2.1. Скалирање записа је извршено у софтверском пакету *SeismoSignal*.

Меродавни спектар одговора који је одабран за скалирање је еластични спектар одговора који одговара убрзању тла од $a_g = 0.2g$, за земљотрес са повратним периодом од 475 година, односно вероватноћом прекорачења нивоа сеизмичког дејства од 10% у 50 година. Одабрани записи су скалирани на више нивоа сеизмичког интензитета,

односно убрзања тла (енг. *Peak Ground Acceleration – PGA*), и примењени у *НДА* за добијање резултата који су коришћени за прорачун кривих повредљивости (*Serdar, 2017*).

Други корак у одређивању кривих повредљивости представља успостављање критеријума лома. За дефинисање критеријума лома коришћени су критеријуми описани у правилницима HAZUS (2013), SEAOC Vision 2000 Committee (1995), FEMA 356 (2000) и EN1998-3 (2005) и приказан у табели 11, где су перформансна стања конструктивног система представљена у зависности од вредности међуспратних померања (енг. *interstory drift*, што је била тема поглавља 6.4.2).

Трећи корак представља дефинисање везе одговора конструкције *EDP* и интензитета мере *IM*, односно интензитета земљотреса. У највећем броју случајева и у овом истраживању, као параметар *IM*, усваја се максимално хоризонтално убрзање тла (енг. *Peak Ground Acceleration – PGA*) због тога што се ова мера најлакше може срачунати из записа убрзања. Осим *PGA*, као *IM* се могу усвојити и вредности максималне брзине тла (*Peak Ground Velocity – PGV*), максималног померања тла (*Peak Ground Displacement – PGD*), као и вредности спектралног убрзања S_a , брзине S_v и померања S_d (*Serdar, 2017*). За параметар *EDP* који представља одговор конструкције изложене прорачунском дејству, у овом истраживању, коришћене су добијене максималне вредности међуспратних дрифтова (*inter-story drifts - IDR*) за усвојене критеријуме, приказане у табели 11.



Слика 36 – Шематски приказ одређивања кривих повредљивости, према (Рејовић, 2016)

Четврти корак у прорачуну кривих повредљивости, представљен је на слици 36. На основу резултата *НДА* добијају се вредности међуспратних дрифтова конструктивног

система. Приказује се зависност резултата усвојене мере интензитета и одговора конструкције (*IM-EDP*). За сваки ниво мере интензитета и одговарајућих вредности померања (IDR_{max}), применом метода математичке статистике и вероватноће рачуна се вероватноћа P прекорачења различитих стања оштећења (која су дефинисана на основу IDR). На овај начин, за сваку карактеристичну вредност IM , добиће се одговарајућа вредност вероватноће прекорачења P за свако стање оштећења конструкције. На основу добијених вредности, у координатни систем (IM, P), могуће је унети тачке којима се одређује поменута зависност.

Последњи, пети корак представља „фитовање“ кумулативне криве повредљивости конструкције (за одговарајућу статистичку расподелу) за одговарајући степен оштећења, на основу узорака вероватноће прекорачења стања оштећења (слика 36) (Pejović, 2016).

Углавном се претпоставља да су криве повредљивости функција лог-нормалне расподеле, што значи да „ако је променљива лог-нормално распоређена, њен природни логаритам се нормално дистрибуира, што значи да мора попримити позитивну стварну вредност, а вероватноћа да ће бити нула или негативна је нула.“ (Baker, 2015) Користећи *Kolmogorov-Smirnov* и *Anderson-Darling* тестове у *EasyFit* софтверском пакету, на резултатима добијеним применом НДА, утврђено је да за сваку IM и EDP расподелу вредности одговарају лог-нормалној расподели. То такође значи да однос између $\ln(IM)$ и $\ln(EDP)$ има нормалну расподелу за сваки $\ln(IM)$ у лог-лог простору. Ако се свака функција густине вероватноће (енг. probability density function – *PDF*) у лог-лог простору може описати као $Y \sim N(\mu, \sigma^2)$, а свака *PDF* у аритметичком простору (ас) као $Y \sim \ln N(\mu, \sigma^2)$, конверзија из вредности лог-лог простора у вредности у аритметичком простору може се извести следећим изразима:

$$\mu_{a.s.} = e^{\mu_{l.l.s.}} ; \sigma_{a.s.}^2 = \left| e^{\sigma_{l.l.s.}^2} - 1 \right| \cdot e^{(2 \cdot \mu_{l.l.s.} + \sigma_{l.l.s.}^2)} \quad (20)$$

где $\mu_{a.s.}$ и $\sigma_{a.s.}$ представљају средњу вредност и вредност стандардне девијације променљиве у аритметичком простору, а $\mu_{l.l.s.}$ и $\sigma_{l.l.s.}$ представљају средњу вредност и вредност стандардне девијације променљиве у лог-лог простору.

Пошто је утврђено да за сваку расподелу IM или EDP вредности одговарају лог-нормалној расподели, функција густине вероватноће (енг. Probability Density Function – *PDF*) изражава се једначином:

$$f_{LN,DS_i}^{IM} = \frac{1}{IM} \cdot \frac{1}{\sigma_{LN|DS_i}^{IM} \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln IM - \mu_{LN|DS_i}^{IM})^2}{2 \cdot \sigma_{LN|DS_i}^{IM^2}}} \quad (21)$$

где $\mu_{LN|DS_i}^{IM} = \mu_{l.l.s.,i}^{IM}$ и $\sigma_{LN|DS_i}^{IM} = \sigma_{l.l.s.,i}^{IM}$ представљају средњу вредност и вредност стандардне девијације променљиве $\ln IM$ за сваки степен стања оштећења (енг. *Damage State – DS*) у логаритамској форми.

У случају прорачуна кривих повредљивости, користећи IM као референтну вредност за гранична стања оштећења према (EN1998-1, 2005), (EN1998-3, 2005), функција повредљивости израчунава се као аналитичка функција кумулативне расподеле вероватноће (*Cumulative Distribution Function - CDF*) за лог-нормалну расподелу:

$$P_{DS_i|IM}(\mu_{LN|DS_i}^{IM}, \sigma_{LN|DS_i}^{IM}) = \Phi\left(\frac{\ln IM - \mu_{LN|DS_i}^{IM}}{\sigma_{LN|DS_i}^{IM}}\right) \quad (22)$$

где је Φ кумулативна функција нормалне расподеле. Међутим, криве повредљивости код којих се IM користи као референтна вредност за гранична стања оштећења (*Agnew*

& Marjanishvili, 2006), (Ajmal и др., 2012) биће функције вероватноће стања оштећења и $IM = IDR$ или $IM = d$, а не $IM = PGA$, што је карактеристично за друге функције повредљивости.

За случај прорачуна кривих повредљивости, где се $EDP = IDR$ користи као референтна вредност, вероватноћа појаве дефинисаног стања оштећења при одређеној вредности мере интензитета ($P_{DS_i|IM_j}$), може се израчунати применом израза:

$$P_{DS_i|IM_j}(\mu_{LN,IM_j}^{EDP_i}, \sigma_{LN|IM_j}^{EDP_i}) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln EDP_i - \mu_{LN,IM_j}^{EDP_i}}{\sigma_{LN|IM_j}^{EDP_i}}\right) \quad (23)$$

где су $\mu_{LN,IM_j}^{EDP_i}$ и $\sigma_{LN|IM_j}^{EDP_i}$ средња вредност и вредност стандардне девијације функције кумулативне расподеле вероватноће у лог-лог простору променљиве $\ln EDP$ за одређену вредност $\ln IM_j$. $\ln EDP_i$ је лог-нормална вредност граничног стања оштећења DS . Криве повредљивости са референтним вредностима $\ln EDP_i$ израчунавају се применом метода математичке статистике и вероватноће (Porter, 2015). Вредности вероватноће израчунавају се за сваки степен мере интензитета IM_j , за свако гранично стање оштећења DS_i .

Када се израчунају све вредности вероватноће појаве одређеног стања оштећења, скуп добијених тачака се прилагођава, односно „фитује“ за свако DS , применом методе процене максималне сличности (енг. *Maximum Likelihood Estimation - MLE*) (Baker, 2015), (Porter, 2015).

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \phi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta_{DS_i}^{IM})}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right)^{z_j} \left[1 - \phi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta_{DS_i}^{IM})}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right)\right]^{n_j - z_j} \quad (24)$$

где је m укупан број нивоа IM , $\theta_{DS_i}^{IM}$ средња вредност расподеле у аритметичком простору, а $\beta_{LN|DS_i}^{IM}$ вредност стандардне девијације у логаритамској форми, функције лог-нормалне кумулативне расподеле вероватноће „фитоване“ криве повредљивости за референтну вредност IM , за одговарајуће стање оштећења DS . Прорачун параметара кривих повредљивости, постиже се максимизирањем *likelihood* функције. Ово се може постићи, при чему је и сам поступак лакши, максимизирањем логаритма максимизирањем функције максималне вероватноће, па ће израз (24) добити облик:

$$\{\hat{\theta}_{DS_i}^{IM}, \hat{\beta}_{LN|DS_i}^{IM}\} = \arg \max_n \sum_{i=1} \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \phi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta_{DS_i}^{IM})}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \phi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta_{DS_i}^{IM})}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right)\right) \right\} \quad (25)$$

при чему је n_j број коришћених земљотресних записа за прорачун, вероватноћа p_j :

$$p_j = \phi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta_{DS_i}^{IM})}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right) \quad (26)$$

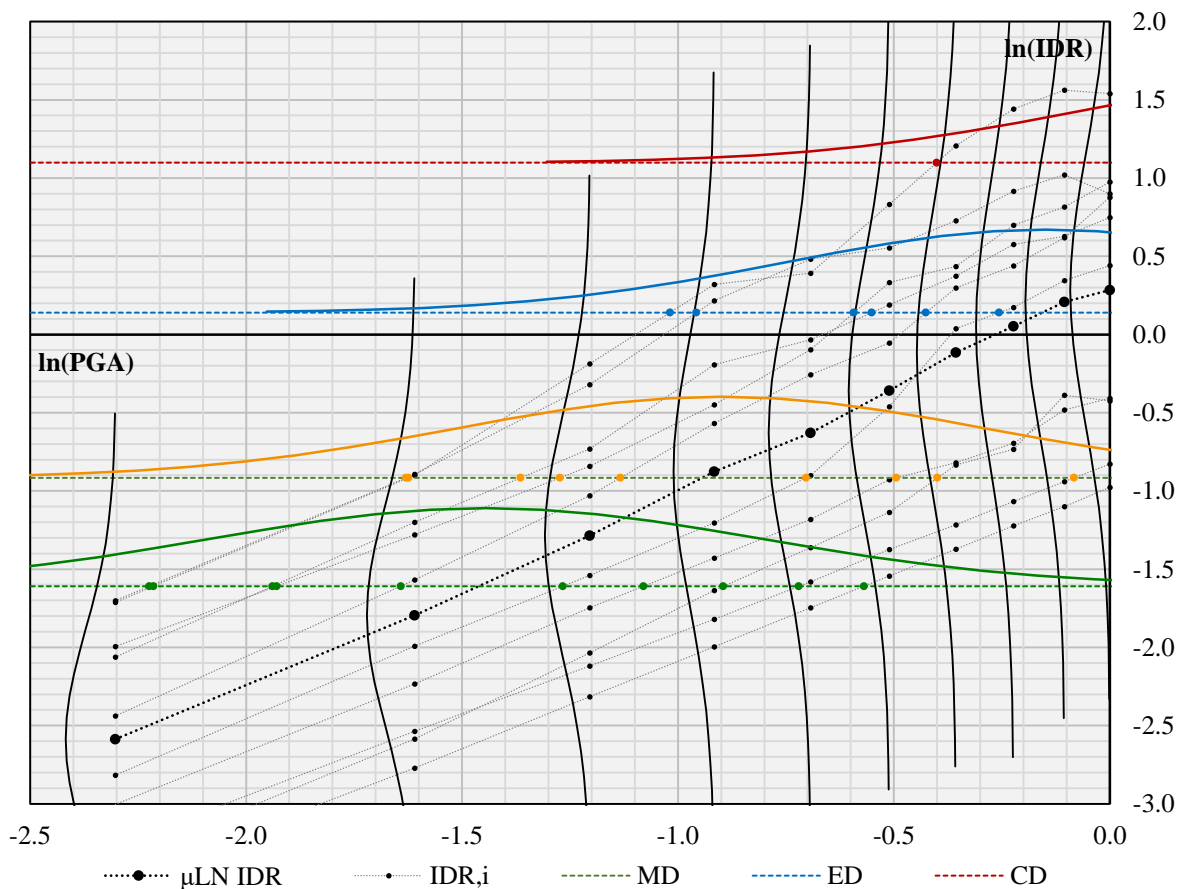
а z_j је вредност броја колапса, која се у аналитичкој форми може одредити као:

$$z_j = \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln EDP_i - \mu_{LN,IM_j}^{EDP_i}}{\sigma_{LN|IM_j}^{EDP_i}}\right)\right] \cdot n_j \quad (27)$$

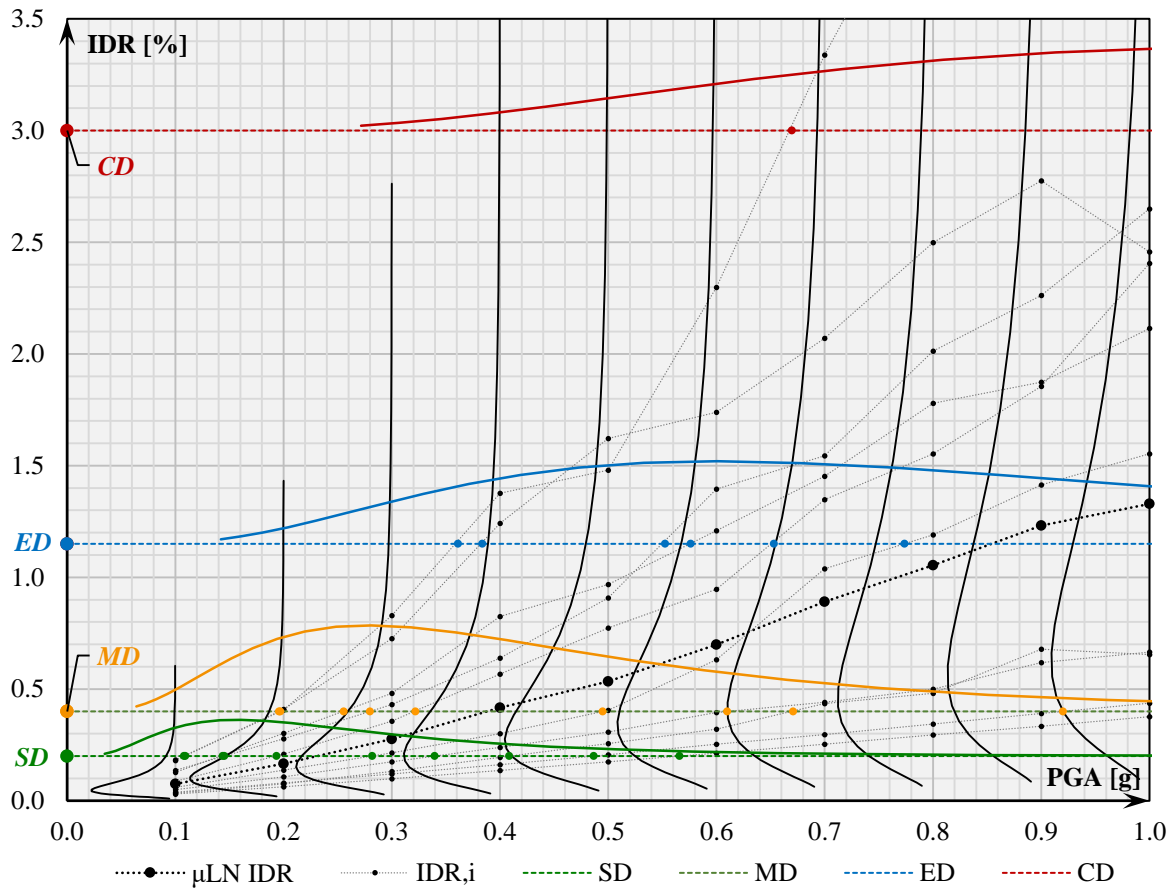
или једноставно као број прекорачених граничних стања у емпиријској форми. Фитоване криве повредљивости, конструишу се применом израза:

$$P_{DS_i|IM_j}(\theta_{DS_i}^{IM}, \beta_{LN|DS_i}^{IM}) = \Phi\left(\frac{\ln IM_j - \ln \theta_{DS_i}^{IM}}{\beta_{LN|DS_i}^{IM}}\right) \quad (28)$$

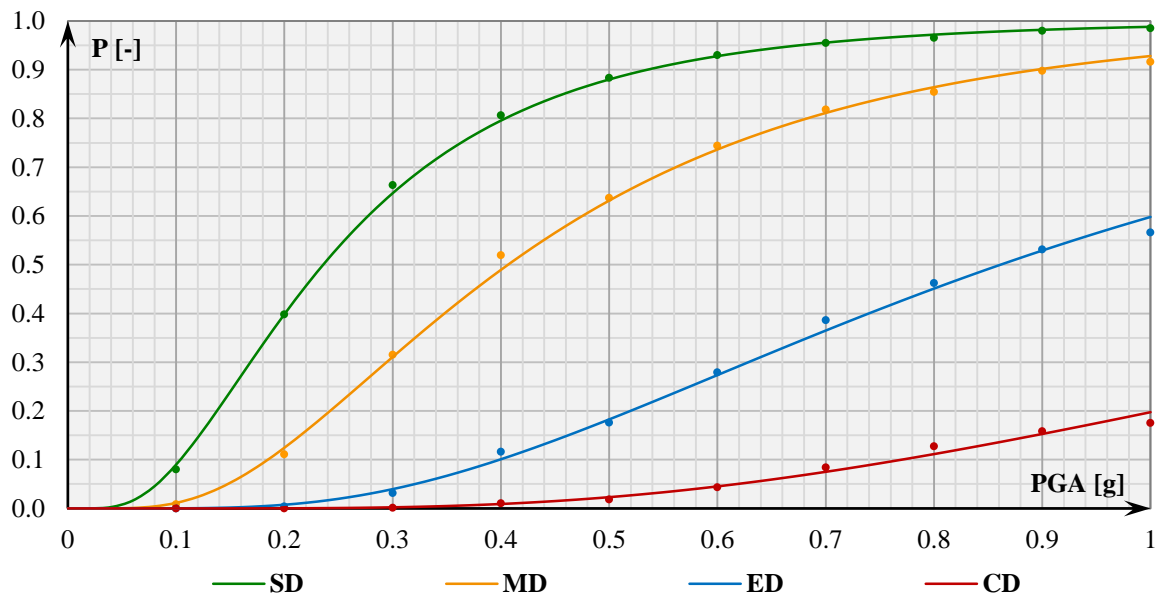
Након примене *MLE*, добијају се вредности средње и стандардне девијације $(\mu_{LN|DS_i}^{IM}, \sigma_{LN|DS_i}^{IM})$ у функцији *IM*, и за лог-лог и за аритметички простор. Пошто је однос између *PGA* и *IDR* већ прорачунат, криве повредљивости за *DS* се сада према (Agnew & Marjanishvili, 2006), (Ajmal и др., 2012) могу претворити у функције чија је $IM = PGA$, користећи описани поступак. Криве повредљивости, прорачунате пре граничним стањима дефинисаним у HAZUS (2013), приказане су на графицима 17 – 19; према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) на графицима 20 – 22, према FEMA 356 (2000) на графицима 23 – 25 и према EN1998-3 (2005) на графицима 26 – 28.



Слика 37 – Приказ резултата прорачуна и нормална расподела вредности у лог – лог простору



Слика 38 – Приказ резултата прорачуна и њихова лог-нормална расподела вредности у аритметичком простору



Слика 39 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за лог-нормалну расподелу вредности

Табела 13 – Параметри за прорачун кривих повредљивости

Правац Модел	X					
	M1		M2		M3	
DS_i	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$
SD_{HAZUS}	0.236	0.639	0.229	0.634	0.225	0.671
MD_{HAZUS}	0.407	0.616	0.392	0.606	0.363	0.646
ED_{HAZUS}	0.861	0.601	0.811	0.586	0.720	0.649
CD_{HAZUS}	1.675	0.606	1.581	0.617	1.495	0.689
FO_{V2000}	0.236	0.639	0.229	0.634	0.185	0.685
OP_{V2000}	0.479	0.610	0.460	0.599	0.393	0.643
LS_{V2000}	1.035	0.600	0.968	0.589	0.874	0.656
NC_{V2000}	1.473	0.604	1.381	0.607	1.291	0.678
IO_{FEMA}	0.479	0.610	0.460	0.599	0.651	0.642
LS_{FEMA}	0.782	0.601	0.739	0.585	1.085	0.667
CP_{FEMA}	1.262	0.602	1.178	0.597	1.904	0.708
DLE_{EC8}	0.157	0.587	0.154	0.577	0.154	0.568
SD_{EC8}	0.195	0.571	0.195	0.570	0.194	0.568
NC_{EC8}	0.335	0.589	0.346	0.590	0.334	0.613
Правац Модел	Y					
	M1		M2		M3	
DS_i	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$	$\theta_{DS_i}^{IM}$	$\beta_{LN DS_i}^{IM}$
SD_{HAZUS}	0.176	0.663	0.176	0.656	0.203	0.662
MD_{HAZUS}	0.321	0.637	0.316	0.628	0.331	0.636
ED_{HAZUS}	0.743	0.642	0.702	0.610	0.672	0.645
CD_{HAZUS}	1.694	0.696	1.431	0.624	1.451	0.691
FO_{V2000}	0.176	0.663	0.176	0.656	0.165	0.676
OP_{V2000}	0.384	0.633	0.377	0.621	0.359	0.633
LS_{V2000}	0.922	0.653	0.852	0.611	0.824	0.655
NC_{V2000}	1.432	0.683	1.245	0.619	1.243	0.680
IO_{FEMA}	0.384	0.633	0.377	0.621	0.605	0.637
LS_{FEMA}	0.664	0.636	0.633	0.609	1.035	0.667
CP_{FEMA}	1.176	0.669	1.054	0.615	1.867	0.708
DLE_{EC8}	0.156	0.600	0.155	0.590	0.153	0.570
SD_{EC8}	0.196	0.600	0.196	0.595	0.192	0.568
NC_{EC8}	0.343	0.635	0.349	0.638	0.344	0.643

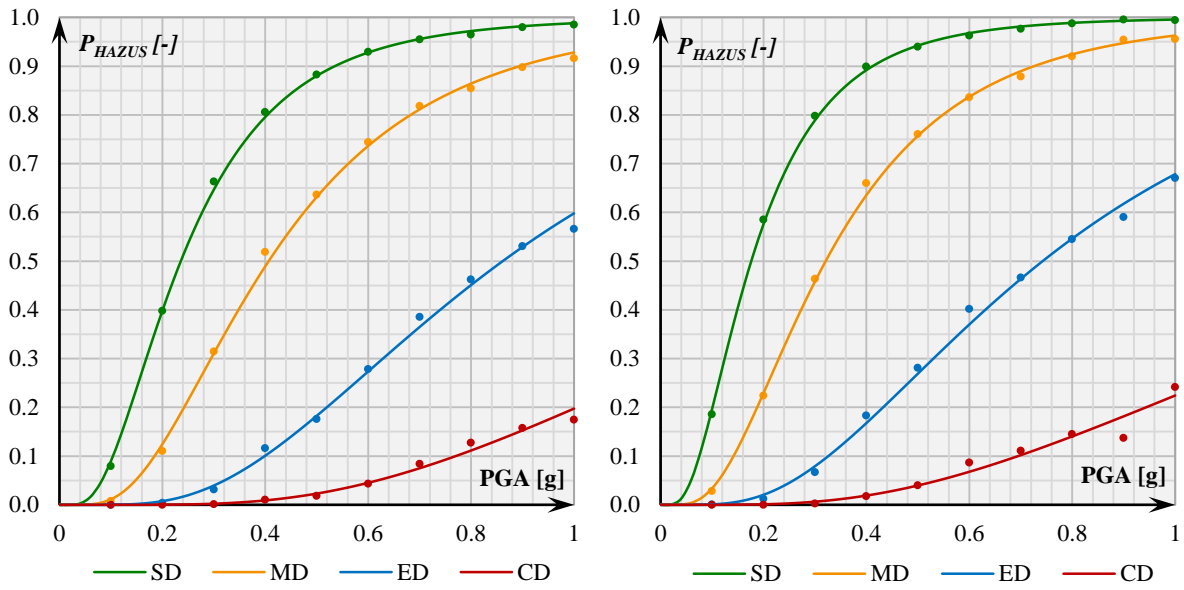


График 17 – Криве повредљивости за М1 према HAZUS (2013) у Х (лево) и У правцу (десно)

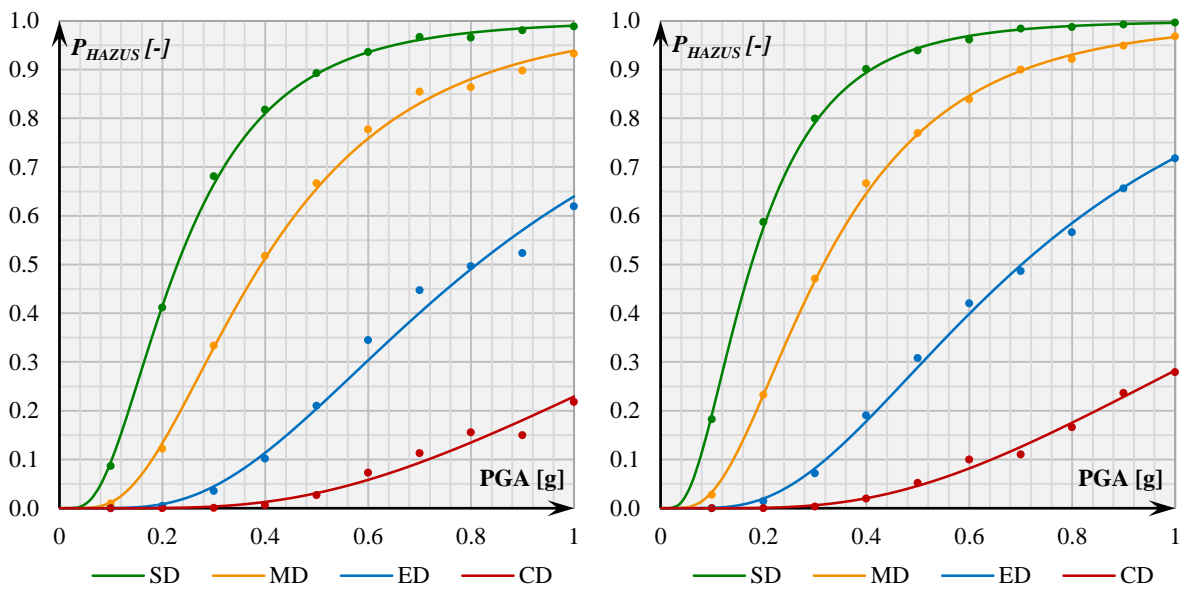


График 18 – Криве повредљивости за М2 према HAZUS (2013) у Х (лево) и У правцу (десно)

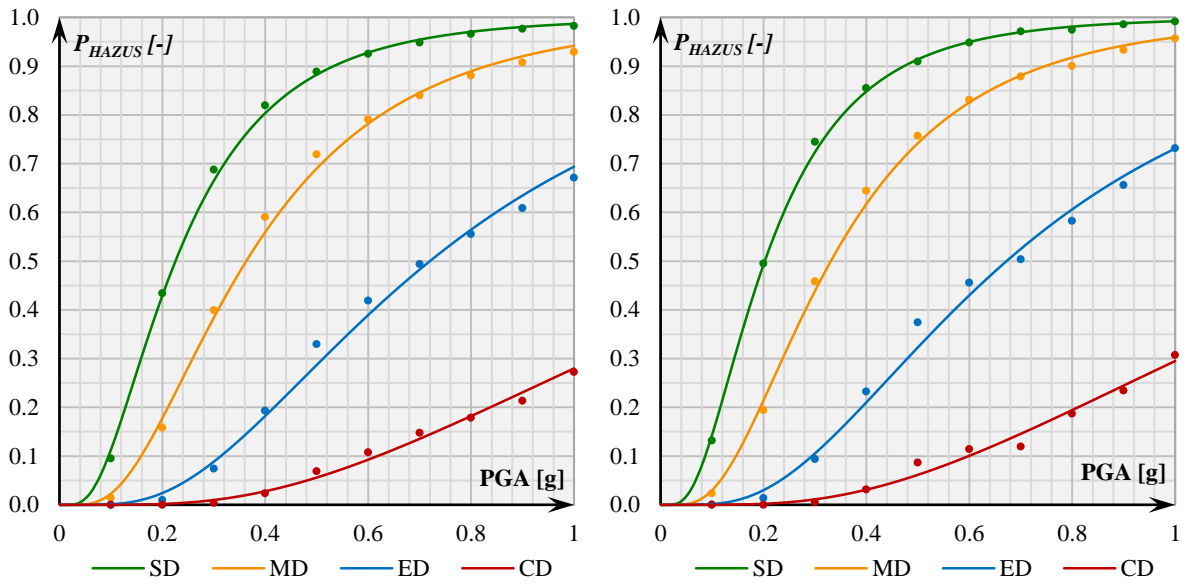


График 19 – Криве повредљивости за М3 према HAZUS (2013) у Х (лево) и У правцу (десно)

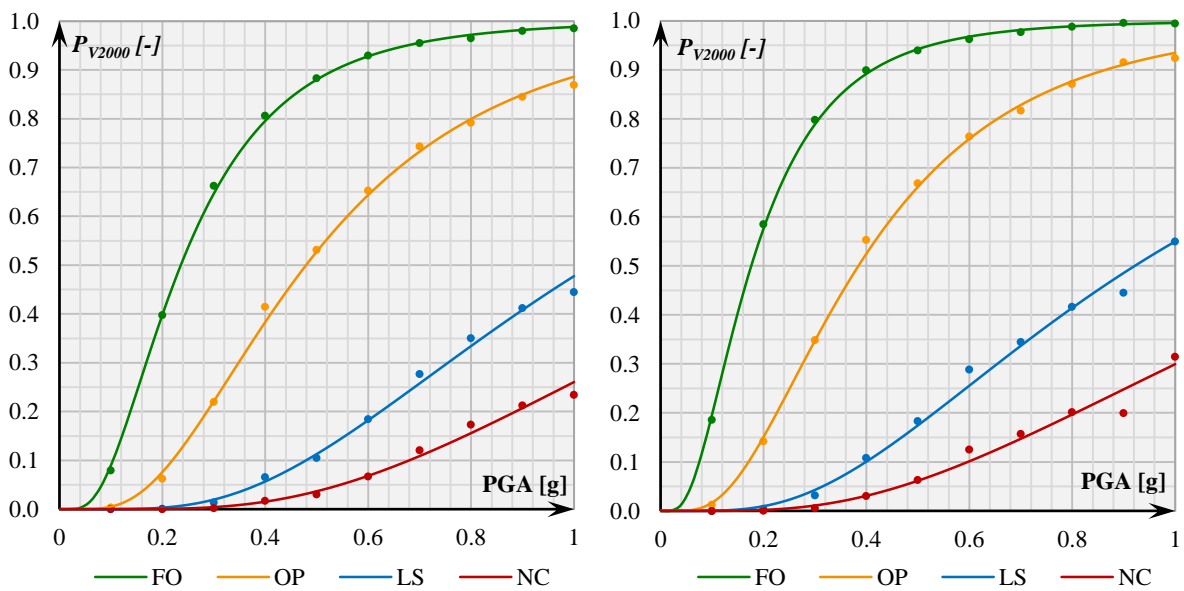


График 20 – Криве повредљивости за М1 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у Х (лево) и У правцу (десно)

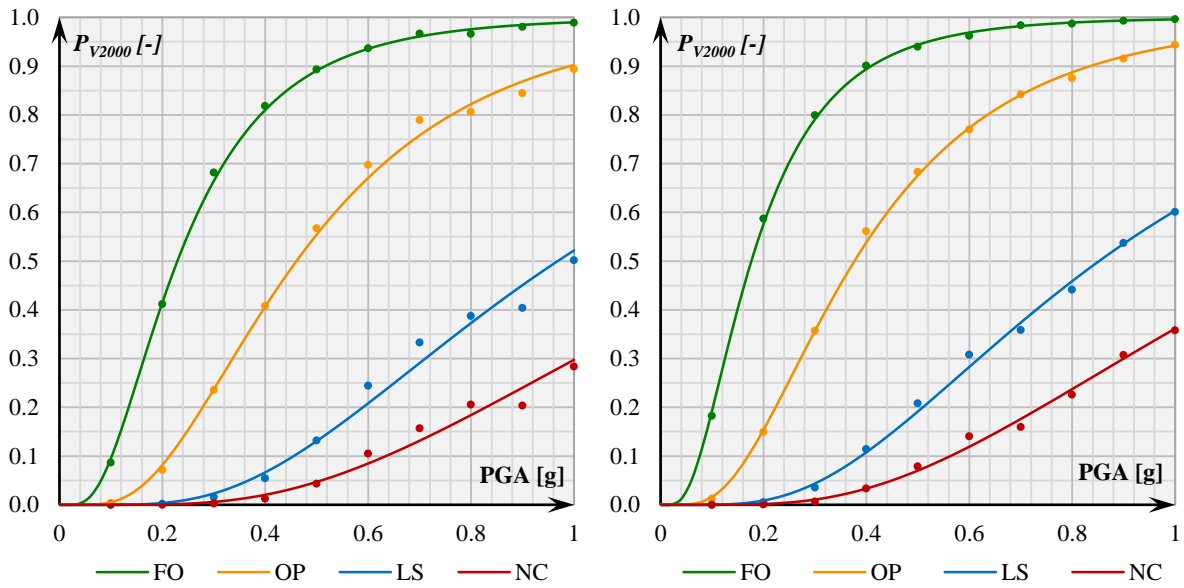


График 21 – Криве повредљивости за М2 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно)

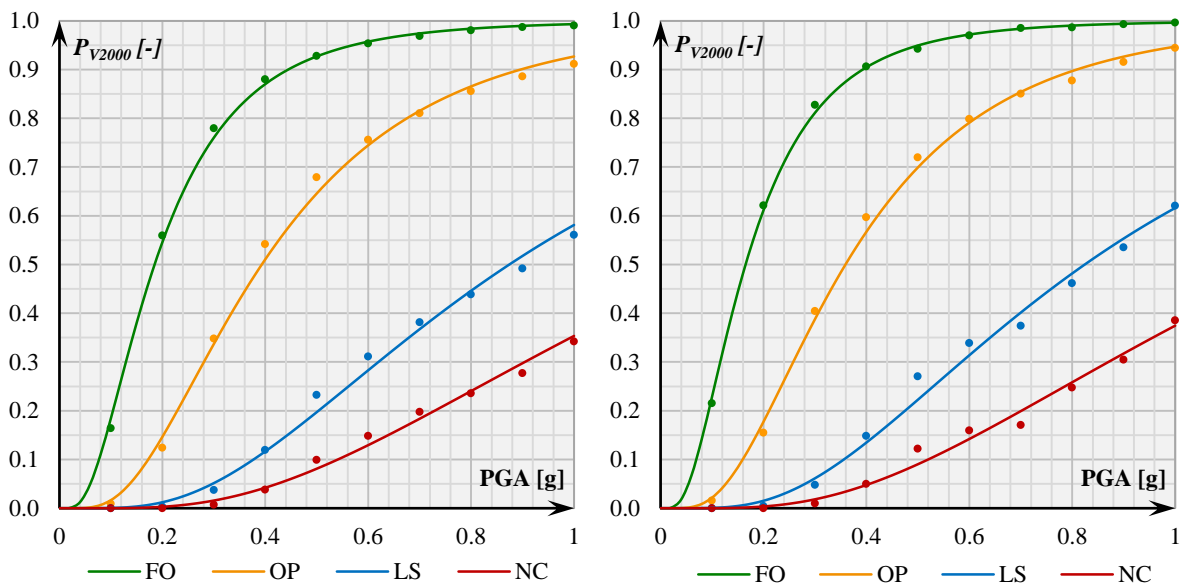


График 22 – Криве повредљивости за М3 према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно)

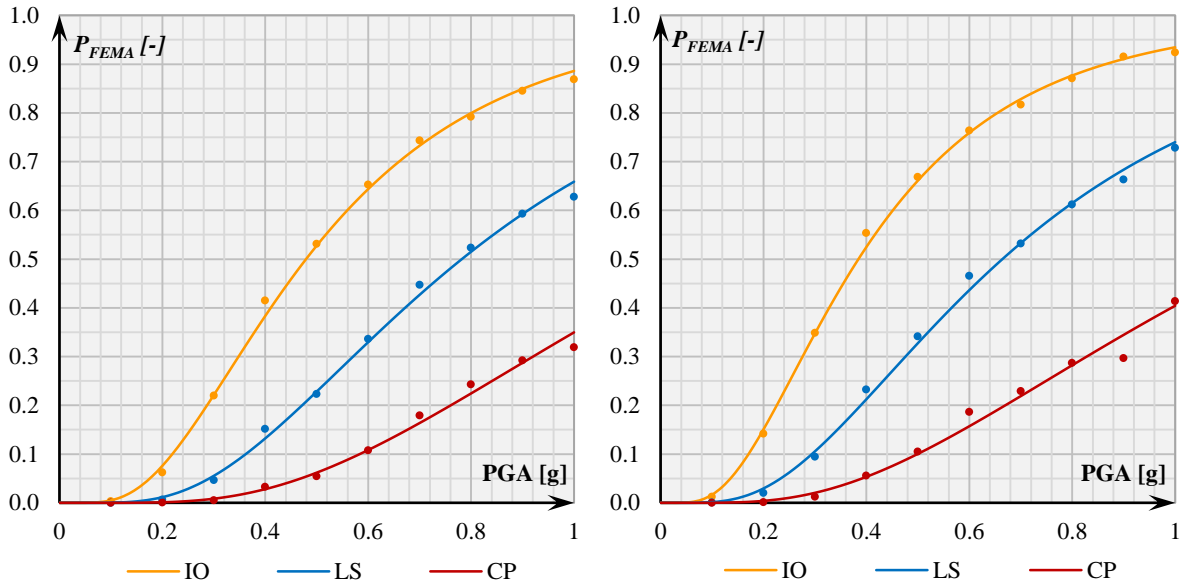


График 23 – Криве повредљивости за М1 према FEMA 356 (2000) у Х (лево) и Y правцу (десно)

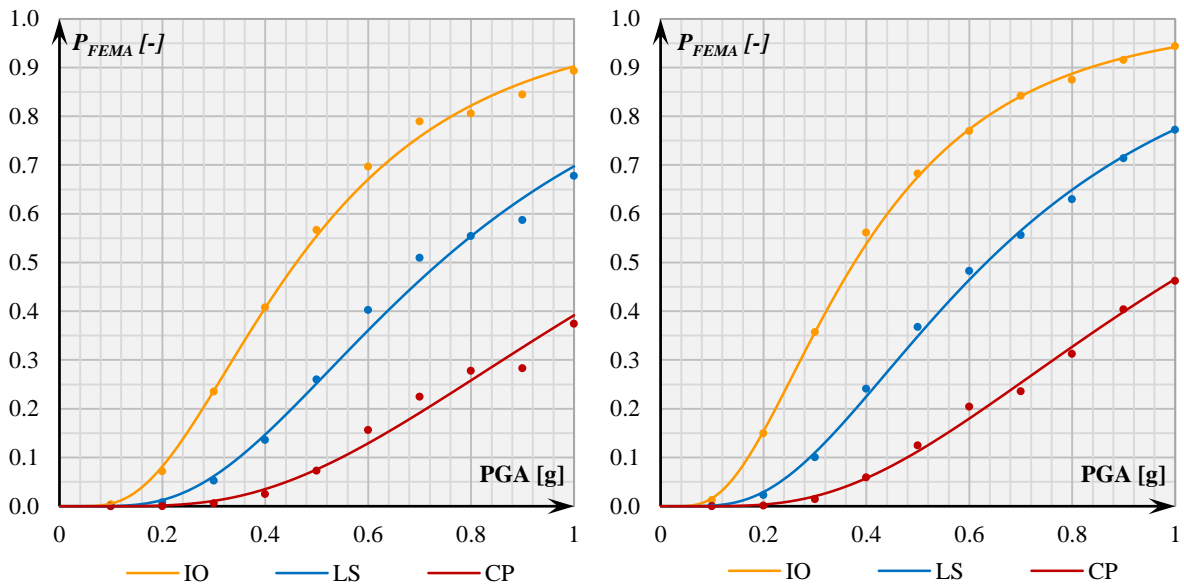


График 24 – Криве повредљивости за М2 према FEMA 356 (2000) у Х (лево) и Y правцу (десно)

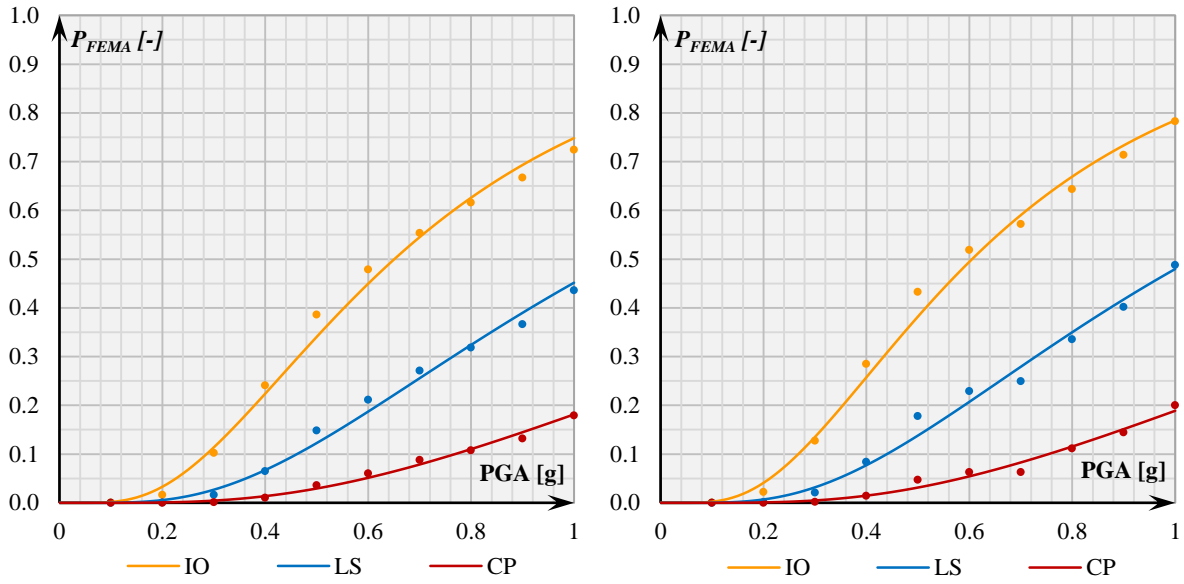


График 25 – Криве повредљивости за М3 према FEMA 356 (2000) у Х (лево) и Y правцу (десно)

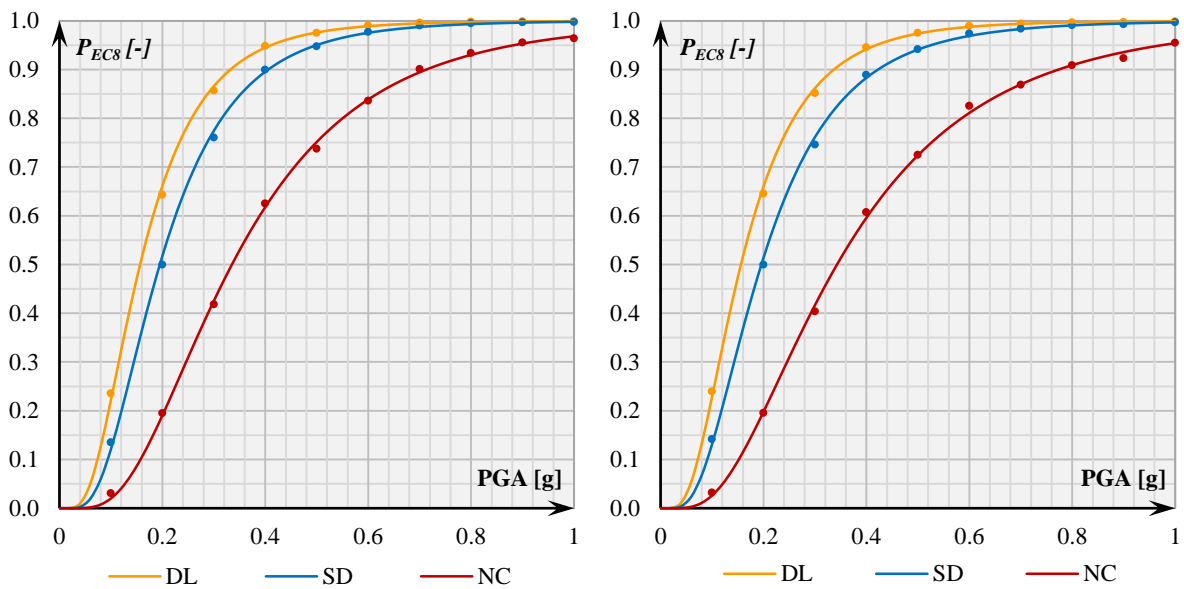


График 26 – Криве повредљивости за М1 према EN1998-1 (2005) у Х (лево) и Y правцу (десно)

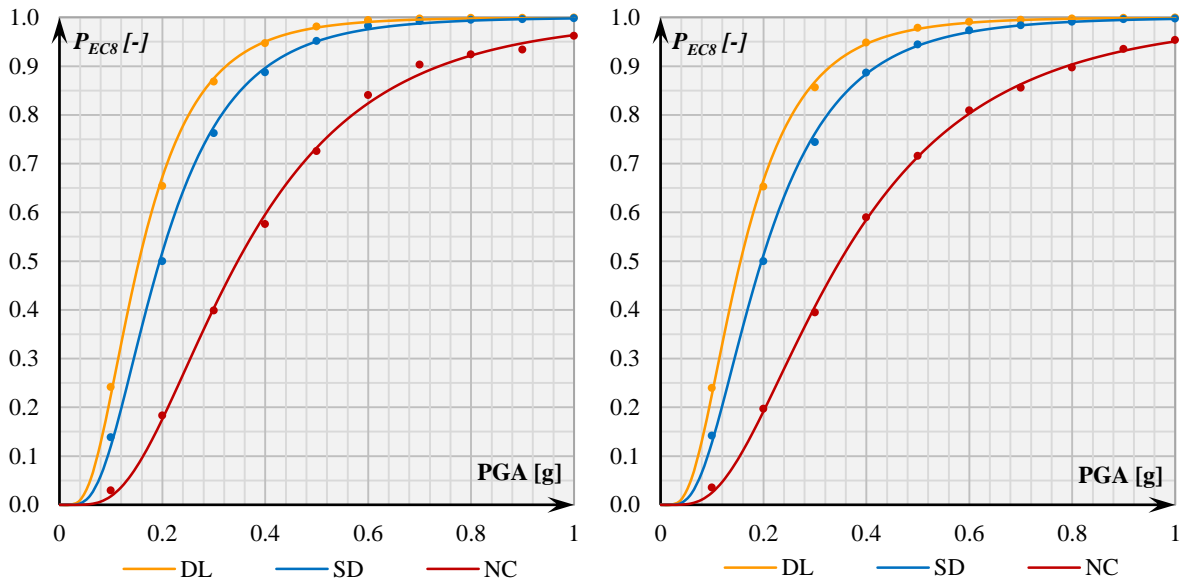


График 27 – Криве повредљивости за М2 према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно)

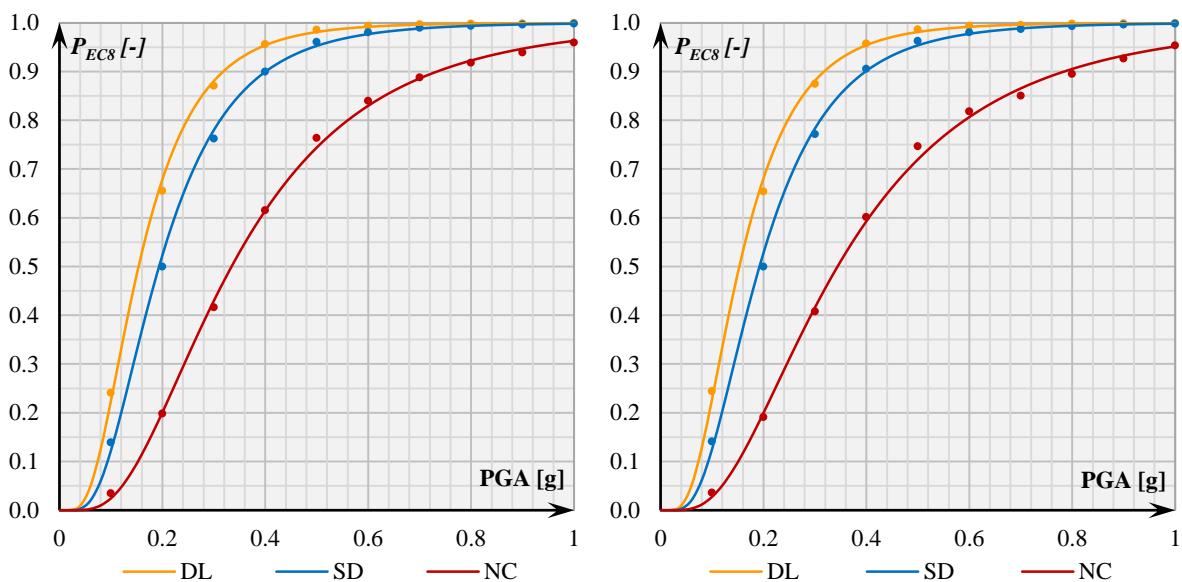


График 28 – Криве повредљивости за М3 према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно)

Компарација добијених резултата, приказана је на графицима 29 и 30. Може се приметити, да у случају кривих повредљивости, прорачунатих применом HAZUS (2013), као и SEAOC Vision 2000 Committee (1995) критеријума, у оба правца важи $P_{DSi}^{M1} < P_{DSi}^{M2} < P_{DSi}^{M3}$, осим за случај P_{SD} и P_{MD} за HAZUS (2013) у Y правцу, у ком важи однос $P_{DSi}^{M2} < P_{DSi}^{M3} < P_{DSi}^{M1}$. Овакав поредак значи да је генерално, отпорност зграда на појаву оштећења услед сеизмичких дејстава највећа за М1, потом М2 и најмања за М3. (графици 29 и 30)

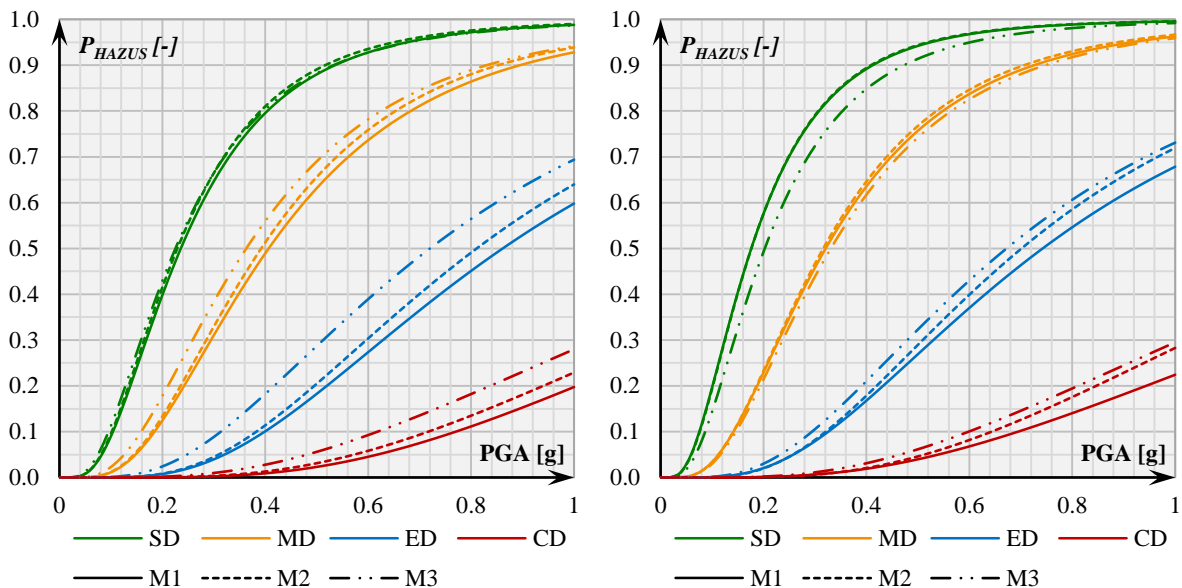


График 29 – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према HAZUS (2013) у X (лево) и Y правцу (десно)

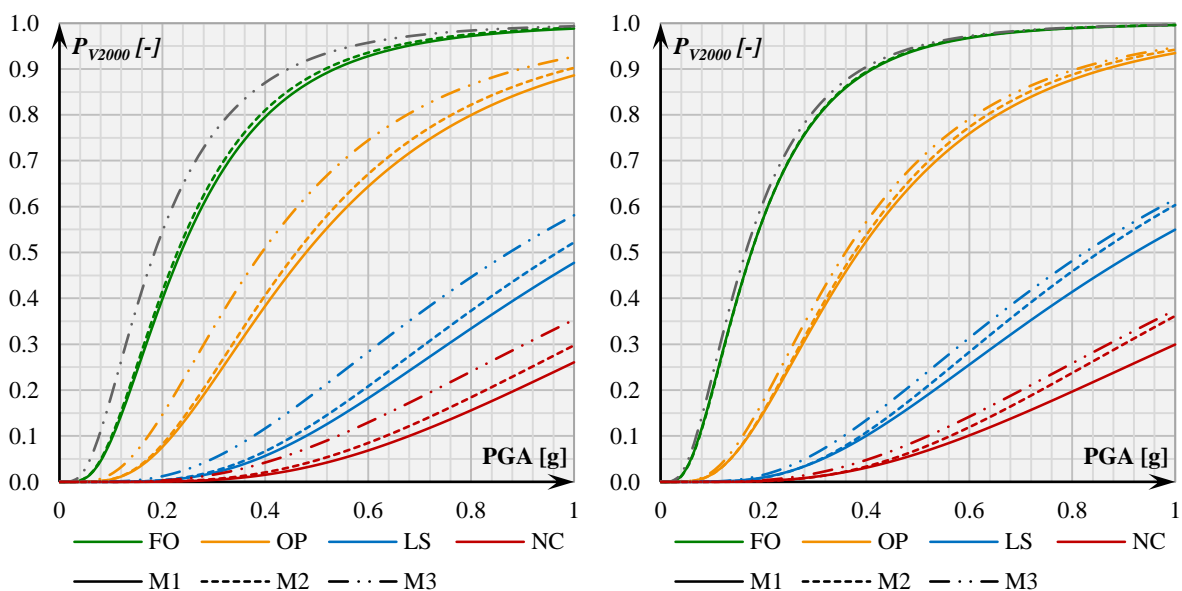


График 30 – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у X (лево) и Y правцу (десно)

У случају кривих повредљивости, прорачунатих применом FEMA 356 (2000) критеријума, у оба правца важи $P_{DSi}^{M3} < P_{DSi}^{M1} < P_{DSi}^{M2}$. Овакав поредак значи да је вероватноћа да дође до оштећења конструкција услед сеизмичких дејстава највећа за M2, потом M1 и најмања за M3, што је последица велике разлике у вредностима *IDR* којима се дефинишу гранична стања оштећења конструкција са АБ зидовима (M1, M2) и рамовских конструкција (M3) (график 31). Овај критеријум има највеће вредности *IDR* за гранична стања оштећења, па из истог разлога и резултати прорачуна указују на то да је најмања вероватноћа да ће доћи до већег степена оштећења конструкција, у поређењу са преостала три критеријума за одређивање граничних стања оштећења.

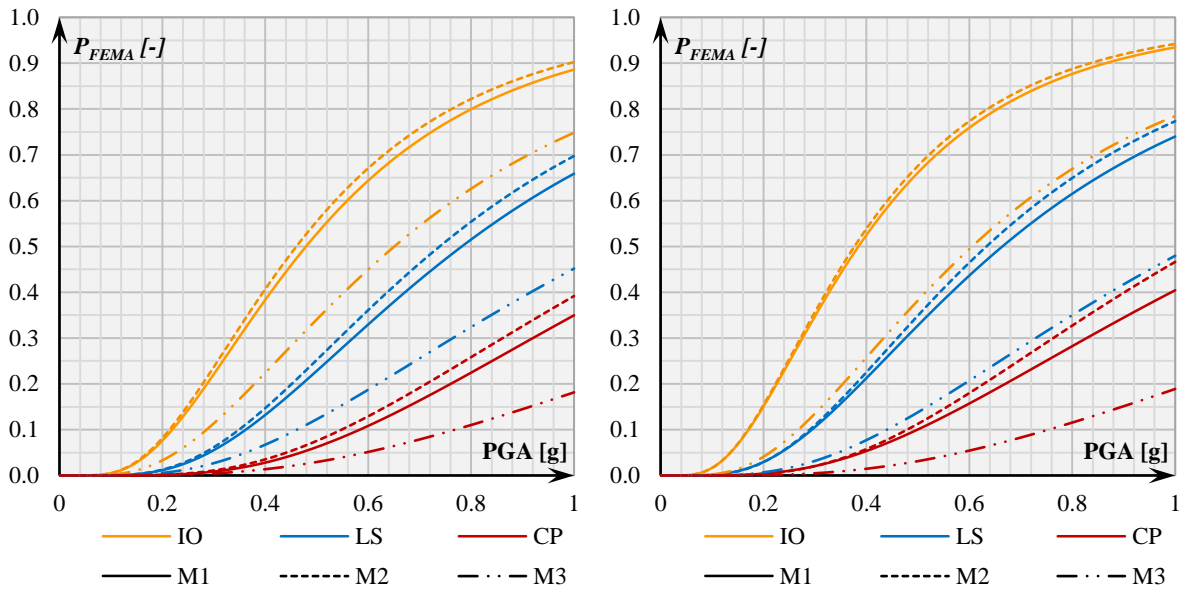


График 31 – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према FEMA 356 (2000) у X (лево) и Y правцу (десно)

У случају кривих повредљивости, прорачунатих применом EN1998-3 (2005) критеријума, у оба правца важи $P_{DL\&SD}^{M1} < P_{DL\&SD}^{M2} < P_{DL\&SD}^{M3}$ и $P_{NC}^{M2} < P_{NC}^{M3} < P_{NC}^{M1}$. Без обзира на наведени поредак, вероватноћа да дође до оштећења конструкција услед сеизмичких дејстава између M1, M2 и M3 је занемарљива. (график 32) Критеријум за референтне вредности за дефинисање стања оштећења према EN1998-3 (2005) се базира на скалирању PGA и касније се помоћу вредности IDR може конвертовати у функције повредљивости у зависности од P и PGA.

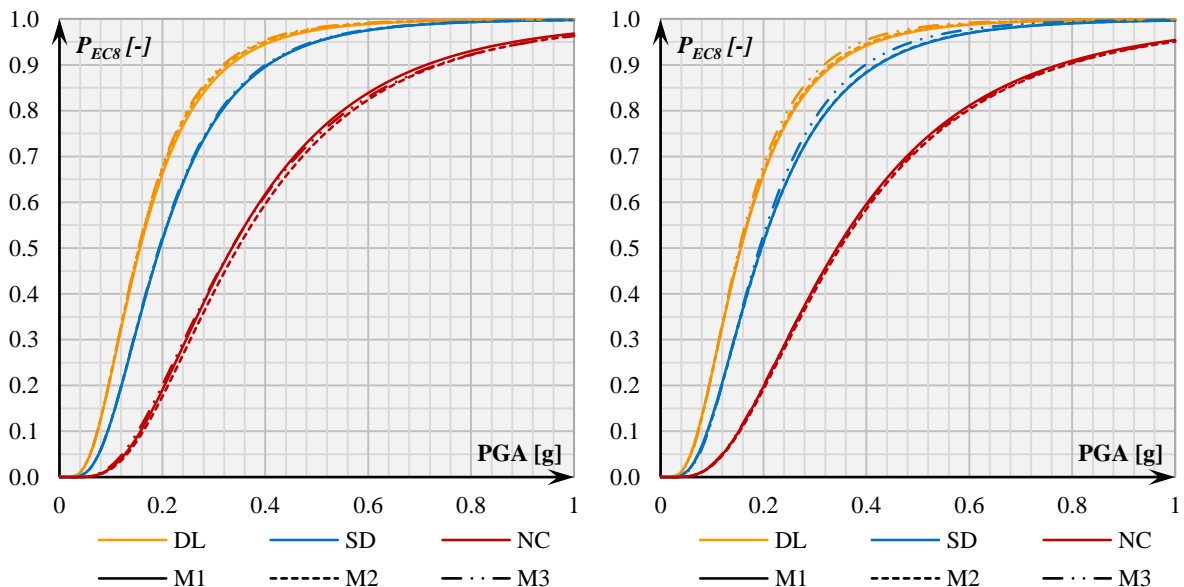


График 32 – Компарација кривих повредљивости прорачунатих према EN1998-1 (2005) у X (лево) и Y правцу (десно)

Функције густине вероватноће за појаву различитих граничних стања оштећења се рачунају применом следећих израза (Baker, 2015), (Porter, 2015):

$$P_{DS_0} = 1 - P_{DS_1}[IM_j, \mu_{LN|DS_1}, \sigma_{LN|DS_1}]$$

$$P_{DS_i} = P_{DS_i}[IM_j, \mu_{LN|DS_i}, \sigma_{LN|DS_i}] - P_{DS_{i+1}}[IM_j, \mu_{LN|DS_{i+1}}, \sigma_{LN|DS_{i+1}}] \quad (29)$$

$$P_{DS_n} = P_{DS_n}[IM_j, \mu_{LN|DS_n}, \sigma_{LN|DS_n}]$$

где је P_{DS_0} вероватноћа за стање при ком не долази до оштећења конструкције, а $i = 1, \dots, n$ и $IM_j = (0g - 1.0g)$. i је индекс за одговарајуће стање оштећења DS , а j је индекс за одговарајуће IM (PGA). n је укупан број стања оштећења.

У табели 14 је приказана вероватноћа да дође до одређеног стања оштећења за пројектни $PGA = 0, 2g$. Стања оштећења DS_0, DS_1, DS_2, DS_3 и DS_4 , односе се респектабилно на стања оштећења: ND, SD, MD, ED, CD према правилнику HAZUS (2013); ND, FO, OP, LS, NC према правилнику SEAOC Vision 2000 Committee (1995); ND, DS_1 је изостављено због приказа, се у документу FEMA 356 предлажу три гранична стања, па је као DS_2 представљено IO , а даље LS и CP према правилнику FEMA 356 (2000); ND, DS_1 је изостављено због приказа, јер EN1998 предлаже три гранична стања, па је као DS_2 представљено DL , а даље SD и NC према правилнику EN1998-3 (2005).

Табела 14 – Вероватноћа појаве различитих стања оштећења за сва три модела

Правец		X					Y				
Правилник	Стање оштећења	DS0	DS1	DS2	DS3	DS4	DS0	DS1	DS2	DS3	DS4
	Модел										
HAZUS	M1	60.17	27.38	11.70	0.73	0.02	42.43	34.66	20.86	1.95	0.11
	M2	58.49	28.16	12.50	0.80	0.04	42.41	34.29	21.31	1.91	0.08
	M3	57.07	25.14	15.37	2.24	0.18	50.75	27.84	18.41	2.80	0.21
V2000	M1	60.17	32.23	7.29	0.26	0.05	42.43	42.50	14.11	0.77	0.20
	M2	58.49	33.33	7.80	0.30	0.07	42.41	42.20	14.51	0.73	0.16
	M3	45.42	39.93	13.43	0.93	0.30	38.87	43.39	16.21	1.17	0.36
FEMA	M1	92.40		6.44	1.05	0.11	84.93		12.12	2.55	0.40
	M2	91.83		6.90	1.13	0.15	84.61		12.47	2.58	0.34
	M3	96.70		2.74	0.49	0.07	95.90		3.41	0.61	0.08
EC8	M1	33.87		14.38	32.70	19.04	33.99		14.63	31.59	19.79
	M2	32.72		15.45	34.23	17.60	33.40		15.35	32.07	19.18
	M3	32.15		15.55	32.23	20.08	31.90		15.31	32.82	19.97

Резултати указују да ниједан од система није изложен колапсу или уласку у зону критичног понашања за пројектни интензитет земљотресног дејства, тј. капацитет конструкција није потпуно искоришћен. За пројектну вредност интензитета земљотресног дејства, у највећој мери се очекује да нема појаве оштећења, да ће доћи до мањег или средњег степена оштећења у оба правца, при примени метода HAZUS (2013), SEAOC Vision 2000 Committee (1995), док су вероватноће да дође до изражених оштећења или рушења јако мале или чак и занемарљиве. У случају примене граница оштећења према правилнику FEMA 356 (2000), где су ове вредности најмање конзервативне, очекује се да неће бити појаве оштећења и мала је вероватноћа да ће доћи до појаве мањих оштећења. При примени критеријума из правилника EN1998-1 (2005), где су вредности за дефинисање степена оштећења најконзервативније, када је у питању прорачун степена оштећења конструкције, постоје највеће шансе да се у конструкцији јаве значајна оштећења. Осим при примени правилника FEMA 356 (2000),

где су вредности међуспратних дрифтова за одређивање граничних стања оштећења дупло мање за системе са АБ зидовима у односу на рамовске системе, М3 показује најбоље искоришћење и перформансе у поређењу са друга два модела, док М1 има најмање експлоатисане капацитете отпорности на сеизмичка дејства.

7.3. Прорачун сеизмичког одговора конструктивних система са уклоњеним вертикалним елементима применом НСА

7.3.1. Прорачун кривих капацитета

Да би се извршила компарација хоризонталног одговора сва три разматрана модела, за усвојене сценарије губитка вертикалних елемената, анализирани су резултати *pushover* анализа. На графицима 33 – 44 су приказане криве капацитета за пропорционалну (PROP) и модалну (MOD) расподелу оптерећења у оба главна правца. *Pushover* анализе су спроведене за алтернативно дејство оптерећења, а за приказ су одабране криве на којима је установљен слабији одговор конструкција.

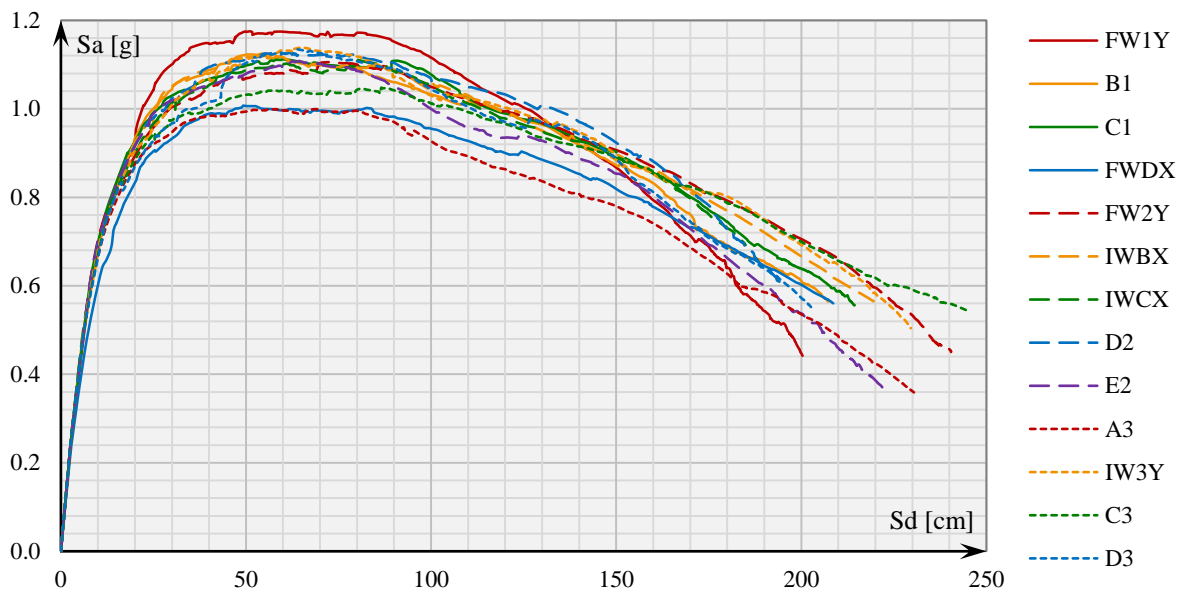


График 33 – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правца)

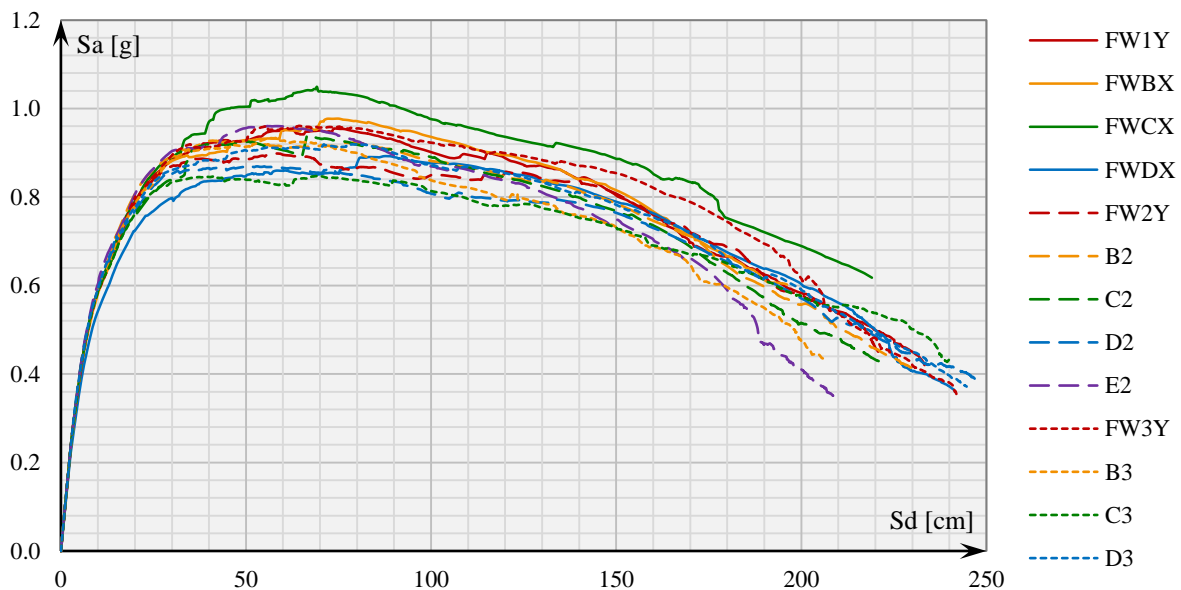


График 34 – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правац)

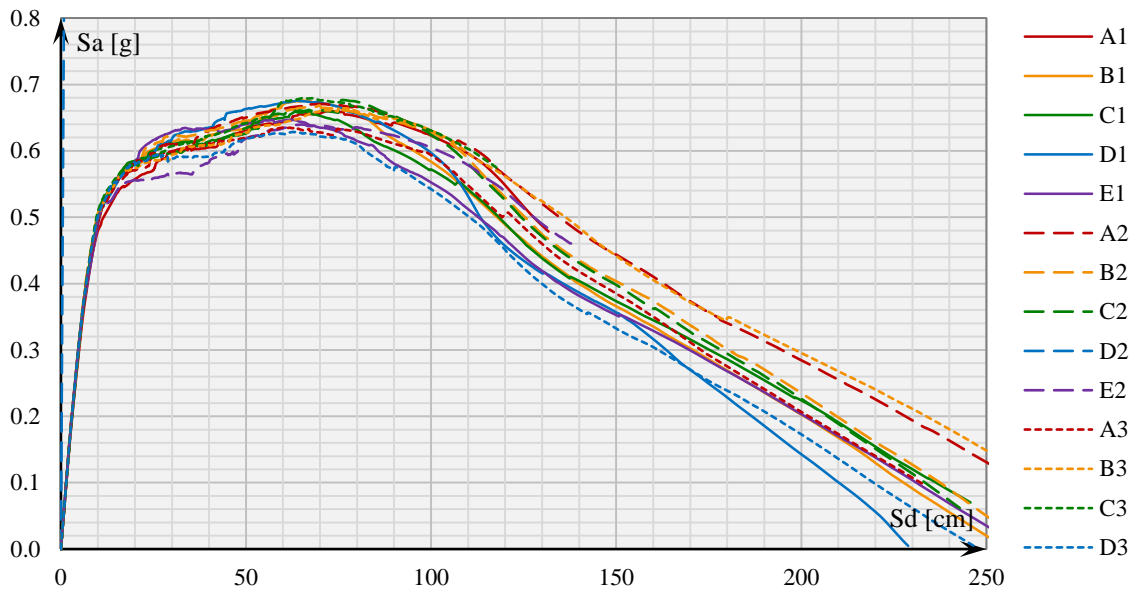


График 35 – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (X правац)

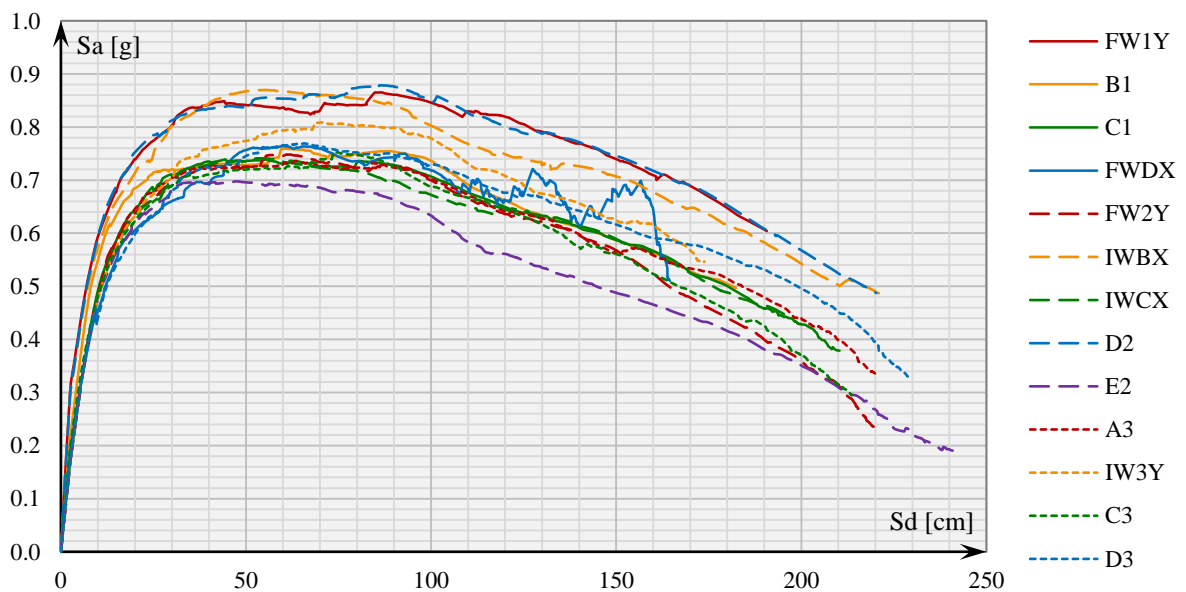


График 36 – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац)

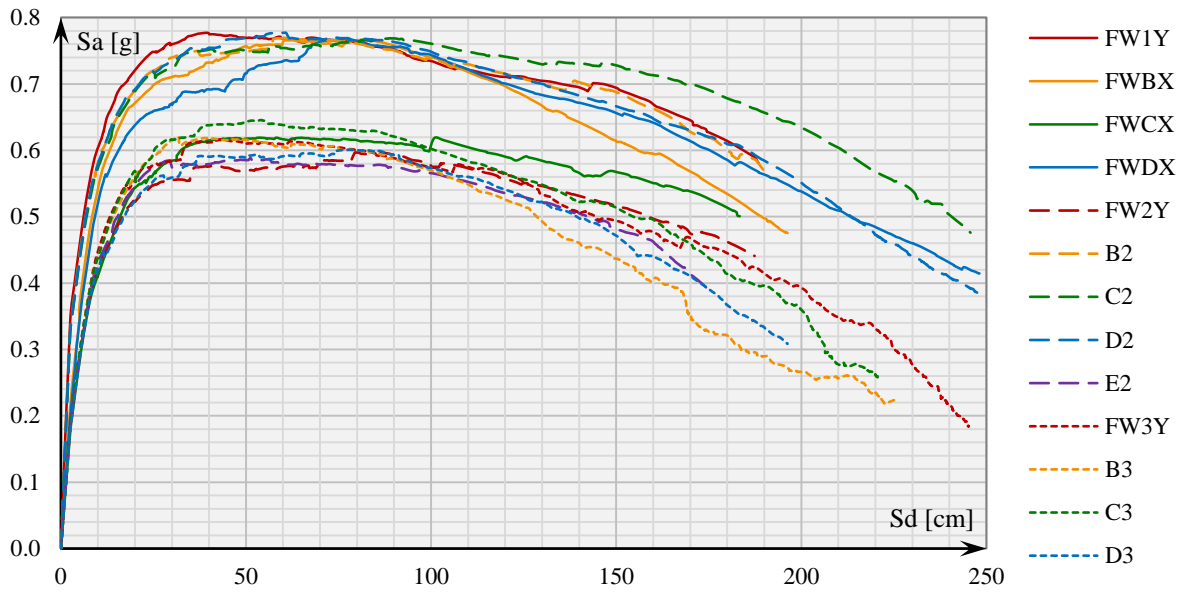


График 37 – Криве капацитета за M2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац)

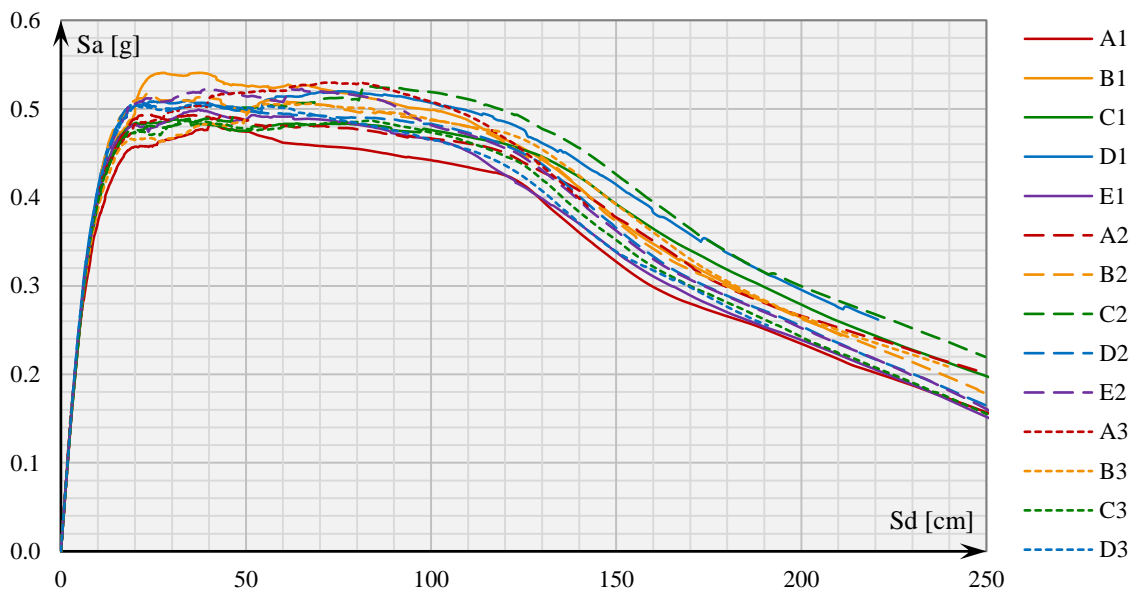


График 38 – Криве капацитета за M3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (X правац)

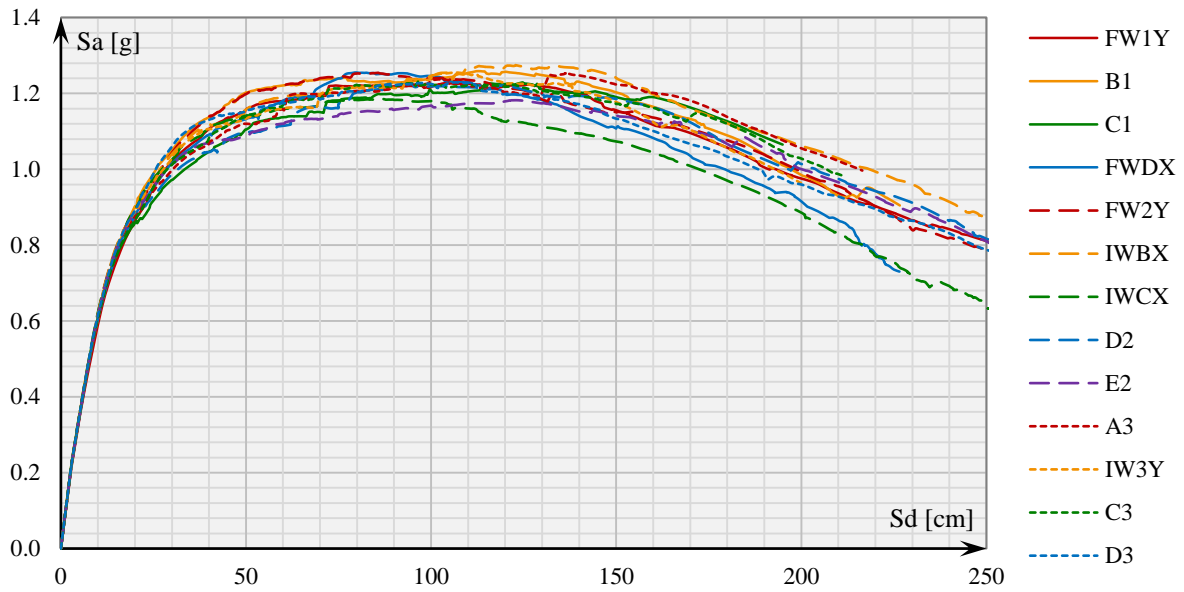


График 39 – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац)

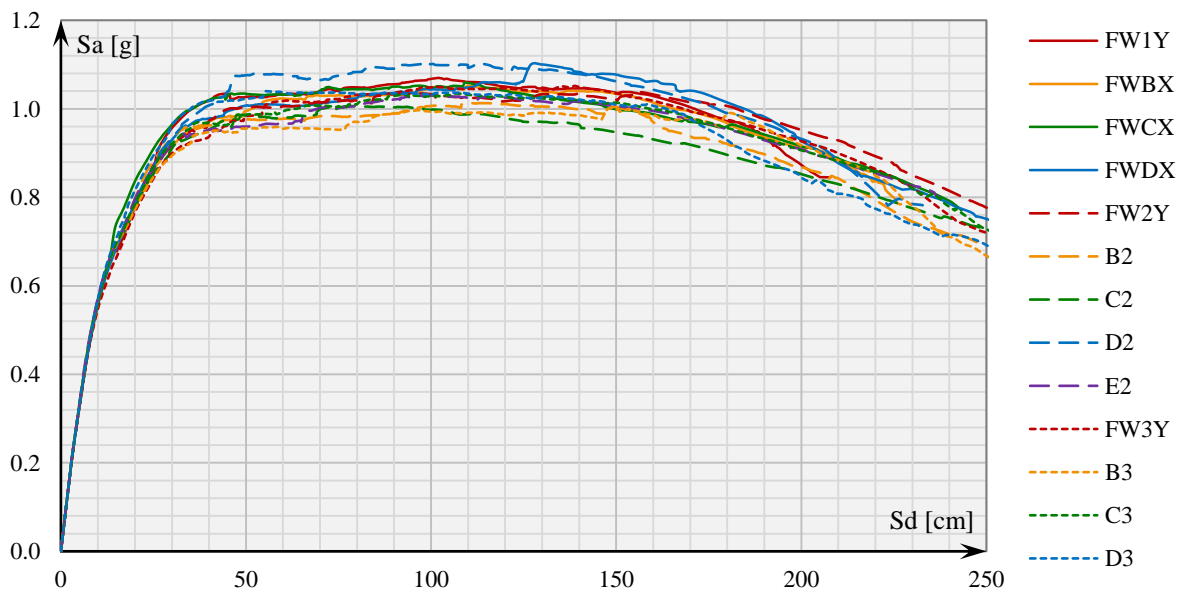


График 40 – Криве капацитета за М2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац)

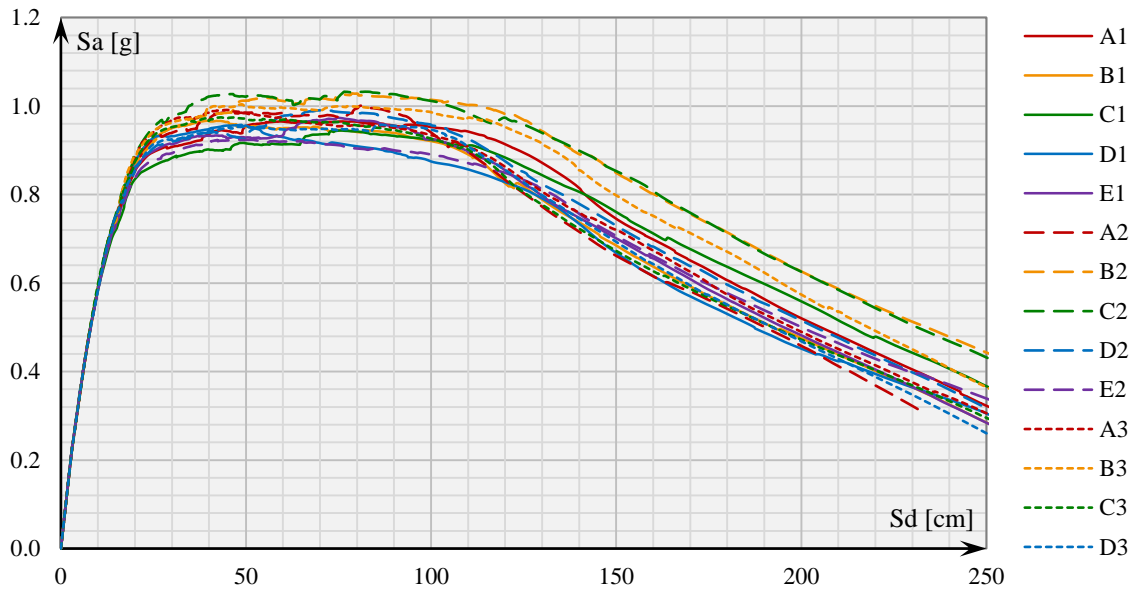


График 41 – Криве капацитета за М3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за пропорционалну расподелу оптерећења (Y правац)

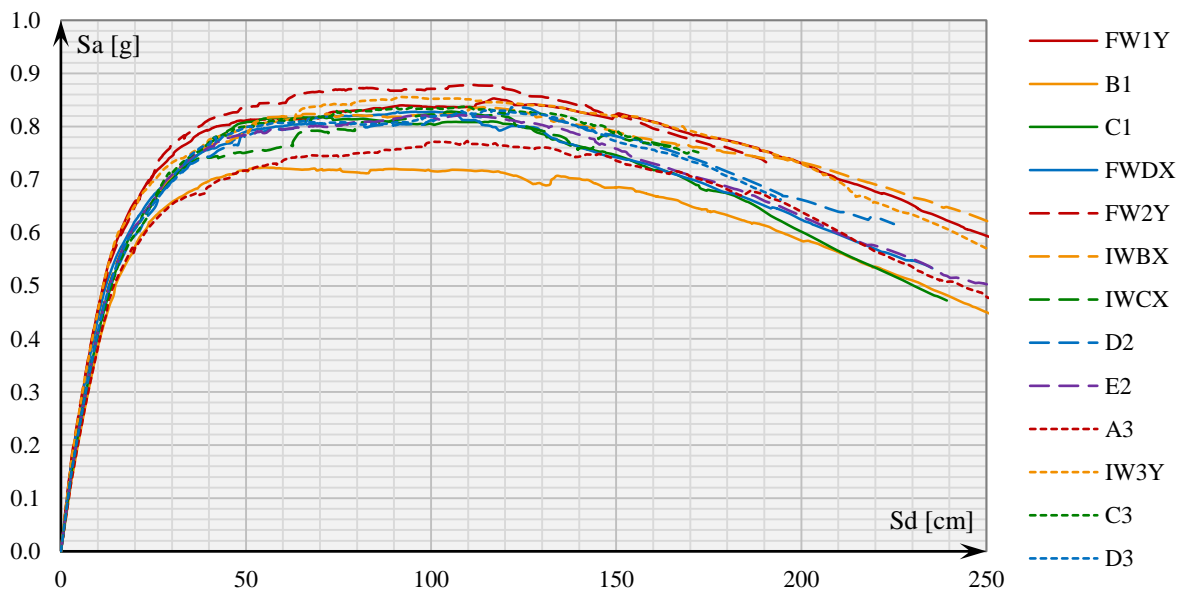


График 42 – Криве капацитета за М1 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац)

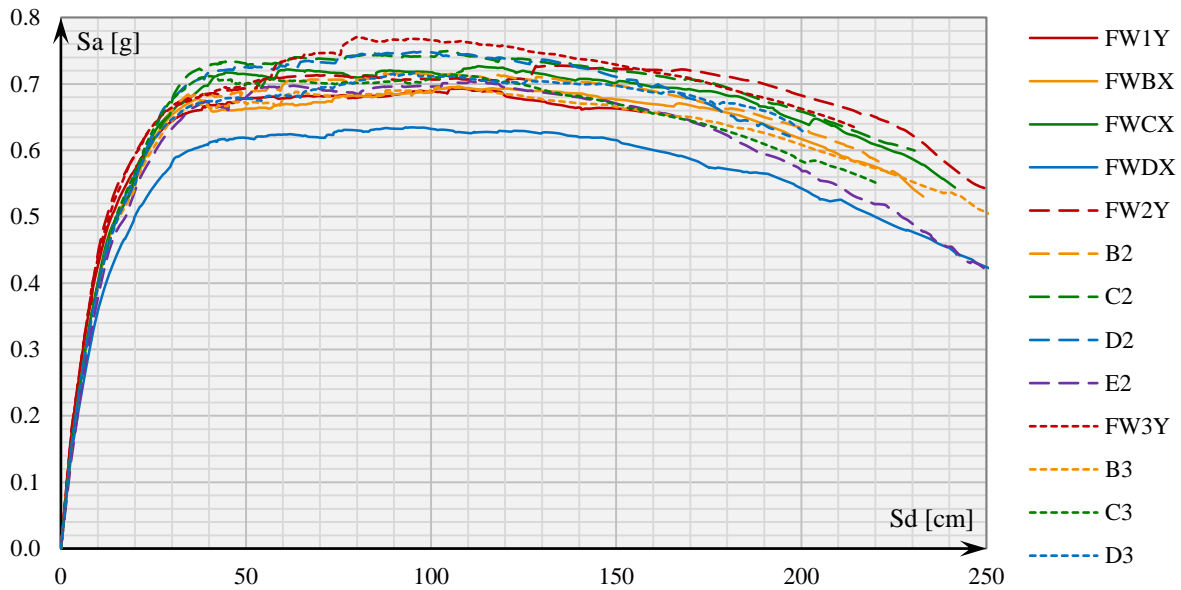


График 43 – Криве капацитета за M2 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац)

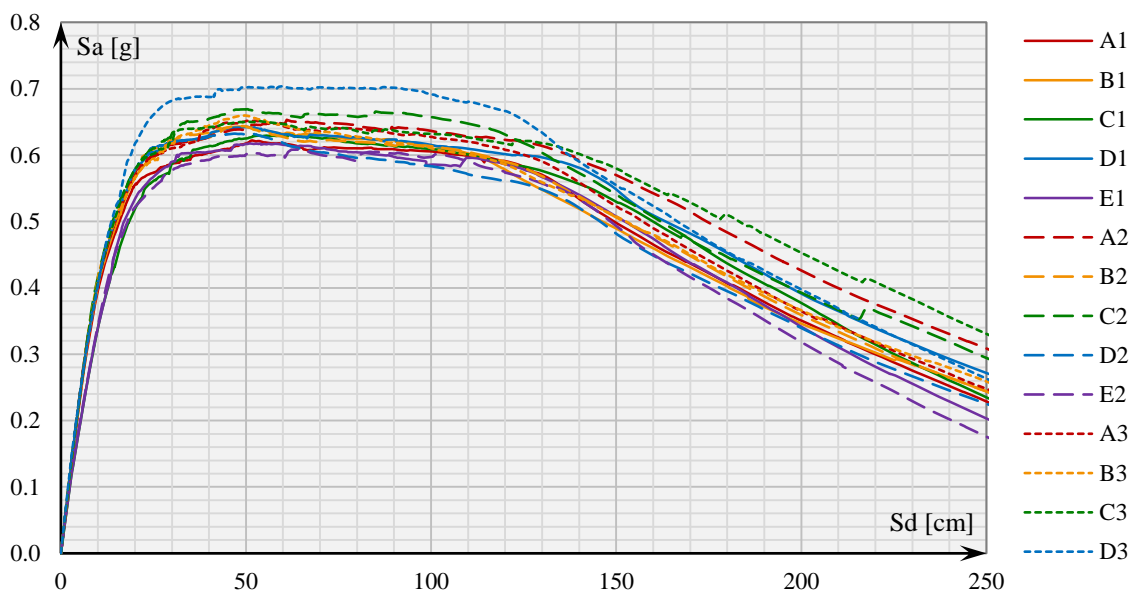
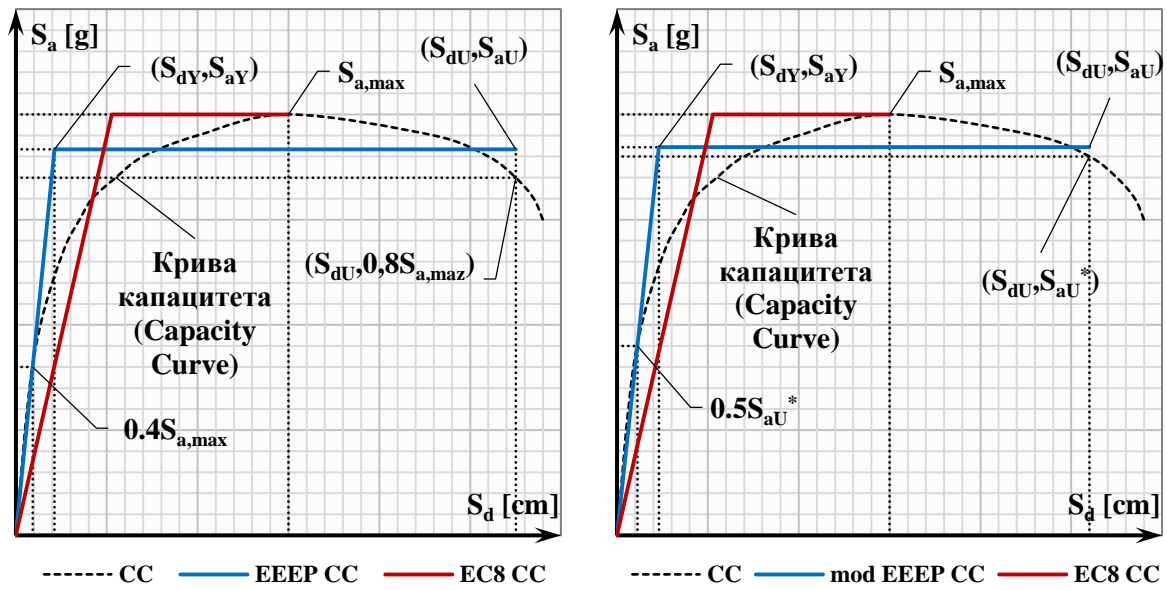


График 44 – Криве капацитета за M3 за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената, за модалну расподелу оптерећења (Y правац)

Будући да коефицијент конверзије померања γ износи 1.59-1.63 у X и 1.42-1.45 у Y правцу, однос померања MDOF система је практично исти као и однос спектралних померања SDOF система. Добијене криве капацитета су апроксимирани би-линеарним кривама, које су добијене применом две методе засноване на принципу еквивалентне енергије, што подразумева да површине „испод“ функција кривих буду једнаке површинама њихових би-линеарних апроксимација на интервалу $S_d = [0, S_{du}]$. Прва метода (EC8) је описана у EN1998-1 (2005), а друга у (Mohamed и др., 2014). Начин примене методе апроксимације криве капацитета EEEP (eng. *Equivalent Energy Elasto-Plastic capacity curve*) (Mohamed и др., 2014) и њена модификација (*mod EEEP*), када је тачка граничног капацитета одређена инжењерском проценом, приказане су заједно са методом апроксимације датом у EN1998-1 (2005), на слици 40.

7.3.2. Апроксимација кривих капацитета би-линеарним функцијама



Слика 40 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EC8 (EN1998-1, 2005), EEEP (лево) (Mohamed и др., 2014) и mod EEEP (десно) за M1 и X правцу

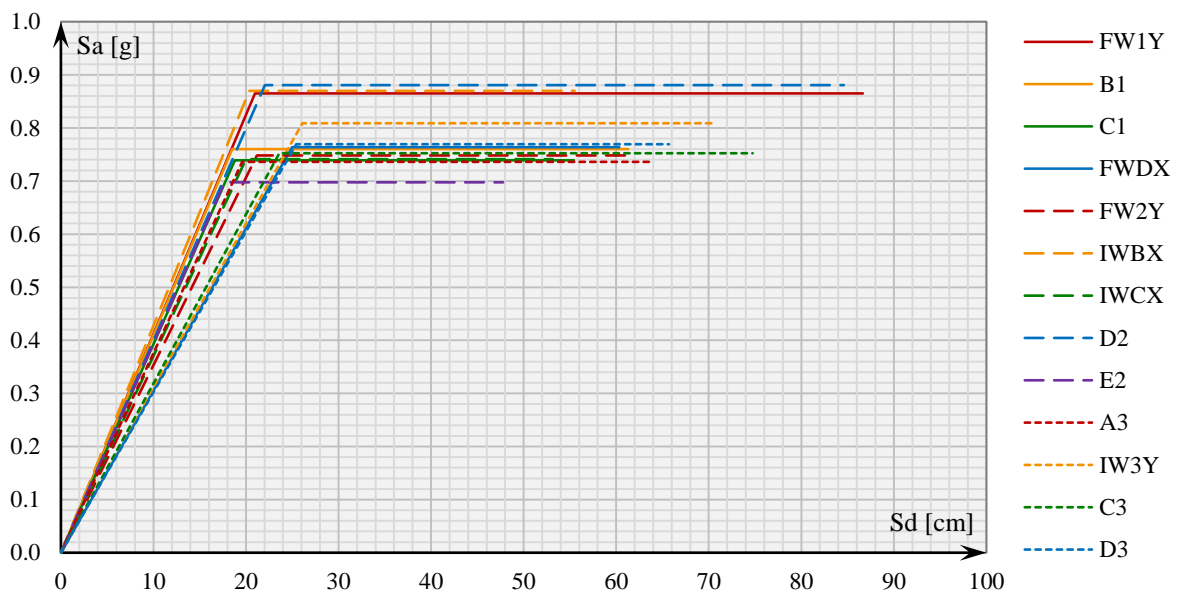


График 45 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за M1 и X правцу

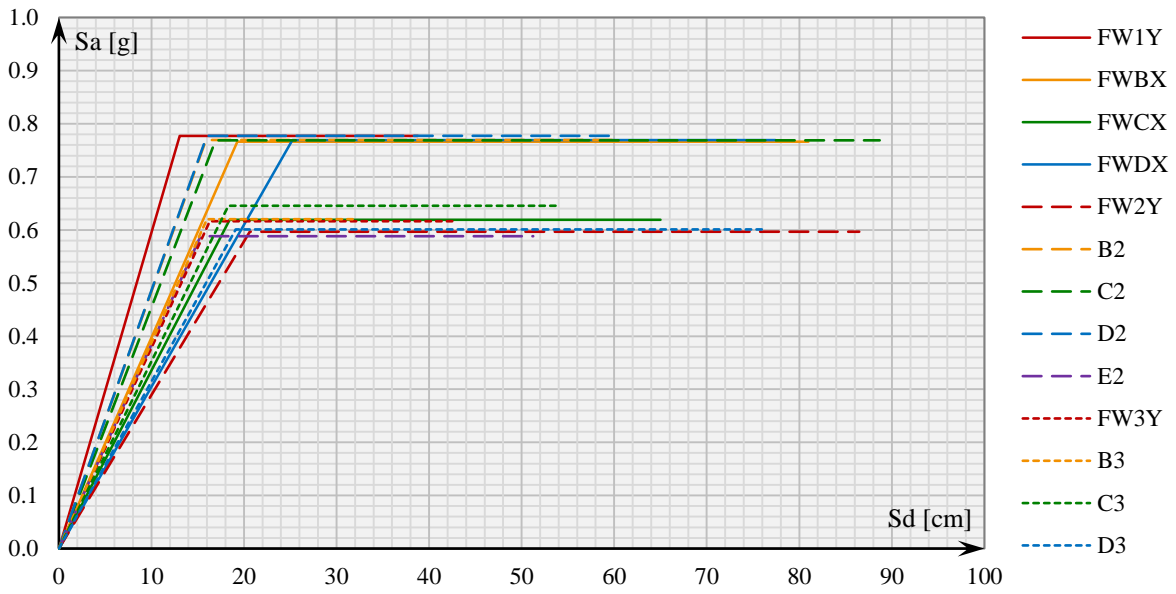


График 46 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за M2 у X правцу

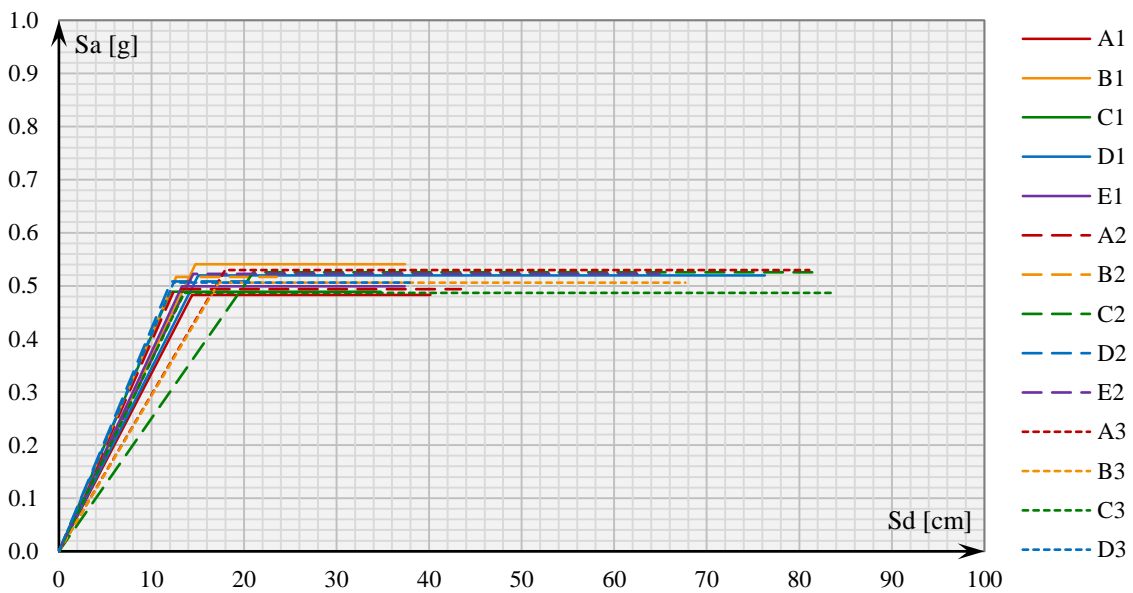


График 47 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за M3 у X правцу

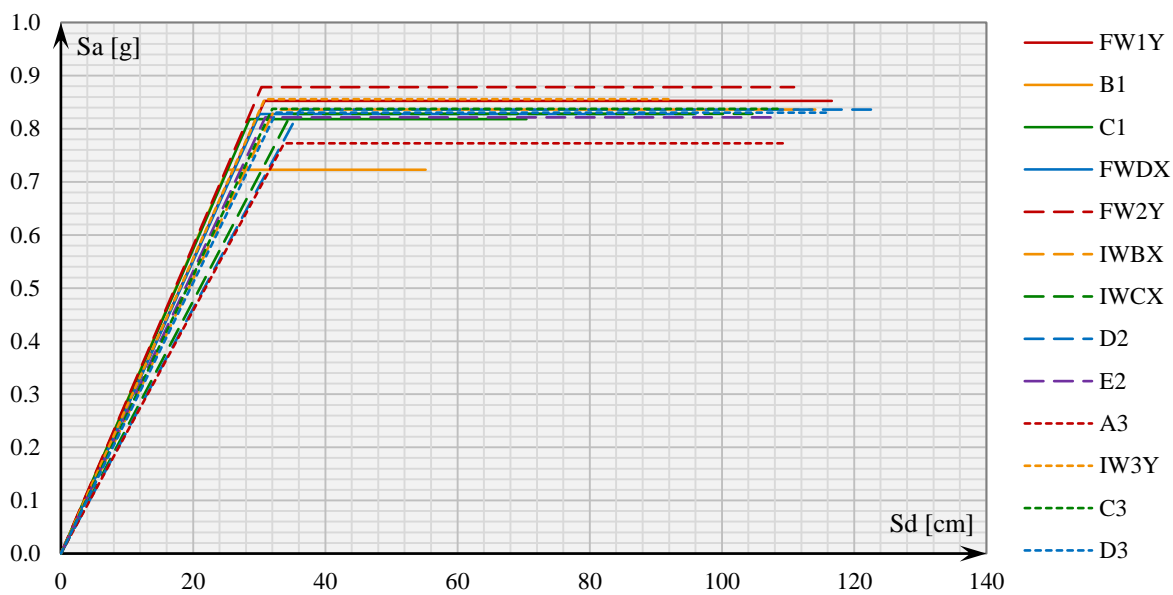


График 48 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М1 у У правцу

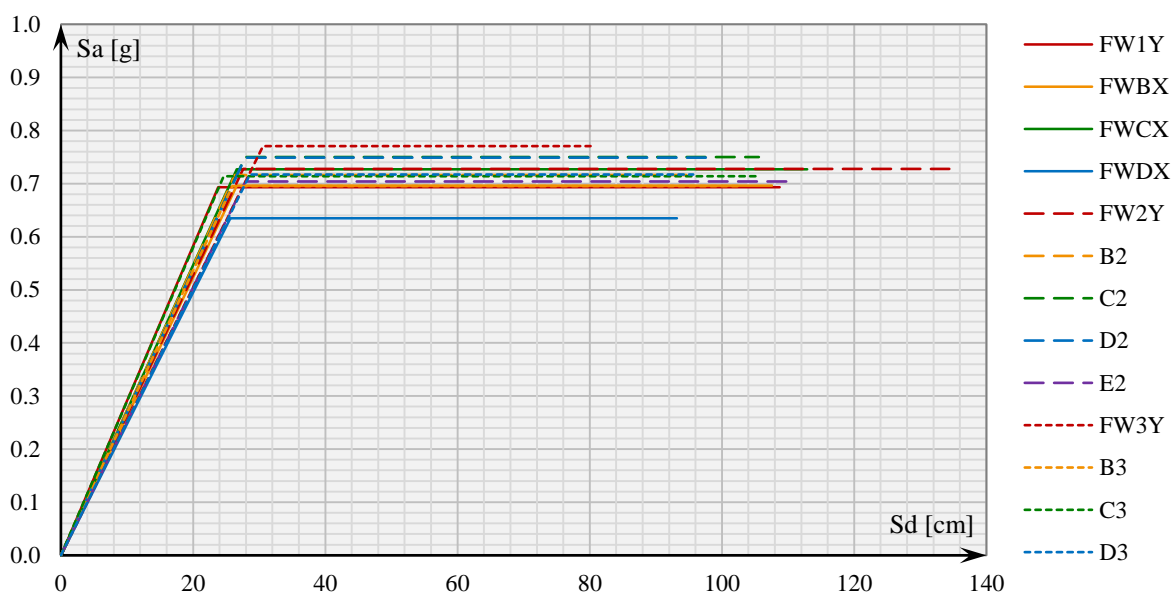


График 49 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М2 у У правцу

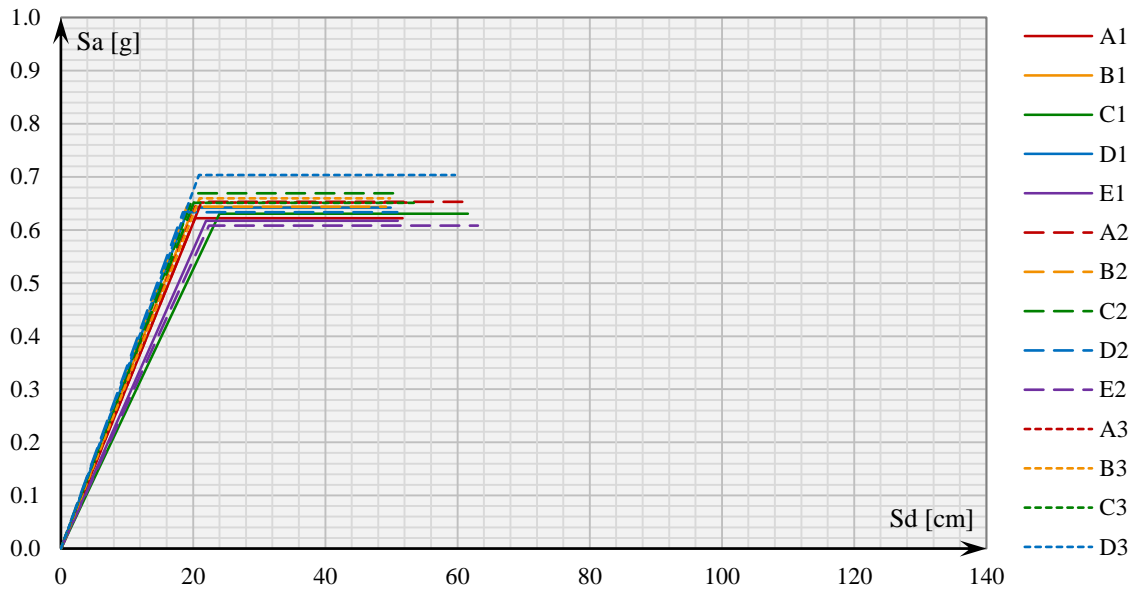


График 50 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета према EN1998-1 (2005) за М3 у У правцу

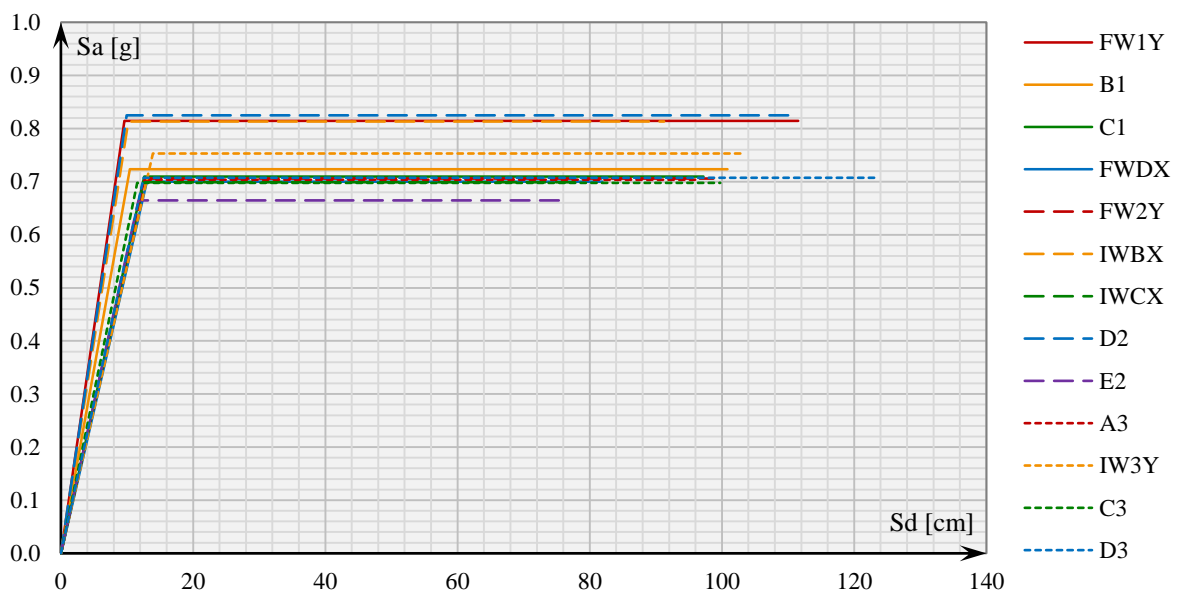


График 51 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М1 у Х правцу

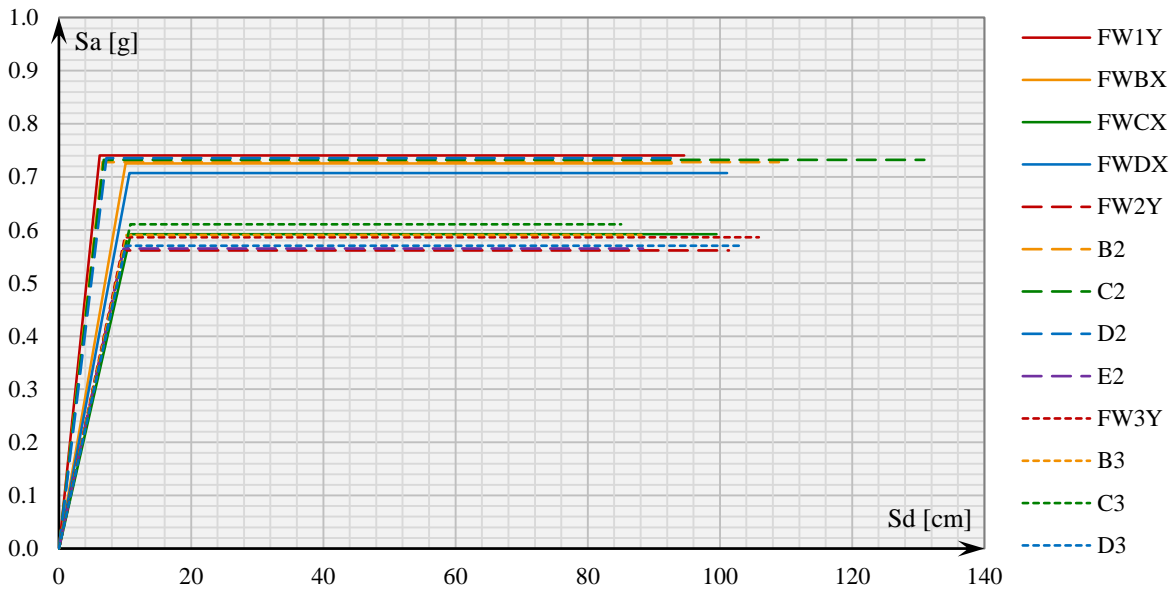


График 52 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М2 у Х правцу

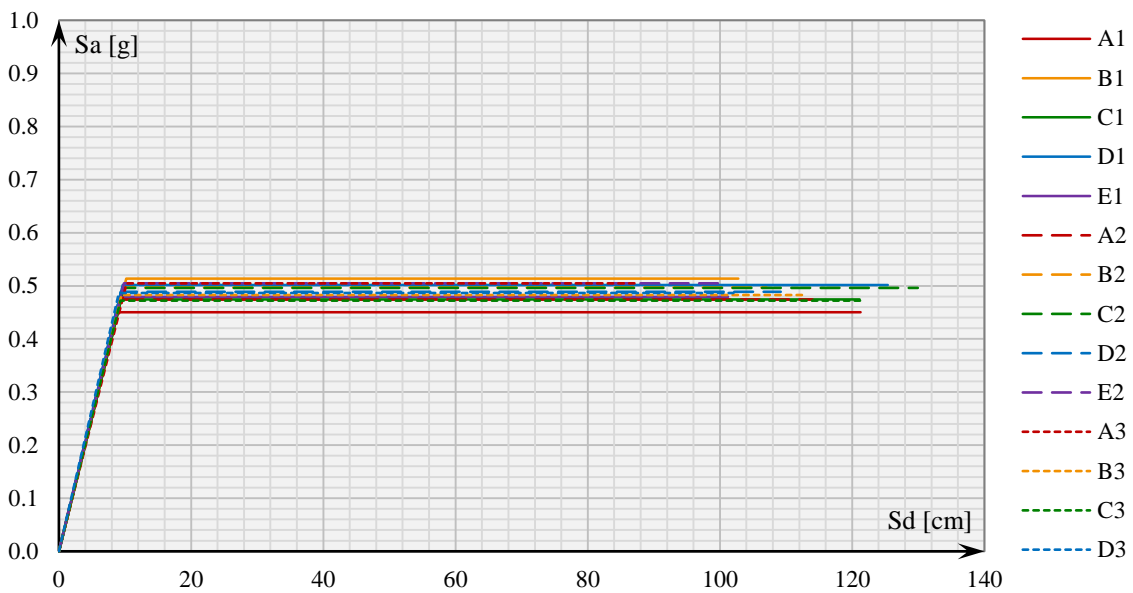


График 53 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за М3 у Х правцу

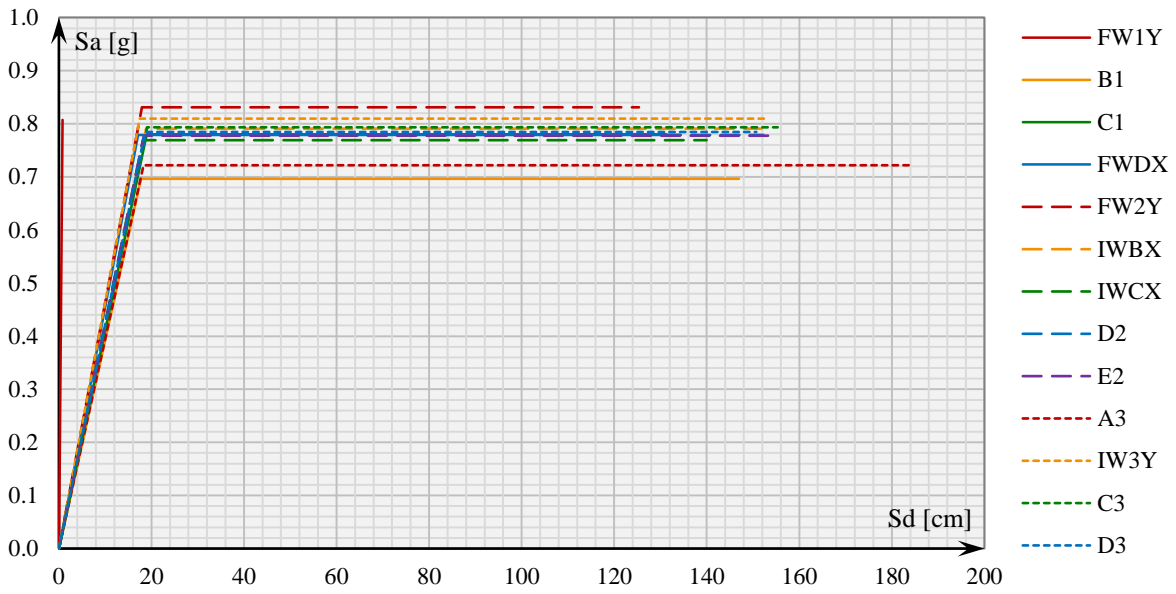


График 54 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за M1 у Y правцу

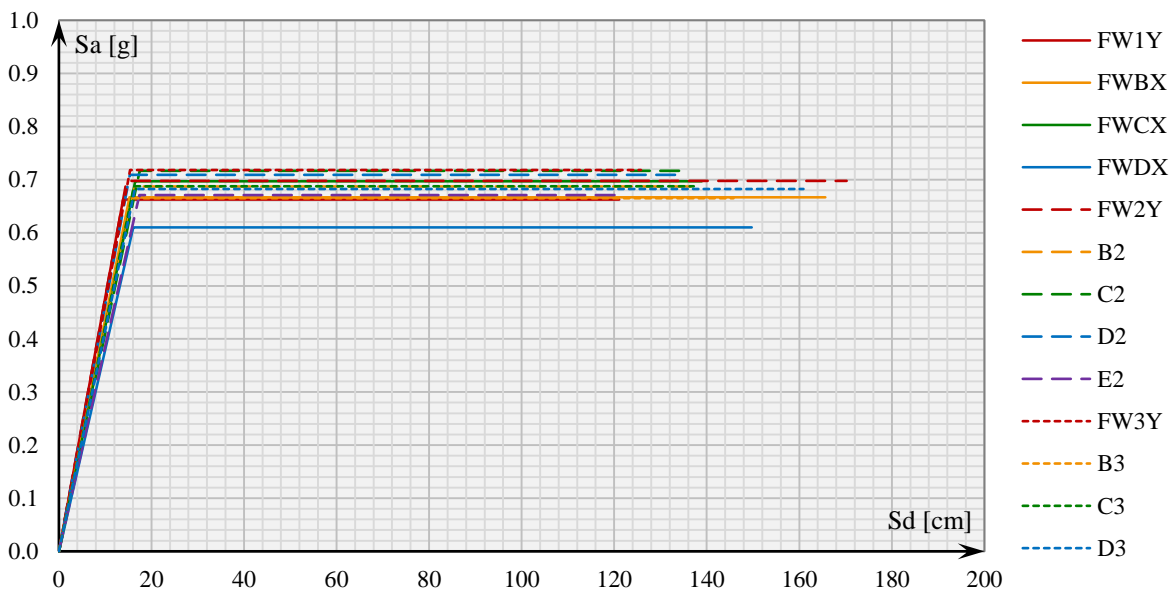


График 55 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за M2 у Y правцу

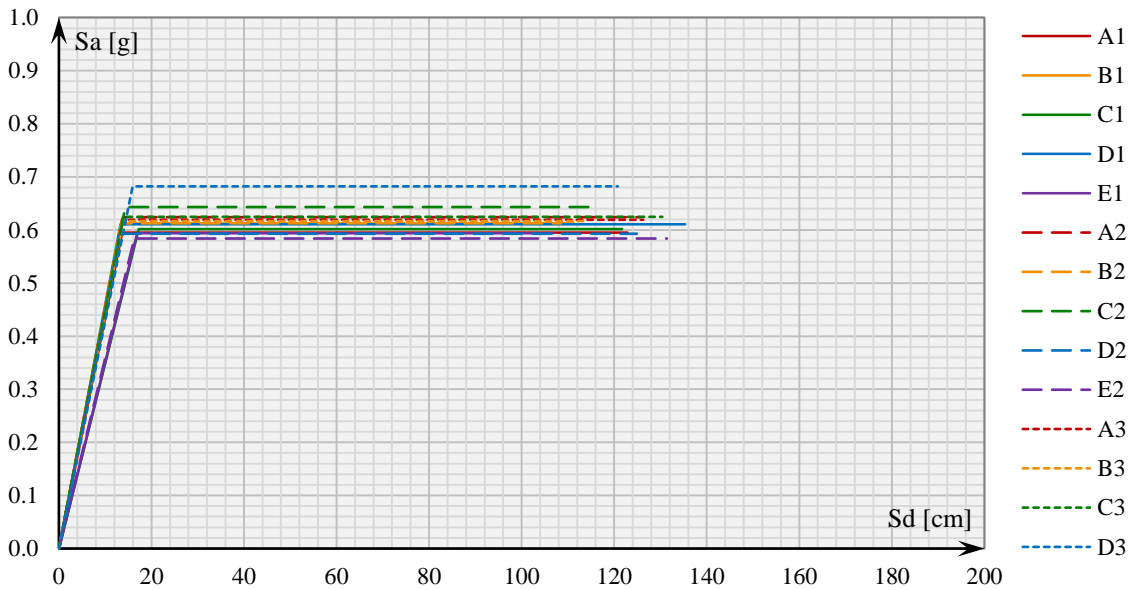


График 56 – Би-линеарна апроксимација кривих капацитета као *mod EEEP* кривих за M3 у Y правцу

7.3.3. Компарација одговора система по позицијама уклоњених елемената

Осим потребе да се проблем хоризонталне отпорности три анализирана система сагледа применом компаративне анализе кривих повредљивости, могуће је извршити и компарацију хоризонталног понашања система за сваки од усвојених сценарија губитка вертикалних елемената. На графицима 57 – 70 су приказане криве капацитета за сваки од сценарија уклањања вертикалних елемената, за сва три модела, за обе методе апроксимације кривих капацитета.

У већини случајева, за оба главна правца, може се успоставити релација између одговора система са уклоњеним елементима за сваки појединачни сценарио, која гласи $M1 > M2 > M3$. Међутим, за појединачне сценарије је евидентан пад у јачини одговора система појединих модела, и за њих се ова релација не може користити.

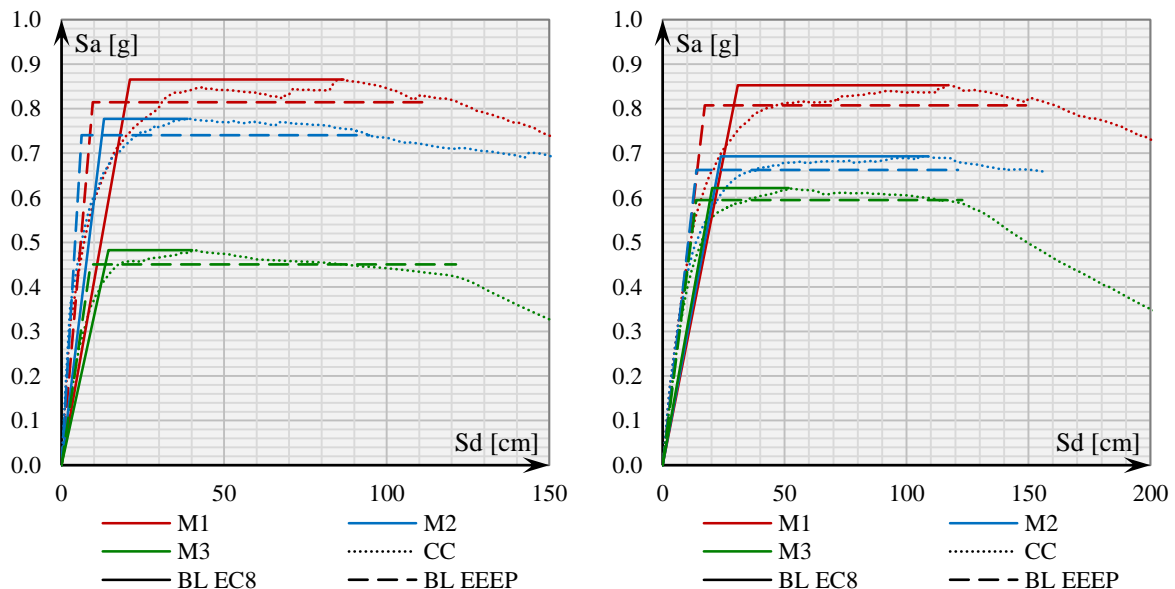


График 57 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио A1/FW1Y у X (лево) и Y правцу (десно)

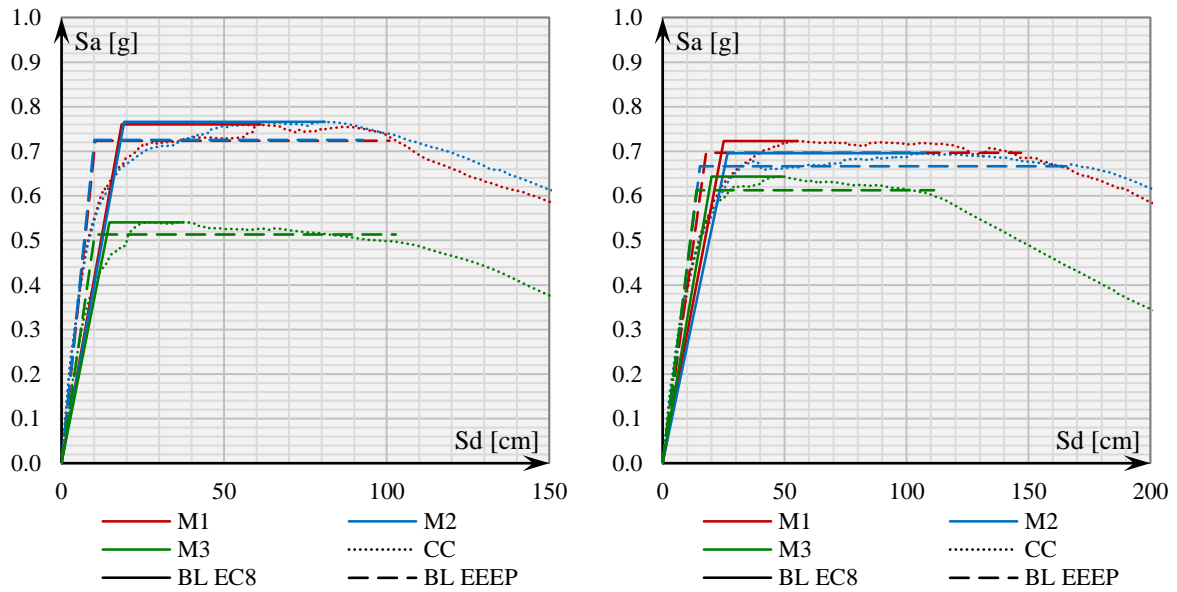


График 58 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио V1/FWBX у X (лево) и Y правцу (десно)

Ово су случајеви за M1 и сценарио V1/FWBX, у ком у оба правца долази до израженог пада у перформансама, у односу на друга два модела, док у X правцу долази чак и до преклапања кривих капацитета (график 58).

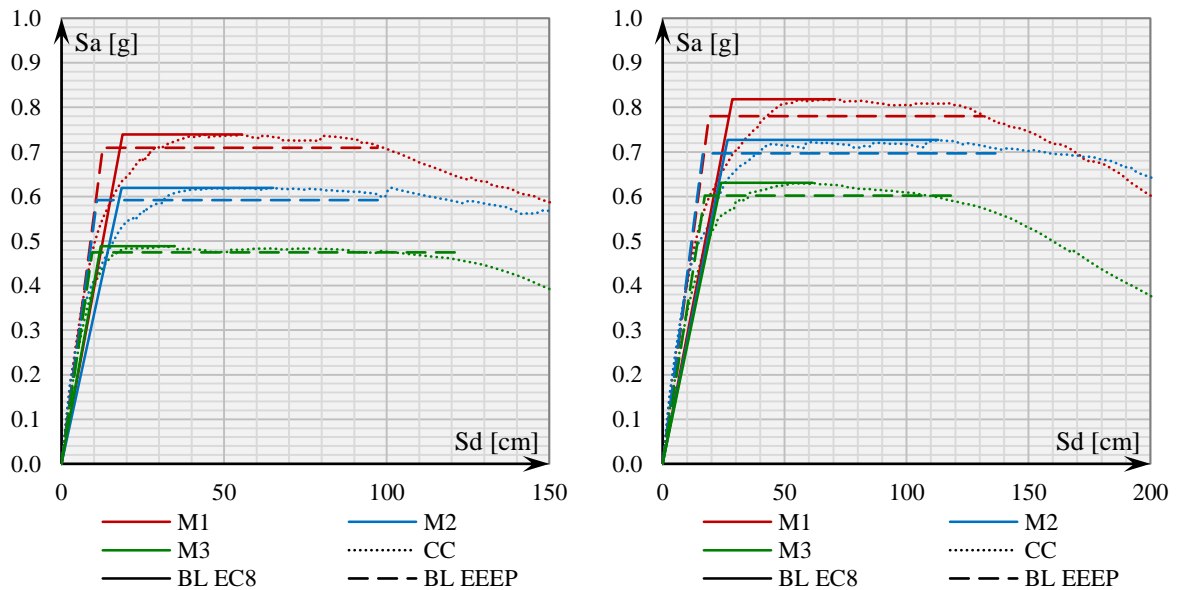


График 59 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио C1/FWCX у X (лево) и Y правцу (десно)

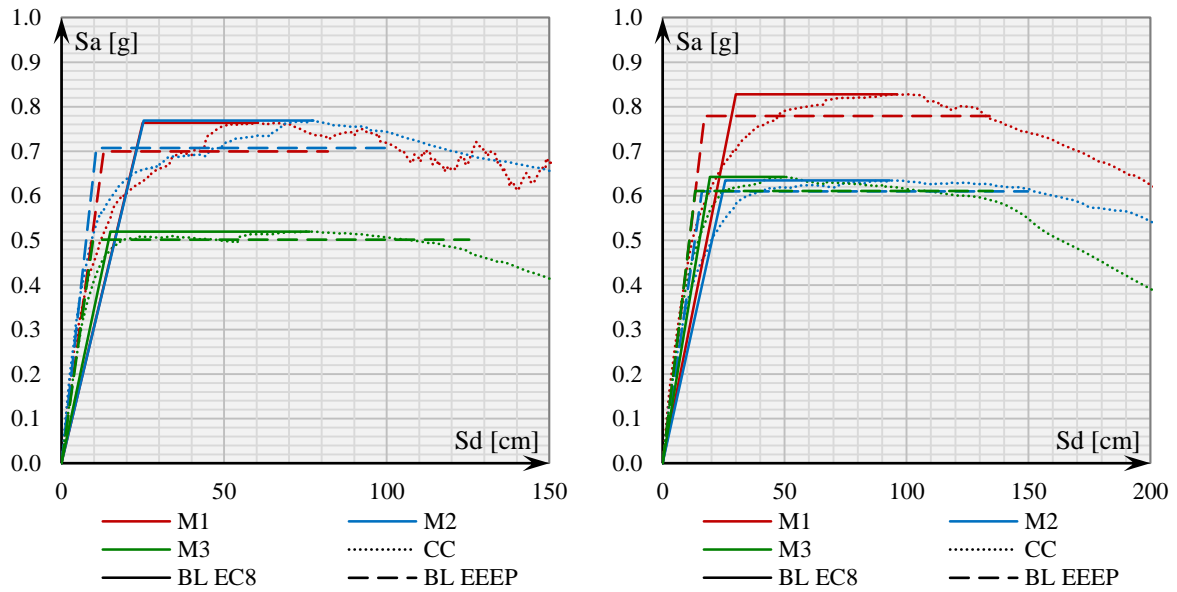


График 60 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D1/FWDX у X (лево) и Y правцу (десно)

У случају M1 за сценарио D1/FWDX, изражен је пад перформанси система након уклањања ивичног дела зида у X правцу, док се у случају уклањања стуба у M2 бележи знатан пад перформанси објекта у Y правцу, у односу на друга два модела.

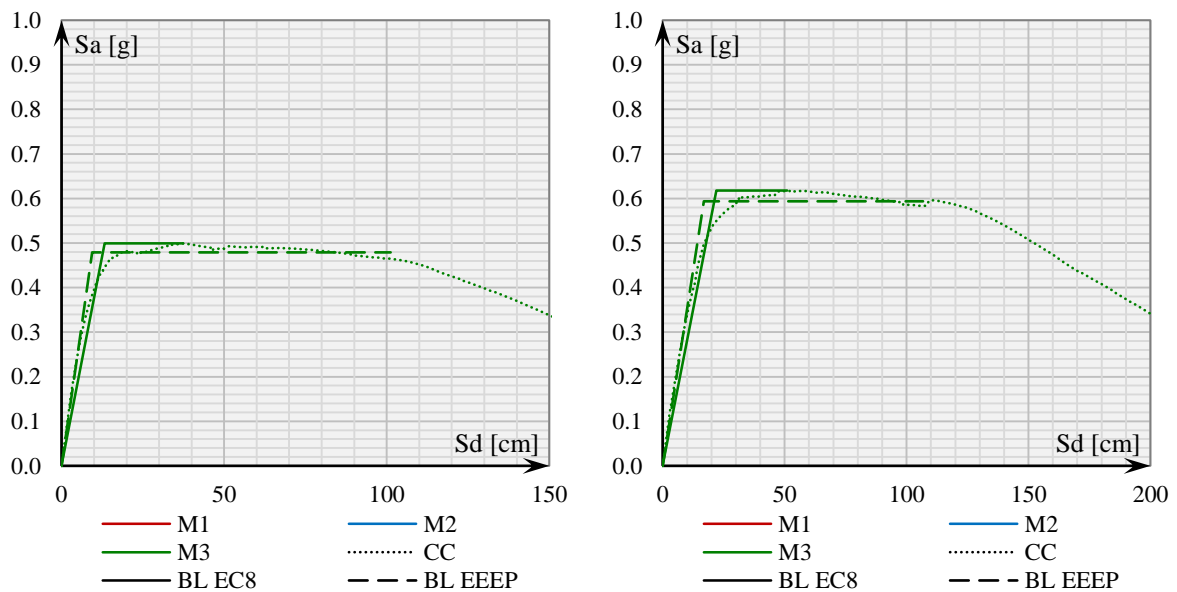


График 61 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио E1 у X (лево) и Y правцу (десно)

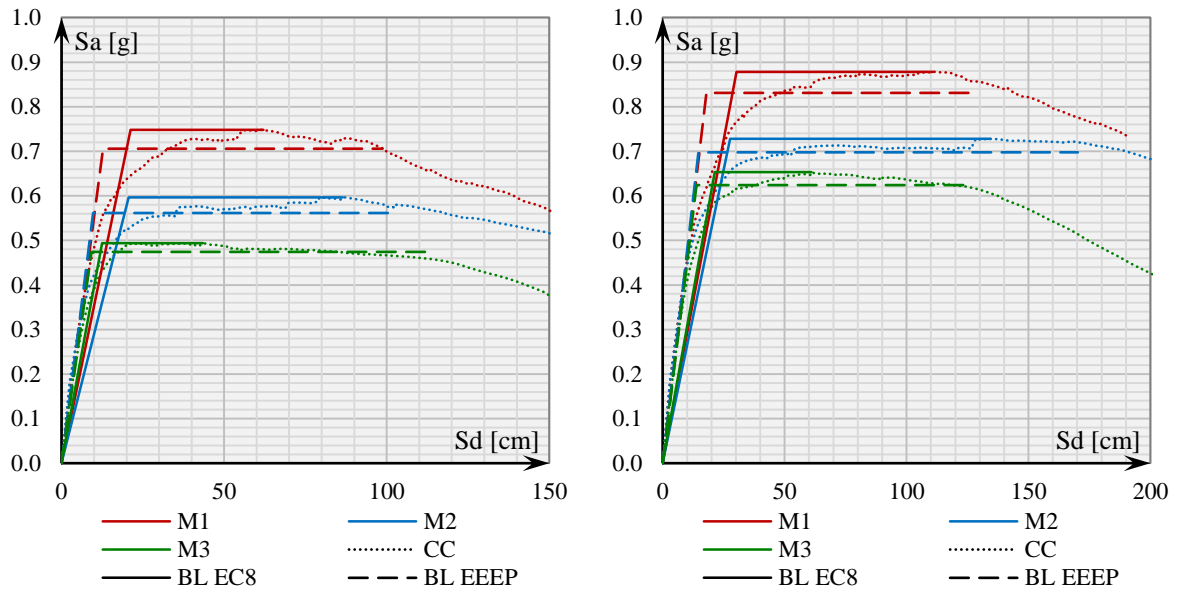


График 62 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио A2/FW2Y у X (лево) и Y правцу (десно)

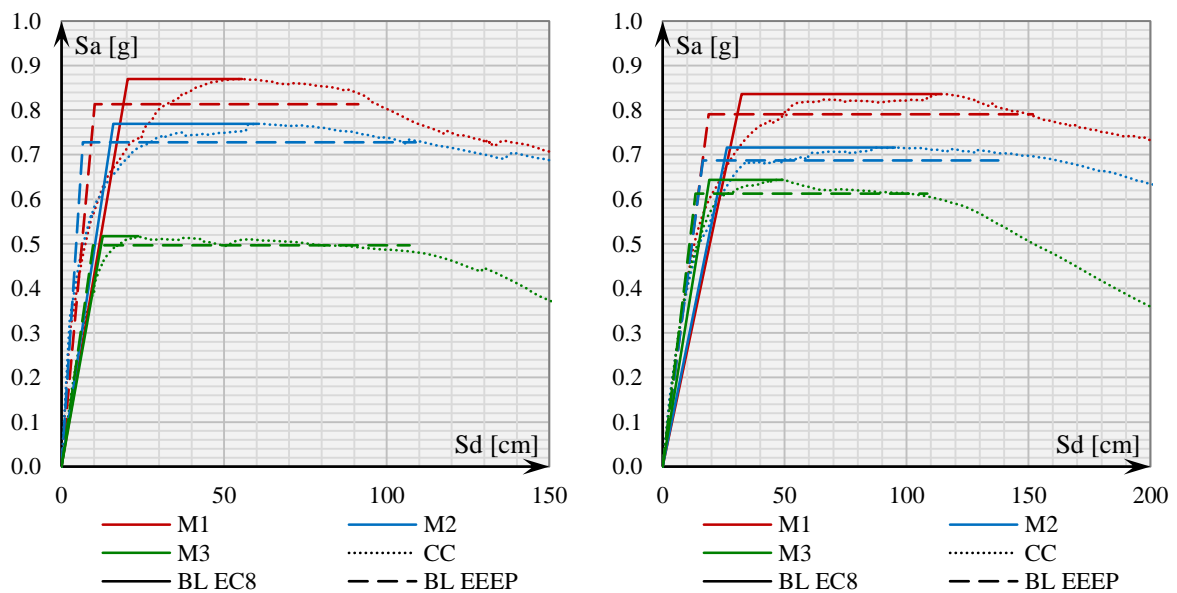


График 63 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио B2/IWBX у X (лево) и Y правцу (десно)

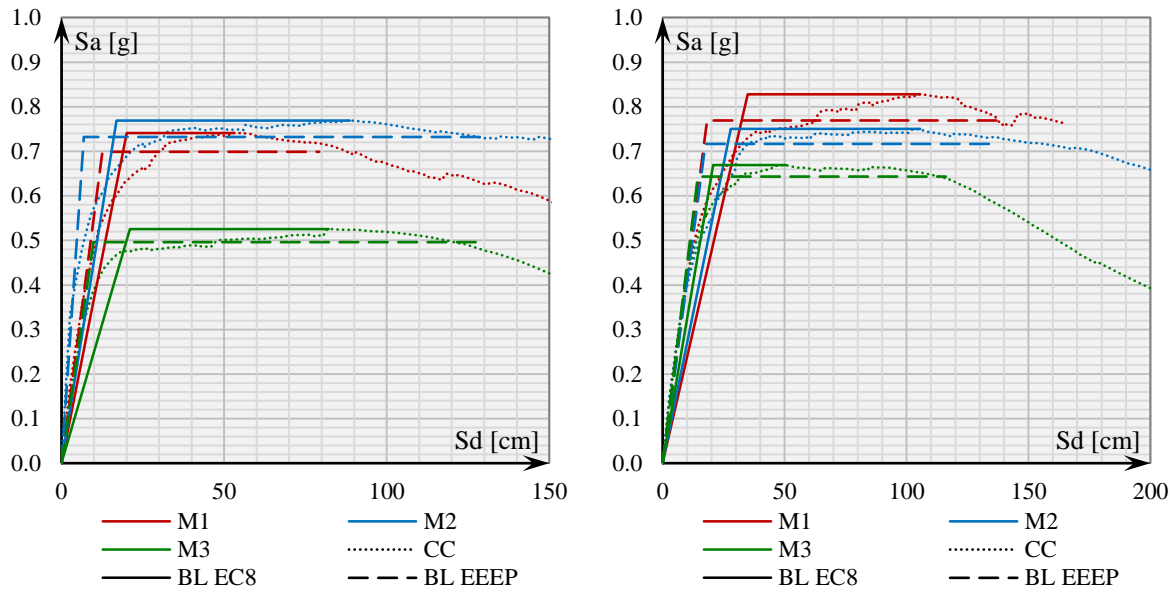


График 64 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио C2/IWCX у X (лево) и Y правцу (десно)

У случају M1 за сценарио C2/IWCX, изражен је пад перформанси система након уклањања ивичног дела зида у X правцу, док се у у Y правцу не могу приметити знатне разлике у горе наведеном поретку између одговора конструкција.

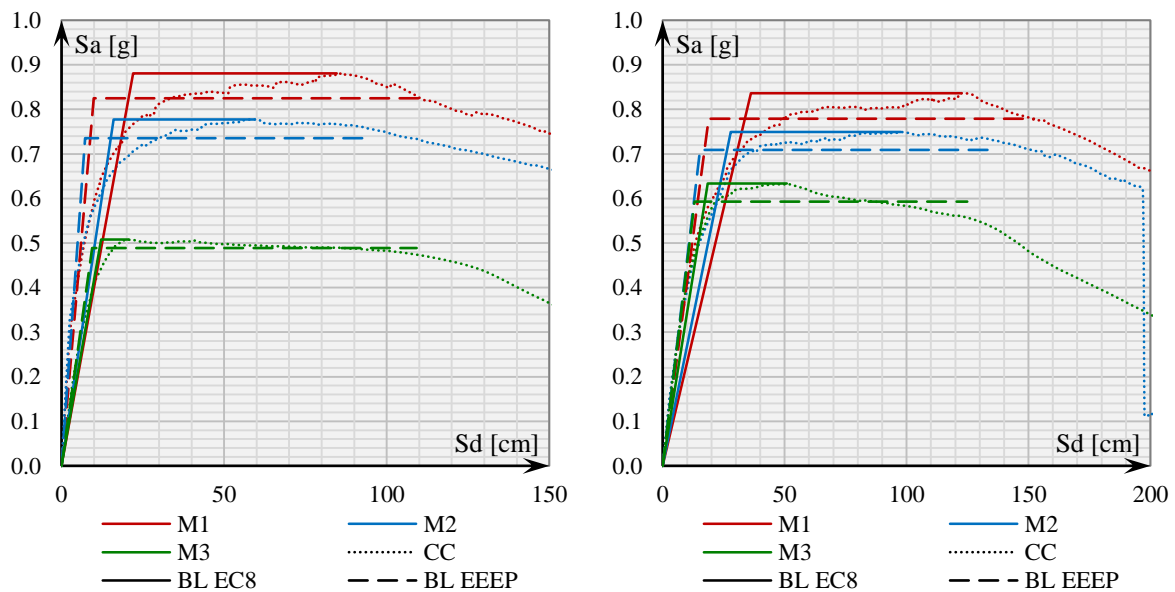


График 65 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D2 у X (лево) и Y правцу (десно)

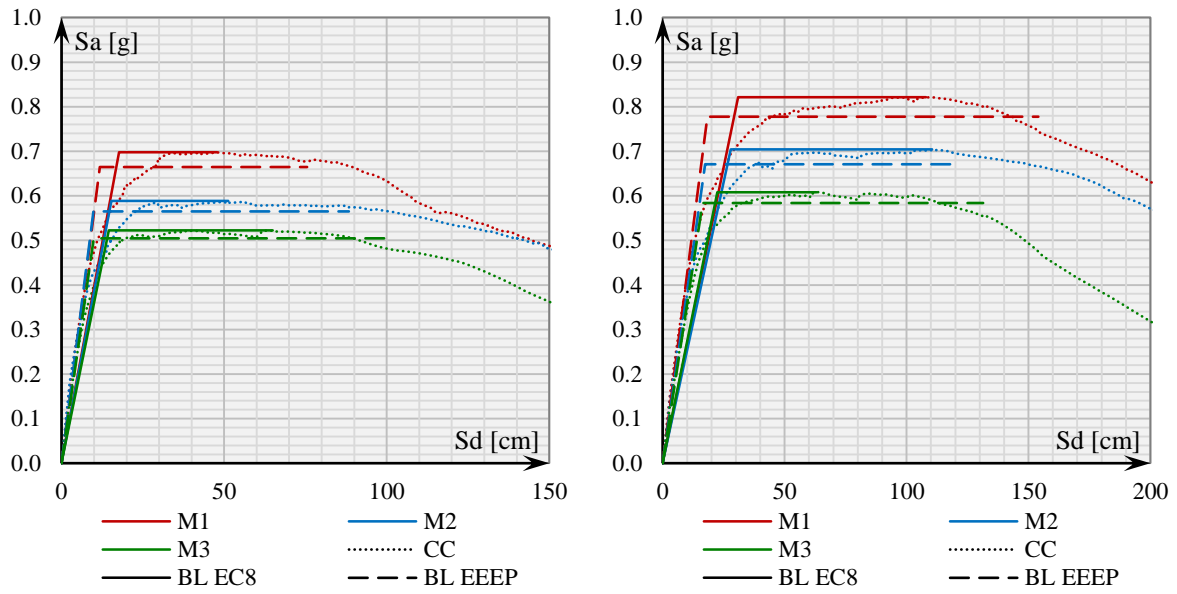


График 66 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио E2 у X (лево) и Y правцу (десно)

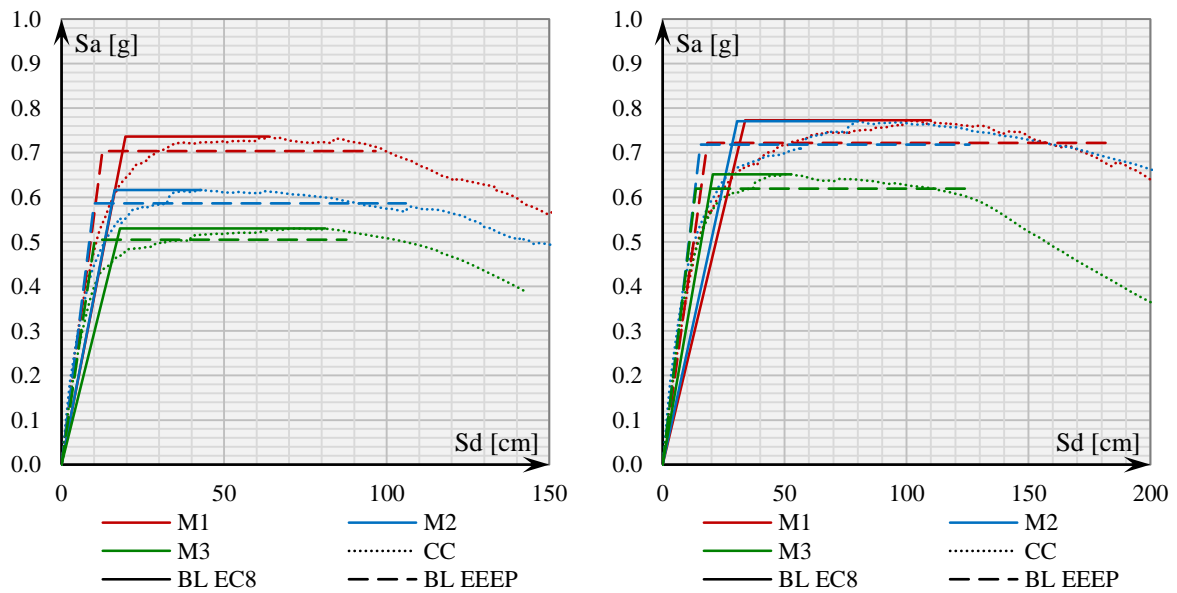


График 67 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио A3/FW3Y у X (лево) и Y правцу (десно)

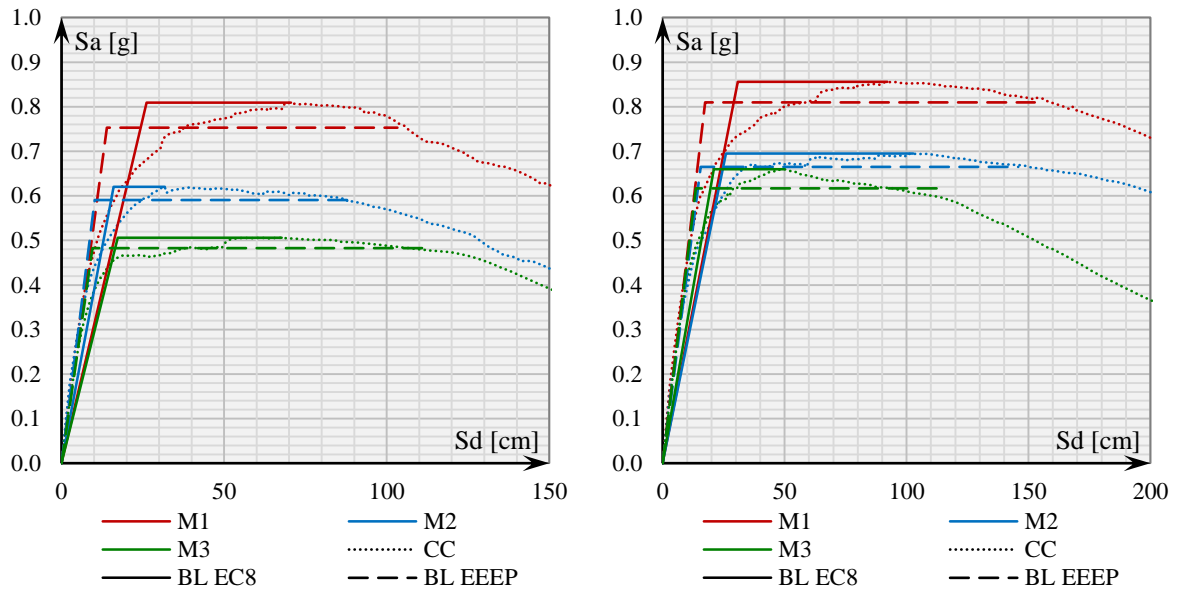


График 68 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио В3/ИВ3У у Х (лево) и У правцу (десно)

У случају М2 за сценарио В3/ИВ3У, изражен је пад перформанси система након уклањања ивичног дела зида у У правцу, док се у Х правцу не могу приметити знатне разлике у горе наведеном поретку између одговора конструкција.

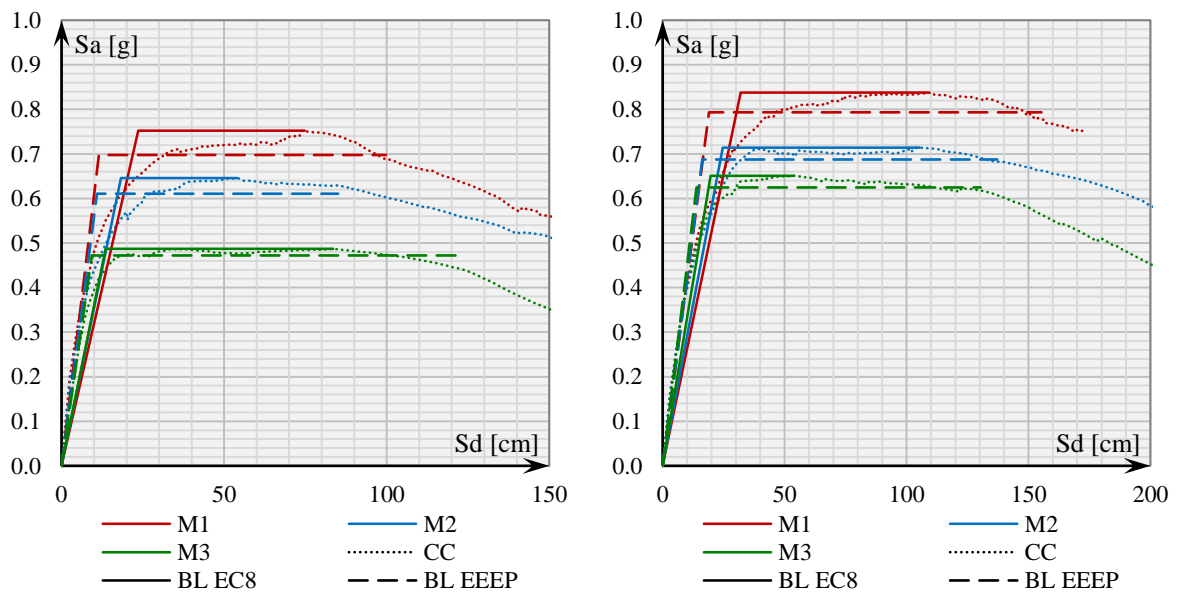


График 69 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио С3 у Х (лево) и У правцу (десно)

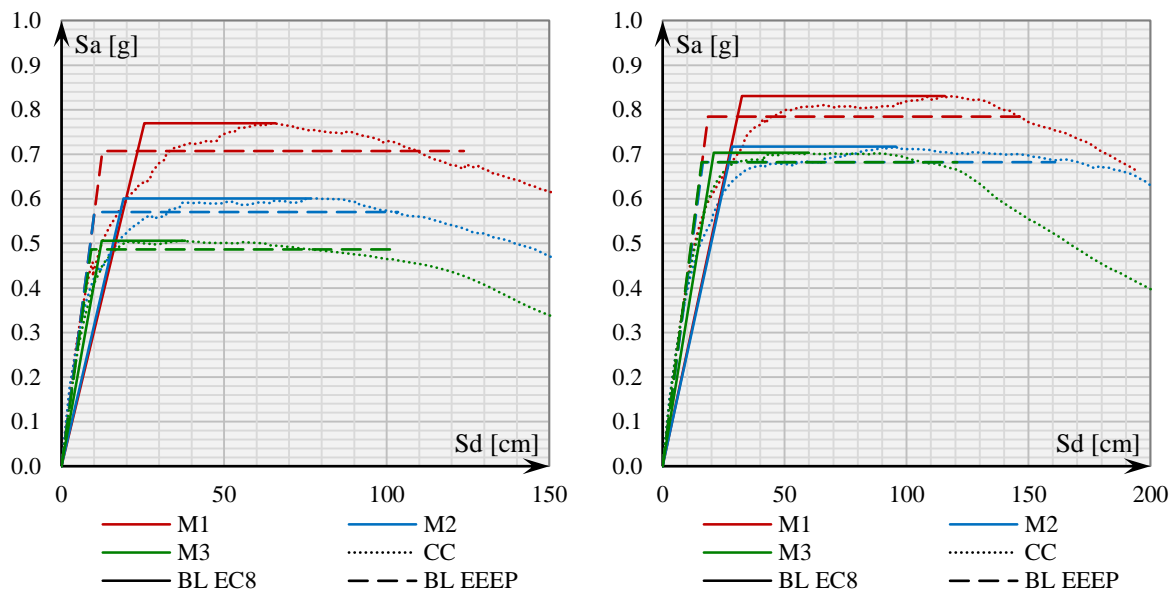


График 70 – Криве капацитета и њихове би-линеарне апроксимације за сценарио D3 у X (лево) и Y правцу (десно)

У случају M2 за сценарио D3, изражен је пад перформанси система након уклањања стуба у Y правцу, док се у X правцу не могу приметити знатне разлике у горе наведеном поретку између одговора конструкција.

На основу наведеног, може се закључити, да одстрањивање ивичних елемената зидова, заиста има израженији утицај у перформансама система, када се посматрају њихове карактеристике из угла понашања за исте усвојене сценарије.

На основу резултата прорачуна, може се закључити да постоји одређена варијабилност у добијеним вредностима S_a , за различите сценарије уклањања вертикалних елемената у свим моделима, при апроксимацији кривих капацитета би-линеарним EC8 CC кривама капацитета. Оно што се такође може приметити на графицима 71 – 73, је да се отпорност или одговор система из аспекта вредности спектралног убрзања S_a , може описати релацијом $M1^{S_a} > M2^{S_a} > M3^{S_a}$.

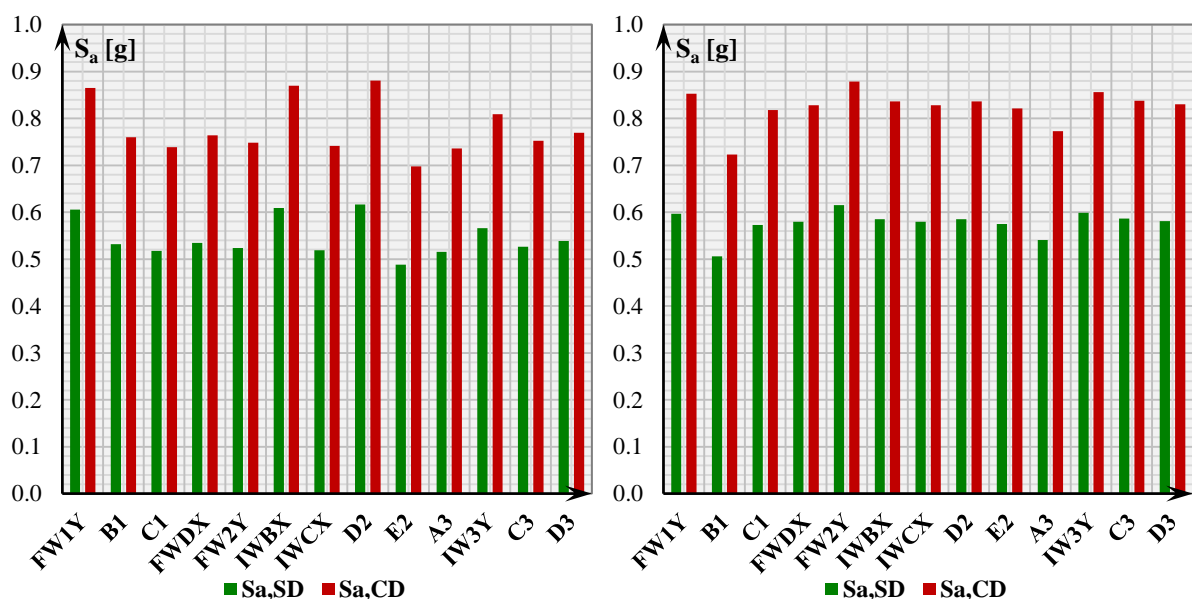


График 71 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M1 у X (лево) и Y правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета

У случају анализе модела М1 у Х правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије В1, С1, FWDX, FW2Y, IWCX, E2, А3, док је у Y правцу, то случај за сценарије В1, А3. Док је у случају анализе за Х правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида приметна, она се не види у случају анализе за Y правац. Такође, слабији одговори система у Х правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи АБ зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању два стуба, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

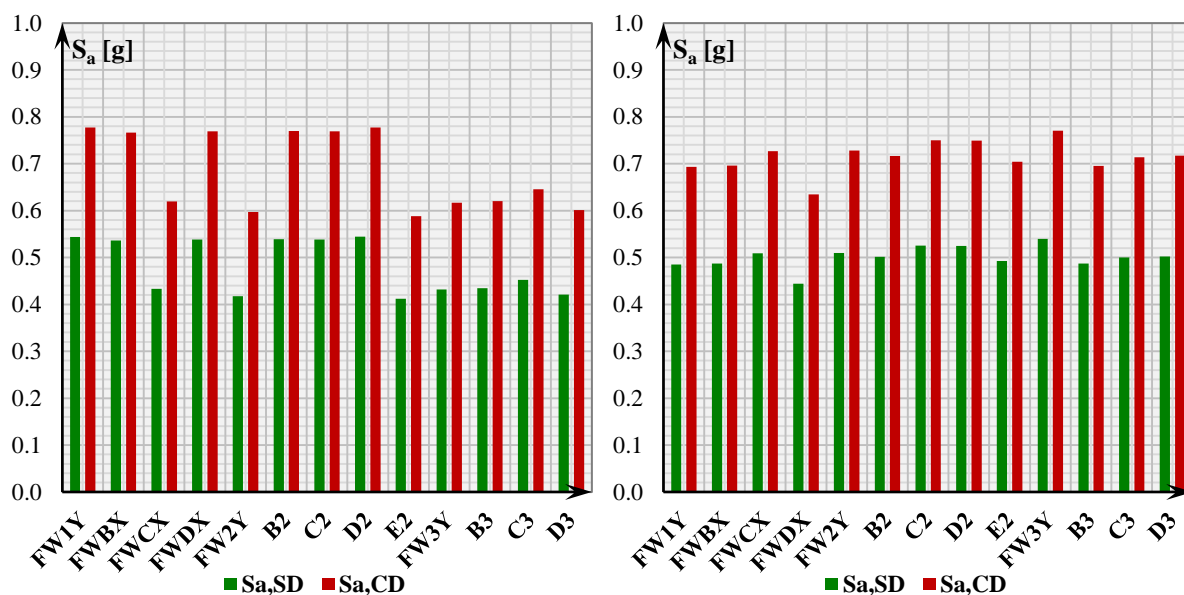


График 72 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M2 у X (лево) и Y правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета

У случају анализе модела М2 у Х правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије FWcX, FW2Y, E2, FW3Y, B3, C3, D3, док је у Y правцу, то случај за сценарије FWDX, E2, B3. У случају анализе за Х правац, осим за сценарио FWcX очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида није приметна, а она се не види ни у случају анализе за Y правац. Слабији одговори система у Х правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи АБ зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању два стуба и једног елемента зида, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

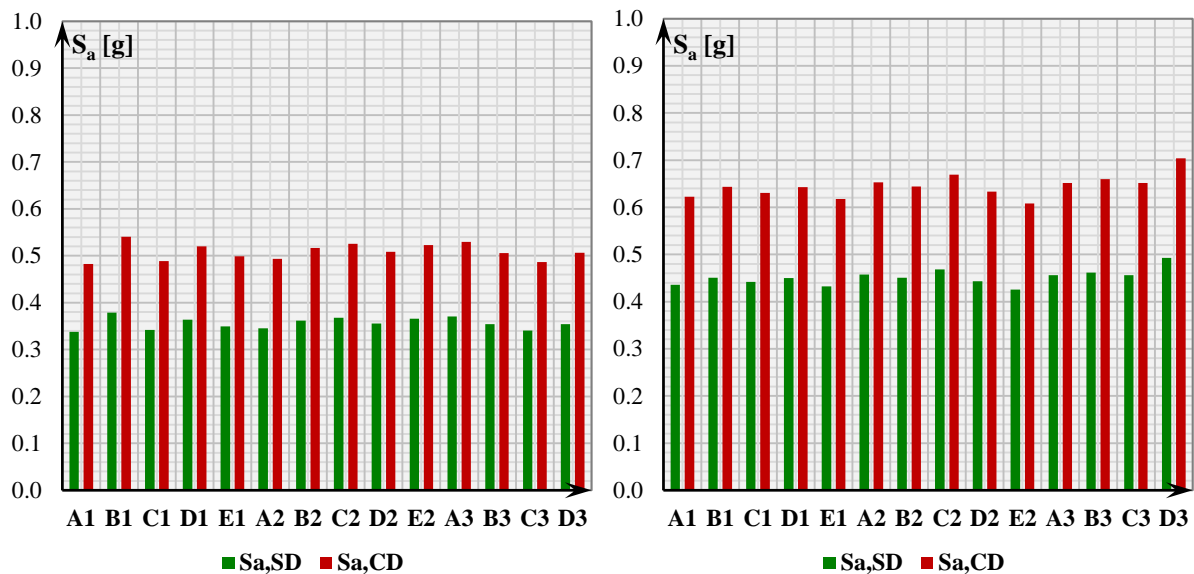


График 73 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за $M3$ у X (лево) и Y правцу (десно), на $EN1998-1$ (2005) кривама капацитета

У случају анализе модела $M3$ у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије $A1$, $C1$, $C3$, док је у Y правцу, то случај за сценарије $A1$, $E1$, $E2$. У случају анализе за X правац, осетљивост конструкције при уклањању ивичног стуба, фасадног и унутрашњег стуба је приметна. Она се види у случају анализе за Y правац, за три сценарија, од којих један укључује одстрањивање ивичног стуба $A1$. За разлику од модела $M1$ и $M2$, у случају $M3$, приметан је неповољнији одговор конструкције на дејства у X правцу, у односу на Y правац.

Овакви резултати, могу навести на очигледан закључак да апроксимација би-линеарним $EC8$ кривама капацитета, у којој се посматра једино максимална вредност одговора из аспекта силе у основи зграде, односно максималне вредности спектралног убрзања S_a , занемаривањем облика криве капацитета, и њене деградације, не би требала се користити у прорачуну или би је макар требало узети са одређеном дозом скептицизма.

На основу резултата прорачуна, може се закључити да постоји знатно већа варијабилност у добијеним вредностима S_d , за различите сценарије уклањања вертикалних елемената у свим моделима, него што је то био случај за S_a , при апроксимацији кривих капацитета би-линеарним $EC8$ кривама капацитета. Оно што се такође може приметити на 71 – 73, је да се јасна правилност у компарацији модела, из угла отпорности или одговора система из аспекта вредности спектралног померања S_d , не може описати простом релацијом, као што је то био случај за вредности S_a . Оно што је јасно уочљиво је, да је $M3$ има најмање вредности спектралних померања, при којима долази до оштећења система, при чему су оне у случају $M1$ и $M2$ уједначене.

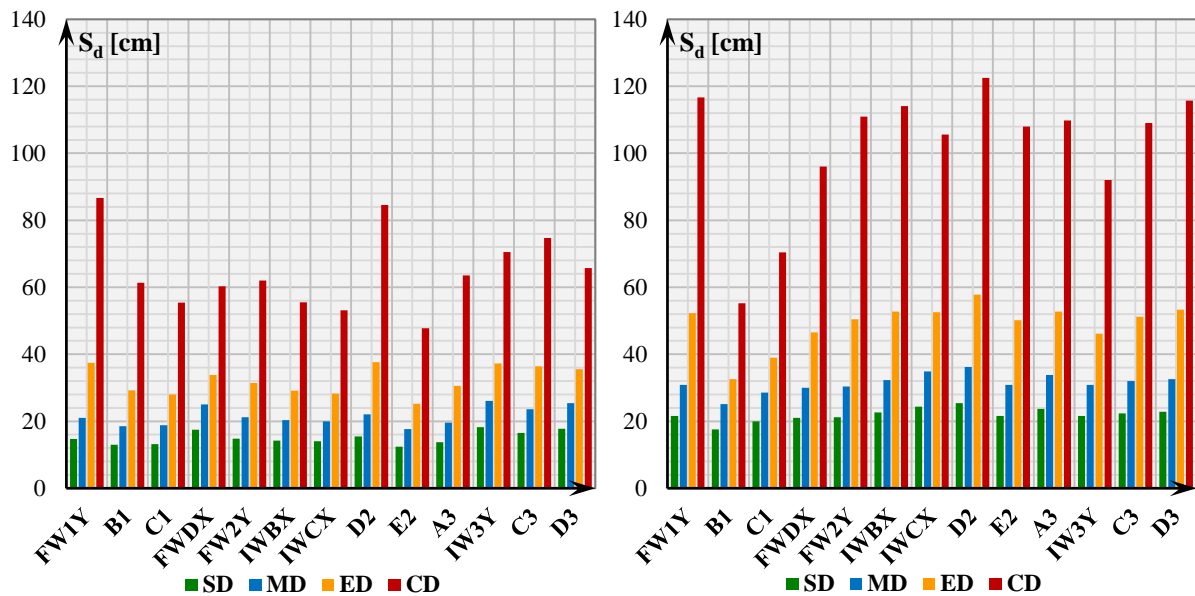


График 74 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M1 у X (лево) и Y правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета

У случају анализе модела M1 у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије B1, C1, FWDX, IWBX, IWCX, E2, што се у великој мери поклапа и са сценаријима за анализу спектралног убрзања (S_a), док је у Y правцу, то случај за сценарије B1, C1, FWDX, IW3Y. Док је у случају анализе за X правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида и фасадних стубова приметна, она се види и у случају одстрањивања појединих унутрашњих елемената, као и ивичног елемента зида у управном правцу. У случају анализе за Y правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида и фасадних стубова није испољена у очекиваној мери, посебно када су у питању ивични елементи зидова у Y правцу.

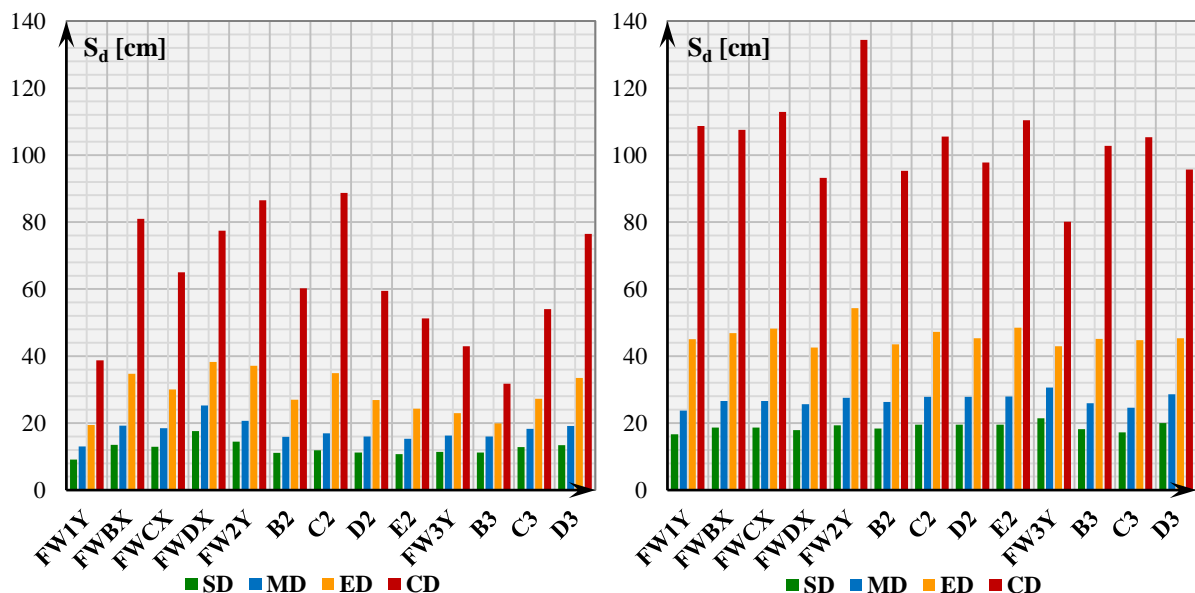


График 75 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M2 у X (лево) и Y правцу (десно), на EN1998-1 (2005) кривама капацитета

У случају анализе M2 у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије FW1Y, FWCX, B2, D2, E2, FW3Y, B3, C3 док је у Y правцу, то случај за сценарије FWDX, B2, D2, FW3Y. У случају анализе за X правац, приметна је осетљивост

конструкције за велики број сценарија уклањања ивичних елемената зидова и стубова, док је она слабија у случају анализе за Y правац. Слабији одговори система у X правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи AB зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању два стуба и два елемента зида, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

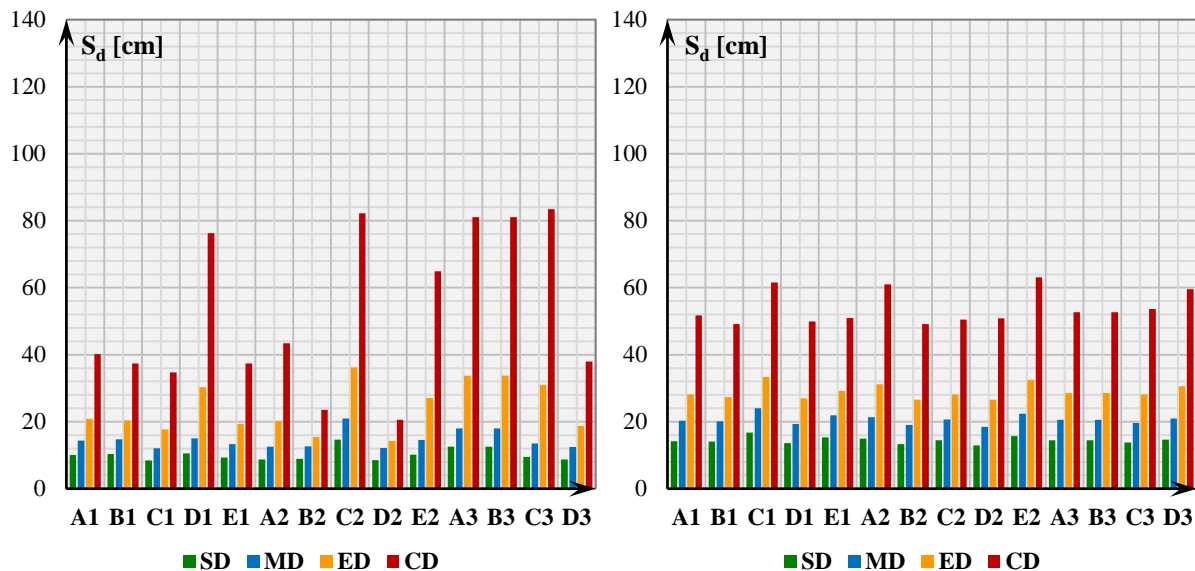


График 76 – Вредности S_d за сва стања оштећења за $M3$ у X (лево) и Y правцу (десно), на $EN1998-1$ (2005) кривама капацитета

У случају анализе модела $M3$ у X правцу, приметан је знатно слабији одговор конструкције, за све сценарије уклањања вертикалних елемената, осим за $D1$, $C2$, $E2$, $A3$, $B3$, $C3$, $D3$, док је у Y правцу, то случај у свим сценаријима губитка вертикалних елемената. У случају анализе за X правац, осетљивост конструкције при уклањању ивичног стуба, фасадних и унутрашњих стубова је приметна. Одговор је једино јачи у случају уклањања унутрашњих елемената. У случају анализе за Y правац, за слабост система је изражена за све сценарије, али је у случајевима $C1$, $A2$, $E2$, $D3$ систем ипак мало отпорнији. За разлику од модела $M1$ и $M2$, у којима је одговор система у X правцу, слабији у односу на Y правац у случају $M3$, приметни су или слабији или јачи одговори конструкције на дејства у X правцу, у односу на Y правац.

Будући да су вредности спектралних померања у директној зависности од вредности максималног спектралног убрзања сваке криве капацитета S_a , овакви резултати, могу навести на очигледан закључак да апроксимација би-линеарним $EC8$ кривама капацитета, у којој се посматра једино максимална вредност одговора из аспекта силе у основи зграде, занемаривањем облика криве капацитета, и њене деградације, не би требала се користити у прорачуну или би је макар требало узети са одређеном дозом скептицизма.

На основу резултата прорачуна, може се закључити да такође постоји одређена варијабилност у добијеним вредностима S_a , за различите сценарије уклањања вертикалних елемената у свим моделима, при апроксимацији кривих капацитета би-линеарним $mod\ EEEP$ кривама капацитета. Оно што се такође може приметити на графицима 77 – 79, је да се отпорност или одговор система из аспекта вредности спектралног убрзања S_a , као и у случају апроксимације применом $EC8$ кривих капацитета, може описати релацијом $M1^{S_a} > M2^{S_a} > M3^{S_a}$.

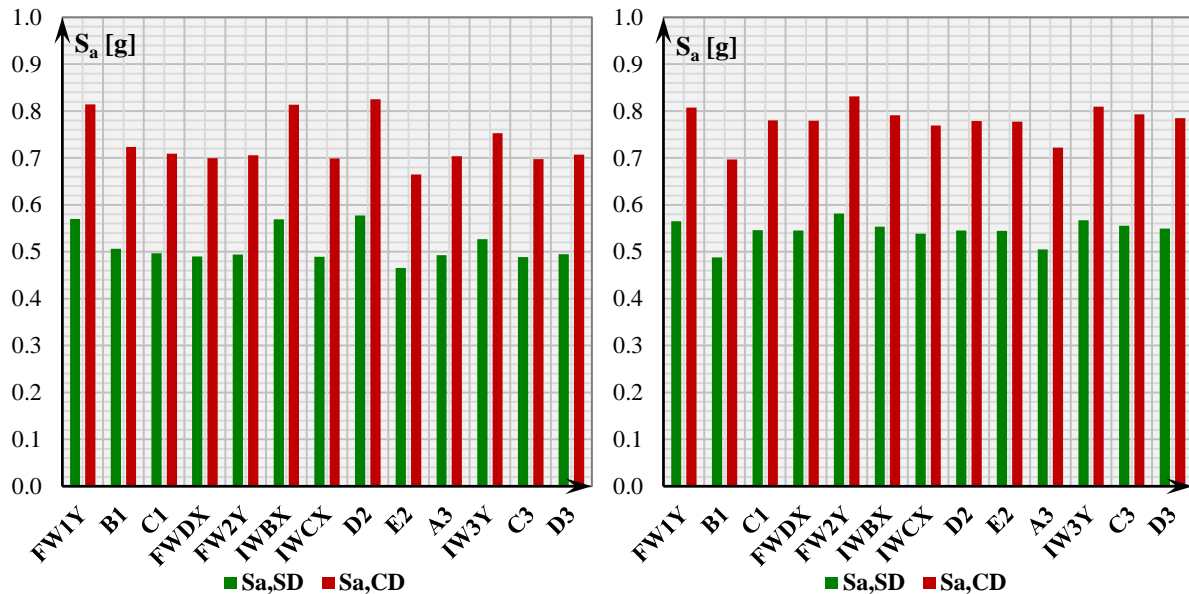


График 77 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M1 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела M1 у X правцу, приметан је мало јачи одговор конструкције за сценарије B1, C1, FWDX, FW2Y, IWCX, E2, A3, C3, D3, док је у Y правцу ситуација прилично уравнотежена, осим за сценарије B1 и A3, који пружају мало слабији одговор. Док је у случају анализе за X правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида приметна, она се не види у случају анализе за Y правац. Такође, слабији одговори система у X правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи AB зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању два стуба, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

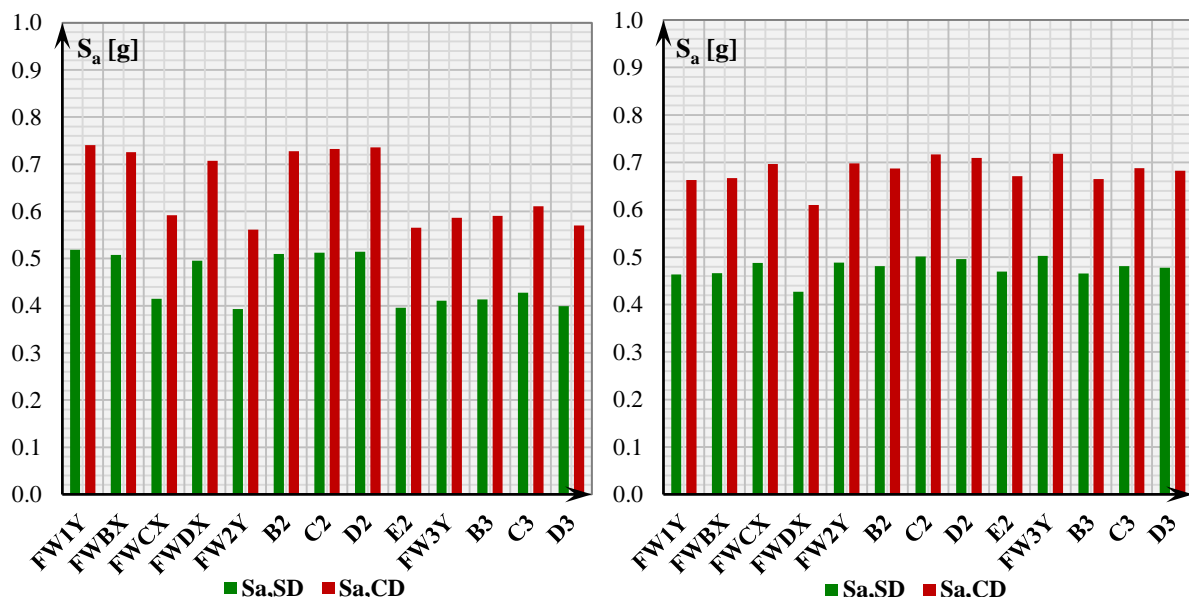


График 78 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M2 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела M2 у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије FWCX, FW2Y, E2, FW3Y, B3, C3, D3, док је у Y правцу, то случај за сценарио FWDX. У случају анализе за X правац, осим за сценарио FWCX

очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида није приметна, а она се не види ни у случају анализе за Y правац. Слабији одговори система у X правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи АБ зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању једног елемента зида, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

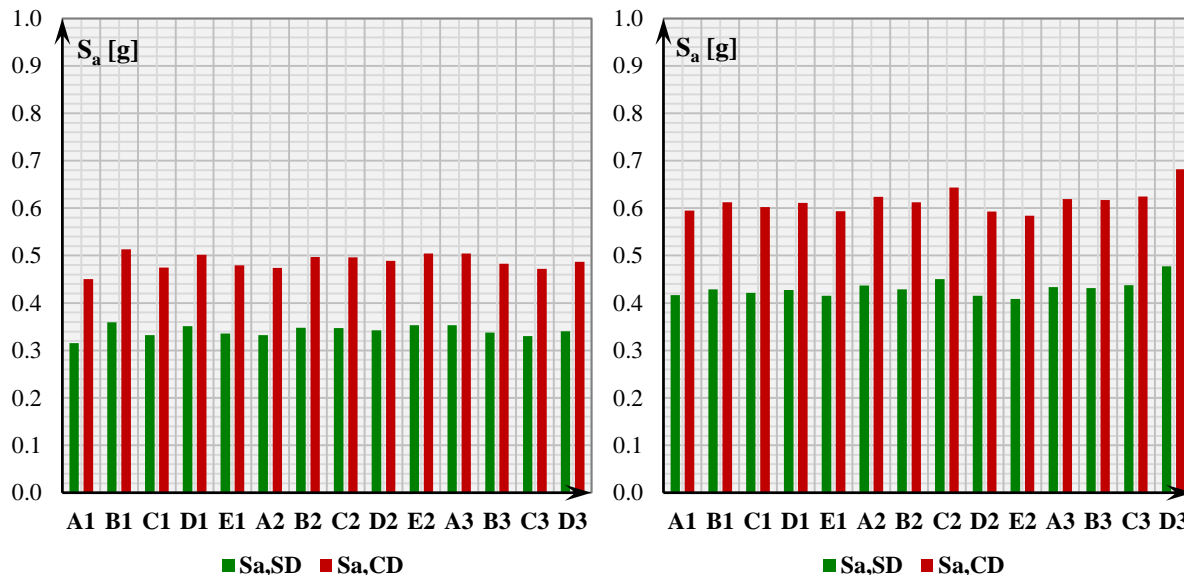


График 79 – Вредности S_a за стања оштећења SD и CD за M3 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела M3 у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарио A1, док је у Y правцу, то случај за сценарије A1, E1, D2, E2. У случају анализе за X правац, осетљивост конструкције је једино приметна при уклањању угаоног стуба. Она се види у случају анализе за Y правац, за четири сценарија, од којих један укључује одстрањивање ивичног стуба A1. За разлику од модела M1 и M2, код којих је одговор на дејства у оба правца, прилично уједначен, у случају M3, приметан је слабији одговор конструкције на дејства у X правцу, у односу на Y правац.

Овакви резултати, могу навести на очигледан закључак да апроксимација би-линеарним *mod EEEP* кривама капацитета, у којој се посматра максимална вредност одговора из аспекта силе у основи зграде, односно максималне вредности спектралног убрзања S_a , као и облик криве капацитета, и њена деградација, имају ипак доста сличности са резултатима добијеним апроксимацијом кривих капацитета са *EC8*. Ово ипак може дати одређени степен валидације првој методи, али је неопходно размотрити и понашање, тј. одговор система из аспекта спектралних померања.

На основу резултата прорачуна, може се закључити да постоји знатно већа варијабилност у добијеним вредностима S_d , за различите сценарије уклањања вертикалних елемената у свим моделима, него што је то био случај за S_a , при апроксимацији кривих капацитета би-линеарним *mod EEEP* кривама капацитета. Оно што се такође може приметити на графицима 80 – 82, је да се јасна правилност у компарацији модела, из угла отпорности или одговора система из аспекта вредности спектралног померања S_d , не може описати простом релацијом, као што је то био случај за вредности S_a . Оно што је јасно уочљиво је, да је M3 има најмање вредности спектралних померања, али само у Y правцу, при којима долази до оштећења система, при чему су оне у случају M1, M2 и M3_x уједначене,.

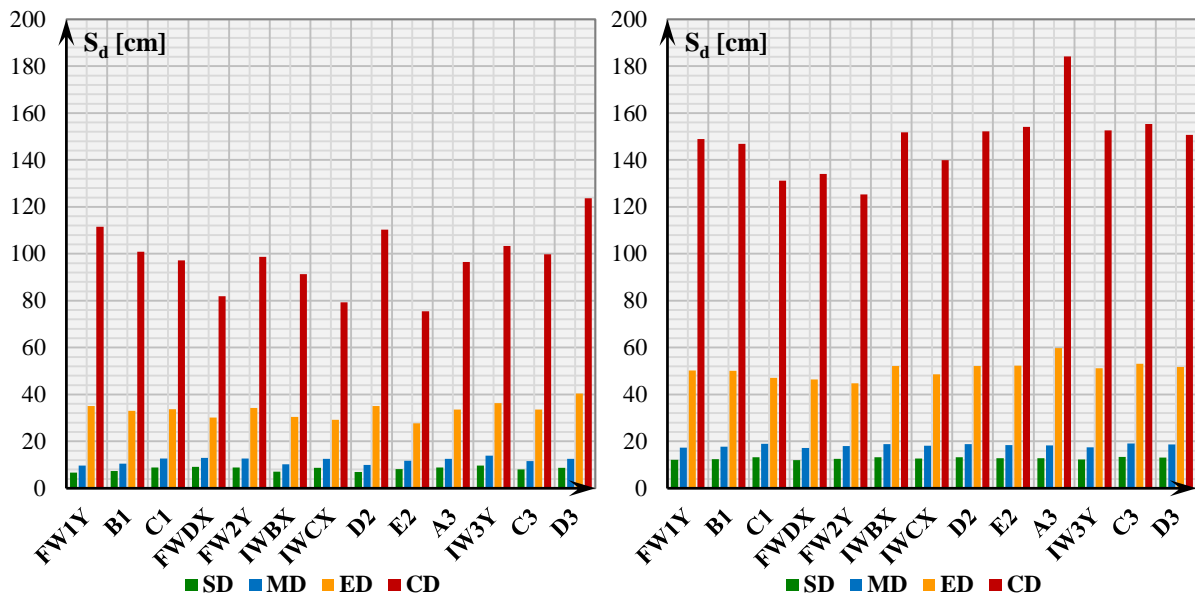


График 80 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M1 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела M1 у X правцу, приметан је најслабији одговор конструкције, за сценарије FWDX, IWBX, E2, што се у мањој мери поклапа и са сценаријима за анализу спектралног убрзања (S_a), док је у Y правцу, то случај за сценарије B1, C1, FWDX, IW3Y. Док је у случају анализе за X правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида и фасадних стубова приметна, она се види и у случају одстрањивања појединих унутрашњих елемената. У случају анализе за Y правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида и фасадних стубова се може приметити у случајевима C1, FWDX, FW2Y, IWCX.

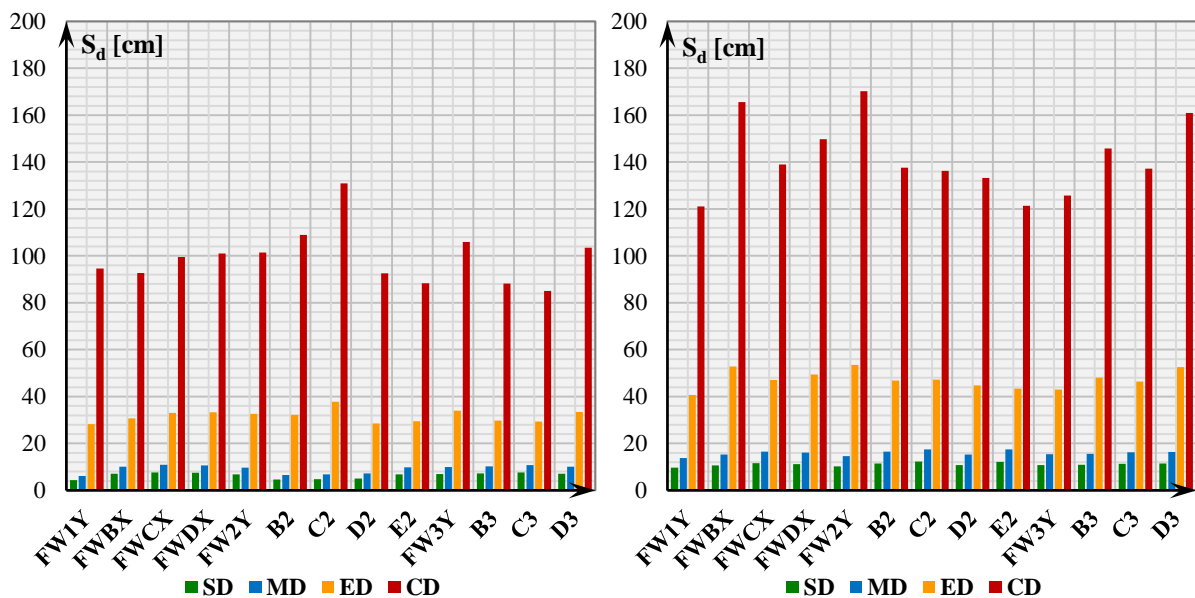


График 81 – Вредности S_d за сва стања оштећења за M2 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела M2 у X правцу, приметан је слабији одговор конструкције, за сценарије FW1Y, FWBX, D2, E2, B3, C3, док је у Y правцу, то случај за сценарије FW1Y, E2, FW3Y. У случају анализе за X правац, очекивана осетљивост конструкције при уклањању ивичних елемената зида је приметна, али није израженија

од сценарија са уклоњеним стубовима. У случају анализе у Y правцу види се израженија разлика при два сценарија са уклоњеним зидним ивичним елементима и при сценарију са уклоњеним унутрашњим стубом. Слабији одговори система у X правцу при сценаријима у којима су одстрањени ивични елементи АБ зидова се не разликују значајно од сценарија у којима су одстрањени стубови. У Y правцу је слабији одговор система приметан, при уклањању једног елемента зида, док је за остале сценарије тај одговор уједначен.

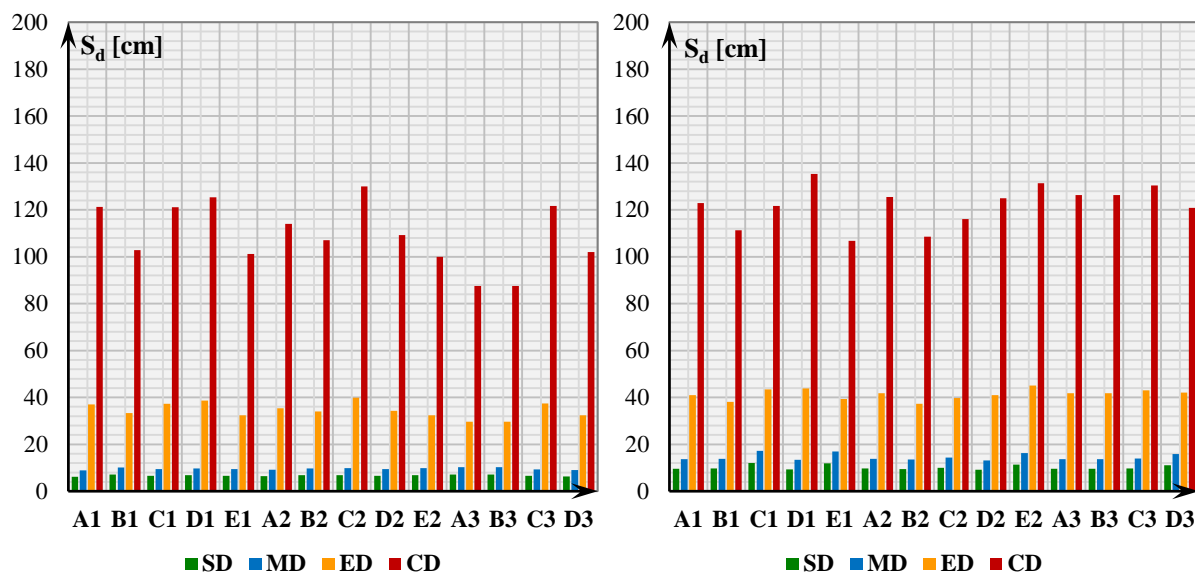


График 82 – Вредности S_d за сва стања оштећења за М3 у X (лево) и Y правцу (десно), на *mod EEEP* кривама капацитета

У случају анализе модела М3 у X правцу, приметан је знатно слабији одговор конструкције, за све сценарије, осим за А1, С1, D1, C2,, C3, док је у Y правцу, то случај у сценаријима В1, Е1, В2, C2. У случају анализе за X правац, осетљивост конструкције при уклањању фасадних и унутрашњих стубова је приметна, али не и у случају уклањања ивичног стуба. За разлику од модела М1 и М2, у којима је одговор система у X правцу, изражено слабији у односу на Y правац у случају М3, приметан је мало слабији одговор конструкције на дејства у X правцу, у односу на Y правац.

Будући да су вредности спектралних померања у директној зависности од вредности максималног спектралног убрзања сваке криве капацитета S_a , овакви резултати, могу навести на очигледан закључак да апроксимација би-линеарним *mod EEEP* кривама капацитета, у којој се посматра максимална вредност одговора из аспекта силе у основи зграде, облик криве капацитета, и њена деградација, имају ипак доста сличности са резултатима добијеним апроксимацијом кривих капацитета са *EC8*.

На основу добијених резултата, може се закључити да у случају примене обе методе апроксимације кривих капацитета, постоји одређена варијабилност у добијеним резултатима, али очигледно без изражених очеливаних показатеља. У случају одстрањивања ивичних елемената АБ зидова, може се уочити слабији одговор система, али је такође уочљиво да ти одговори нису ништа израженије слабији од појединих сценарија у којима је одстрањен стуб. Такође, као карактеристични сценарији уклањања вертикалних елемената, за које је у свакој од спроведених анализа уочен слабији одговор модела, издвајају се C1/FWCX, A2/FW2Y, E2, A3/FW3Y у X правцу, док није могуће уочити конкретан образац за сва три модела за анализу у Y правцу, при примени *EC8* *CS* методе апроксимације. Као карактеристични сценарији уклањања вертикалних елемената, за које је у свакој од спроведених анализа уочен слабији одговор модела за

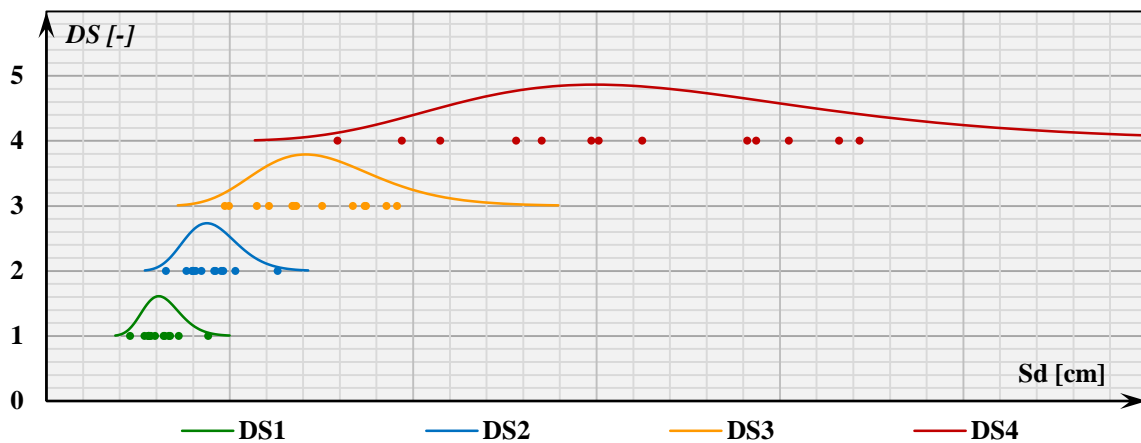
случај спектралних померања, издвајају се В1/FWBX, Е2, В3 у Х правцу, док није могуће уочити конкретан образац за сва три модела за анализу у Y правцу, при примени *mod EEEP* CC методе апроксимације.

Статистичке расподеле добијених вредности за стања оштећења конструкције су анализирани у *EasyFit* софтверском пакету применом *Kolmogorov-Smirnov* и *Anderson-Darling* тестова. Установљено је да одговарају и нормалној и лог-нормалној расподели, али је због веће сличности са лог-нормалном расподелом, она усвојена за конструисање кривих повредљивости за анализу робусности конструкција.

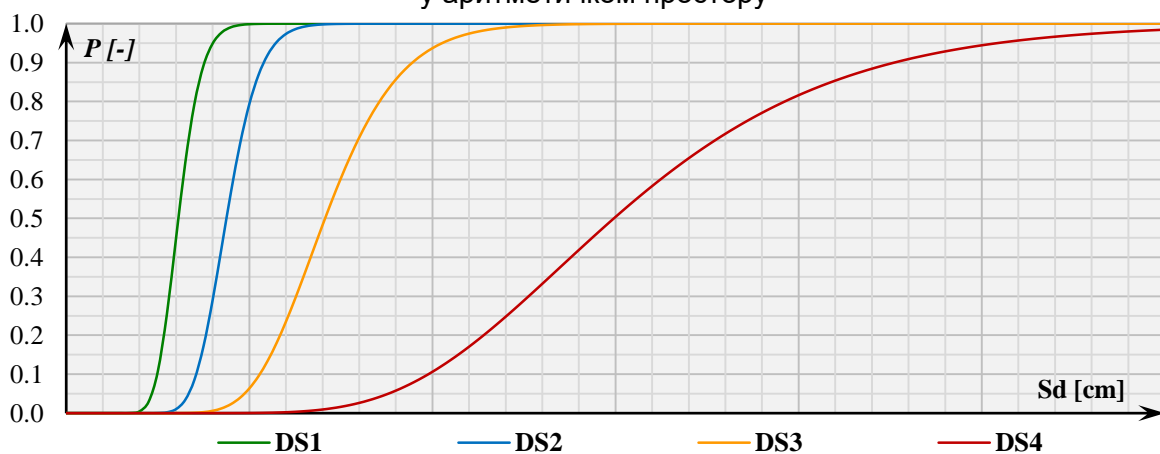
Статистичком анализом средњих вредности DS , одређених применом израза датих у RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003), описаних у поглављу 6.4.1, прорачунате су криве повредљивости хоризонталног одговора конструктивних система, за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената. Криве повредљивости, израчунате су применом израза:

$$P_{DS_i|S_d}(\mu_{LN|DS_i}^{S_d}, \sigma_{LN|DS_i}^{S_d}) = \Phi\left(\frac{\ln S_d - \mu_{LN|DS_i}^{S_d}}{\sigma_{LN|DS_i}^{S_d}}\right) \quad (30)$$

где су $\mu_{LN|DS_i}^{S_d}$ и $\sigma_{LN|DS_i}^{S_d}$ средња вредност и вредност стандардне девијације функције кумулативне лог-нормалне расподеле вероватноће у лог-лог простору за одређену вредност $\ln S_d$.



Слика 41 – Приказ резултата прорачуна и њихова лог-нормална расподела вредности у аритметичком простору



Слика 42 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за лог-нормалну расподелу вредности

Табела 15 – Параметри за прорачун кривих повредљивости EC8

Криве повредљивости одговора система са уклоњеним вертикалним елементима из аспекта спектралног убрзања						
Правац	X					
Модел	M1		M2		M3	
DS _i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	-0.608	0.073	-0.741	0.122	-1.032	0.036
CD	-0.252	0.073	-0.384	0.122	-0.675	0.036
Правац	Y					
Модел	M1		M2		M3	
DS _i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	-0.551	0.049	-0.693	0.048	-0.803	0.027
CD	-0.194	0.049	-0.337	0.048	-0.446	0.027
Криве повредљивости одговора система са уклоњеним вертикалним елементима из аспекта спектралног померања						
Правац	X					
Модел	M1		M2		M3	
DS _i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	2.703	0.127	2.506	0.163	2.321	0.170
MD	3.060	0.127	2.862	0.163	2.678	0.170
ED	3.467	0.134	3.342	0.227	3.159	0.319
CD	4.155	0.176	4.091	0.323	3.890	0.495
Правац	Y					
Модел	M1		M2		M3	
DS _i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	3.086	0.092	2.934	0.066	2.669	0.071
MD	3.443	0.092	3.291	0.066	3.025	0.071
ED	3.883	0.153	3.830	0.064	3.361	0.074
CD	4.604	0.228	4.636	0.122	3.978	0.088

Табела 16 – Параметри за прорачун кривих повредљивости *mod EEP*

Криве повредљивости одговора система са уклоњеним вертикалним елементима из аспекта спектралног убрзања						
Правац	X					
Модел	M1		M2		M3	
DS_i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	-0.671	0.070	-0.795	0.118	-1.076	0.036
CD	-0.314	0.070	-0.438	0.118	-0.719	0.036
Правац	Y					
Модел	M1		M2		M3	
DS_i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	-0.608	0.047	-0.740	0.043	-0.851	0.027
CD	-0.251	0.047	-0.383	0.043	-0.494	0.027
Криве повредљивости одговора система са уклоњеним вертикалним елементима из аспекта спектралног померања						
Правац	X					
Модел	M1		M2		M3	
DS_i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	2.105	0.118	1.839	0.211	1.908	0.044
MD	2.461	0.118	2.196	0.211	2.265	0.044
ED	3.500	0.099	3.454	0.084	3.543	0.095
CD	4.573	0.141	4.593	0.114	4.692	0.129
Правац	Y					
Модел	M1		M2		M3	
DS_i	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$	$\mu_{LN DS_i}^{S_d}$	$\sigma_{LN DS_i}^{S_d}$
SD	2.544	0.036	2.407	0.066	2.307	0.094
MD	2.901	0.036	2.763	0.066	2.663	0.094
ED	3.924	0.073	3.855	0.083	3.720	0.055
CD	4.995	0.095	4.949	0.111	4.802	0.075

Криве повредљивости су конструисане за резултате добијене применом обе методе апроксимације кривих капацитета, и приказане су на графицима 83 – 85.

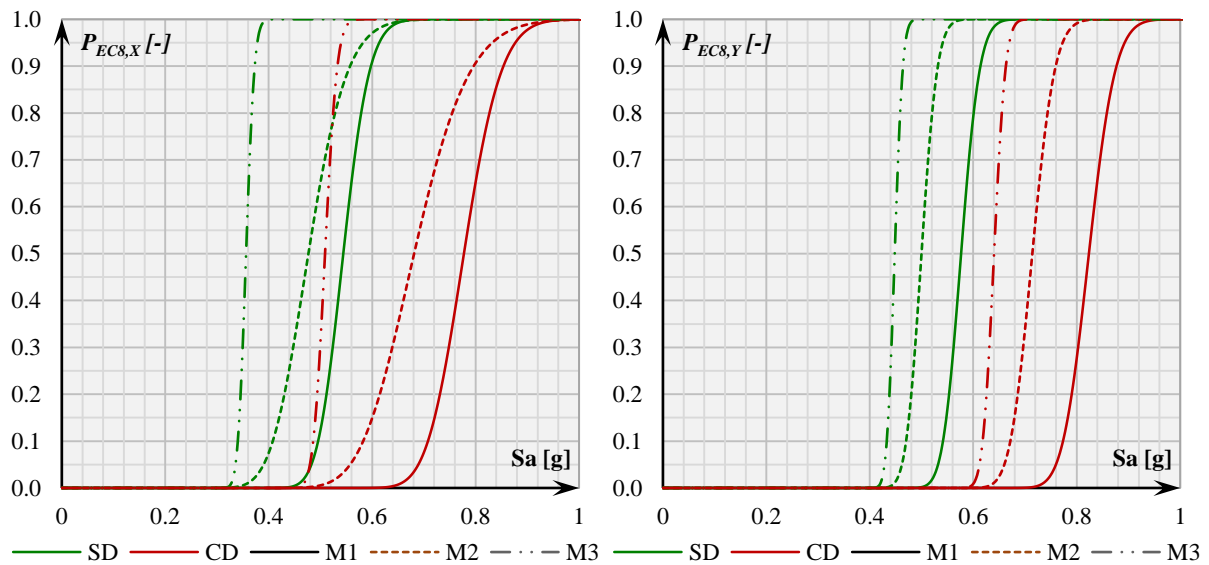


График 83 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_a у X (лево) и Y правцу (десно)

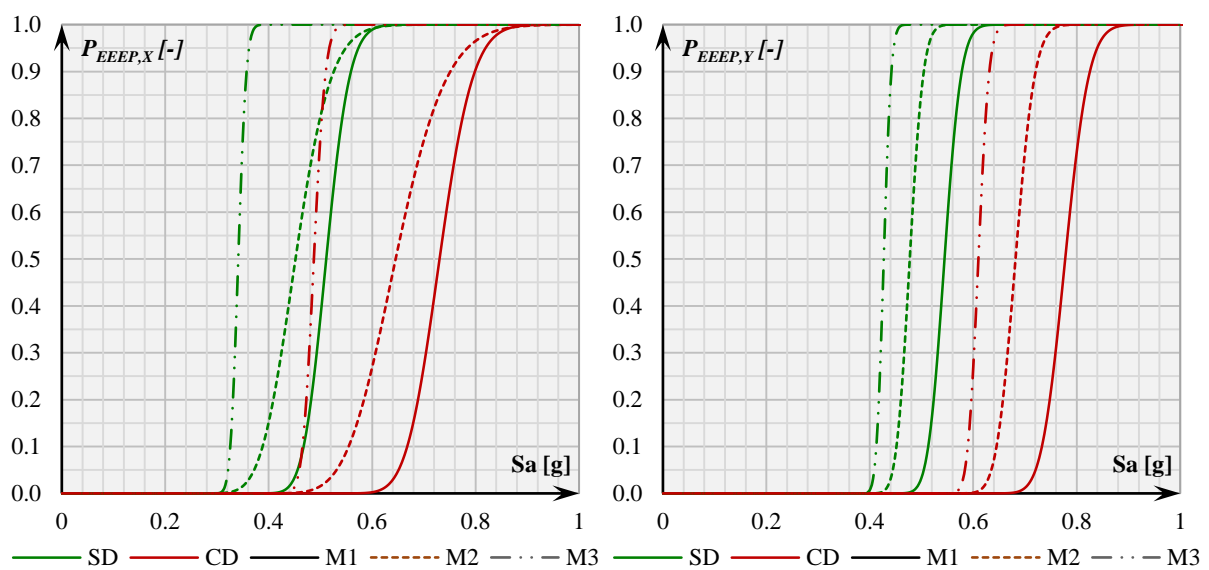


График 84 – Компарација кривих повредљивости према *EEEEP* кривама капацитета за S_a у X (лево) и Y правцу (десно)

При компаративној анализи кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног убрзања, за примену обе методе апроксимације, у оба правца, уочљиво је да је конструкција M1 знатно отпорнија од оне означене са M2, која је такође знатно отпорнија, на хоризонтална дејства, система са уклоњеним вертикалним елементима, од M3, односно $P(S_a)^{M1} < P(S_a)^{M2} < P(S_a)^{M3}$. Такође, добијене вредности, применом обе методе су приближно једнаке.

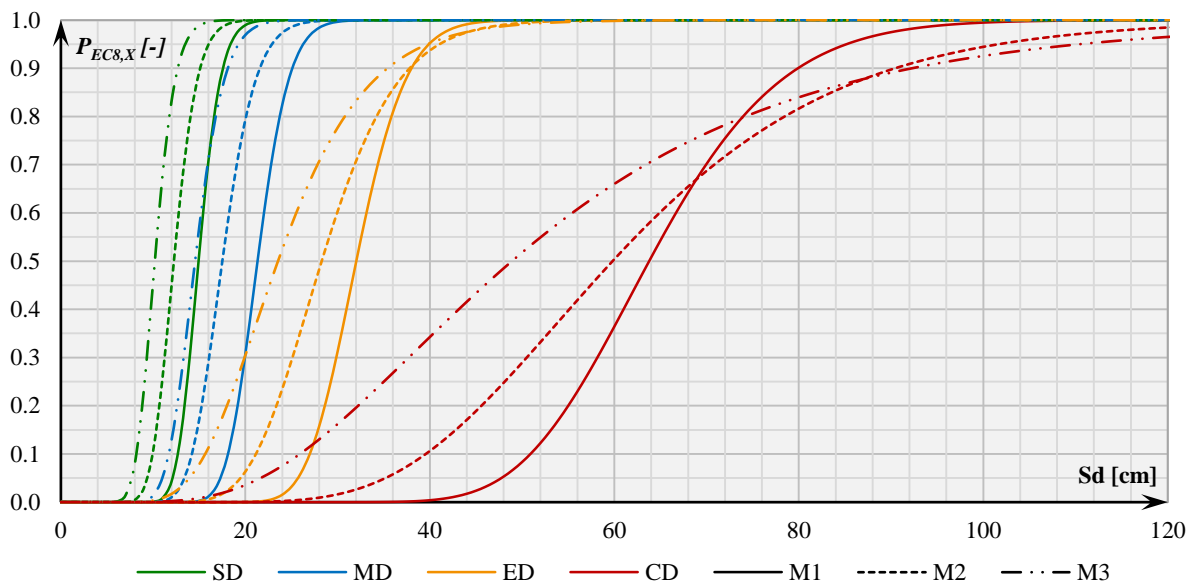


График 85 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_d у X правцу

При компаративној анализи кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног померања, применом *EC8* методе апроксимације у X правцу, евидентно је да код M1 долази до оштећења система при померањима већим од M2, код којег такође долази до оштећења система при померањима већим од од M3, односно $P(S_d)^{M1} < P(S_d)^{M2} < P(S_d)^{M3}$, осим при самим крајњим померањима за ED и CD, где се овај однос претвара у $P(S_d)^{M3} < P(S_d)^{M2} < P(S_d)^{M1}$. Приметна је знатна разлика у вредностима стандардне девијације, односно опсега спектралних померања за различите вероватноће степени оштећења, која расте са степеном оштећења и има поредак $\sigma_{LN|DS_i}^{S_d}(M1) < \sigma_{LN|DS_i}^{S_d}(M2) < \sigma_{LN|DS_i}^{S_d}(M3)$.

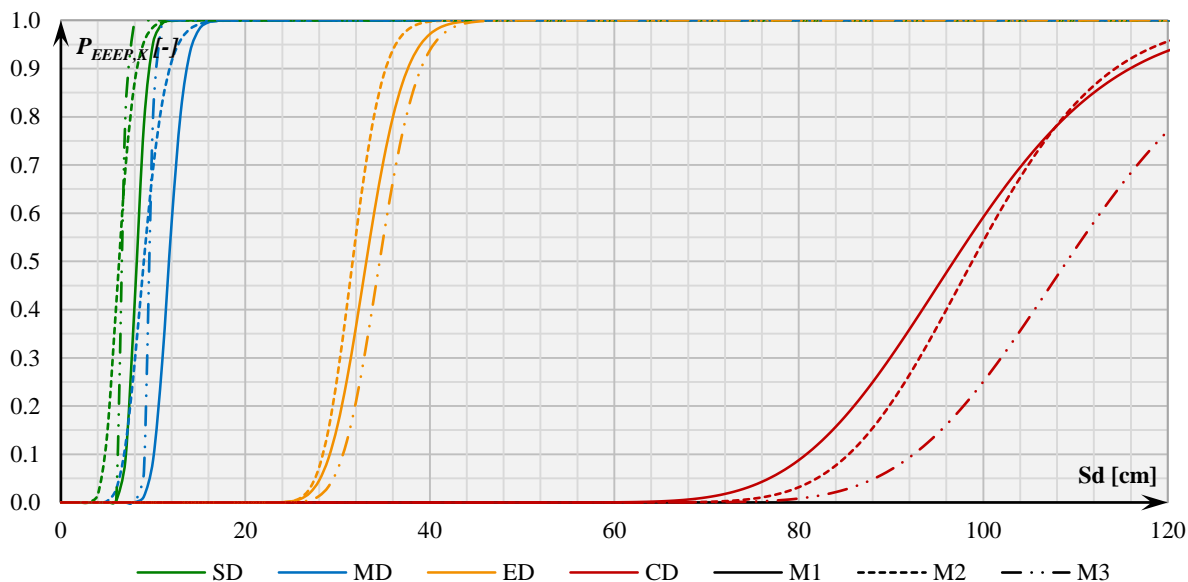


График 86 – Компарација кривих повредљивости према *mod EEEP* кривама капацитета за S_d у X правцу

У случају компаративне анализе кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног померања, применом *mod EEEP* методе апроксимације у X правцу, евидентно је да за SD и MD оштећења система могу описати релацијом $P(S_d)^{M1} < P(S_d)^{M3} < P(S_d)^{M2}$ при почетним померањима, односно $P(S_d)^{M1} <$

$P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M3}$ при даљим померањима система, што је последица разлике у вредностима стандарних девијација ових модела за посматрана гранична стања. За ниво ED се може поставити релација $P(Sd)^{M3} < P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2}$, док се за крајњи степен оштећења CD , може користити однос $P(Sd)^{M3} < P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M1}$, који при крајњим вредностима спектралног померања гласи $P(Sd)^{M3} < P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2}$.

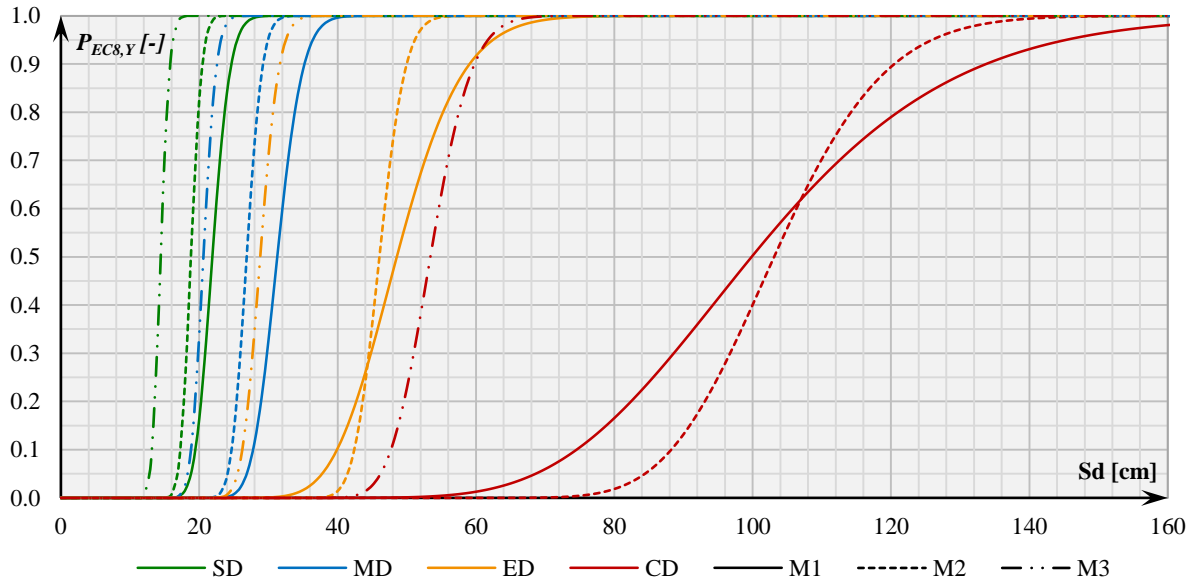


График 87 – Компарација кривих повредљивости према EN1998-1 (2005) кривама капацитета за S_d у Y правцу

У случају компаративне анализе кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног померања, применом $EC8$ методе апроксимације у Y правцу, евидентно је да за SD и MD оштећења система могу описати релацијом $P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M3}$. За ниво ED се може поставити релација $P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M3}$, који при даљим вредностима спектралног померања гласи $P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M3}$. За крајњи степен оштећења CD , може користити однос $P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M3}$, који при крајњим вредностима спектралног померања гласи $P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M3}$.

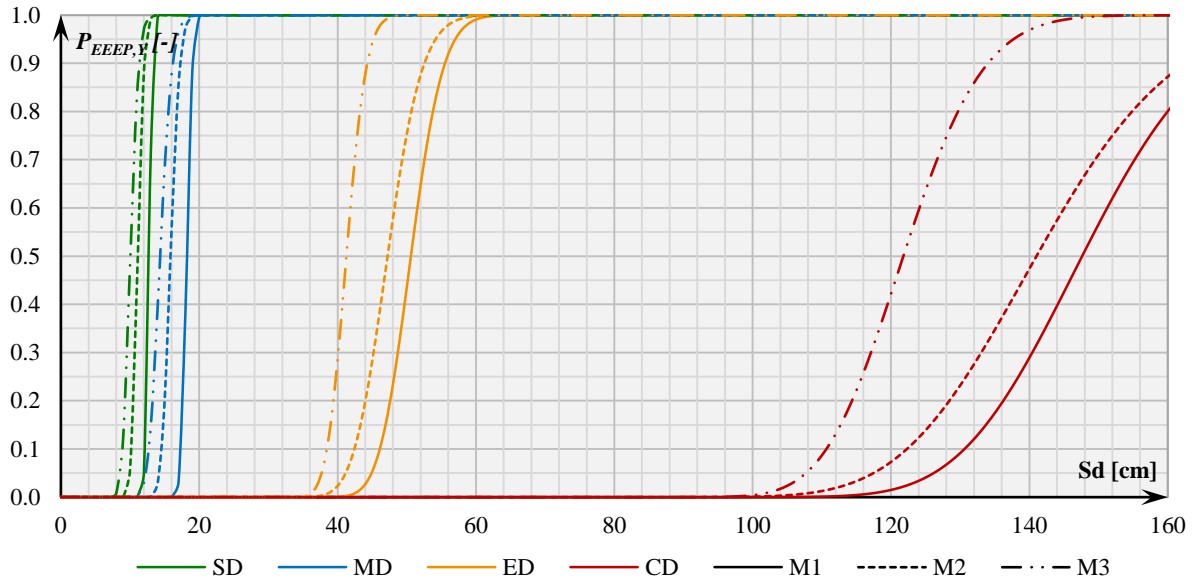


График 88 – Компарација кривих повредљивости према *mod EEEP* кривама капацитета за S_d у Y правцу

У случају компаративне анализе кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног померања, применом *mod EEEP* методе апроксимације у Y правцу, евидентно је да код M1 долази до оштећења система при померањима већим од M2, код којег такође долази до оштећења система при померањима већим од од M3, односно $P(Sd)^{M1} < P(Sd)^{M2} < P(Sd)^{M3}$.

7.4. Прорачун одговора конструкција на прогресивни колапс применом НДА

Да би се утврдио одговор конструкција M1, M2 и M3 на прогресивни колапс, усвојени су сценарији уклањања вертикалних елемената, описани у поглављу 5.11. Поступак моделирања губитка елемената, и опис прорачуна конструкције применом НДА *pushdown* методе, је такође описан у поглављу 6.4.3.

7.4.1. Уклањање елемената

Први корак у анализи робусности система, представља компаративна анализа одговора конструкција одмах након уклањања елемента, из аспекта вертикалног померања d_v .

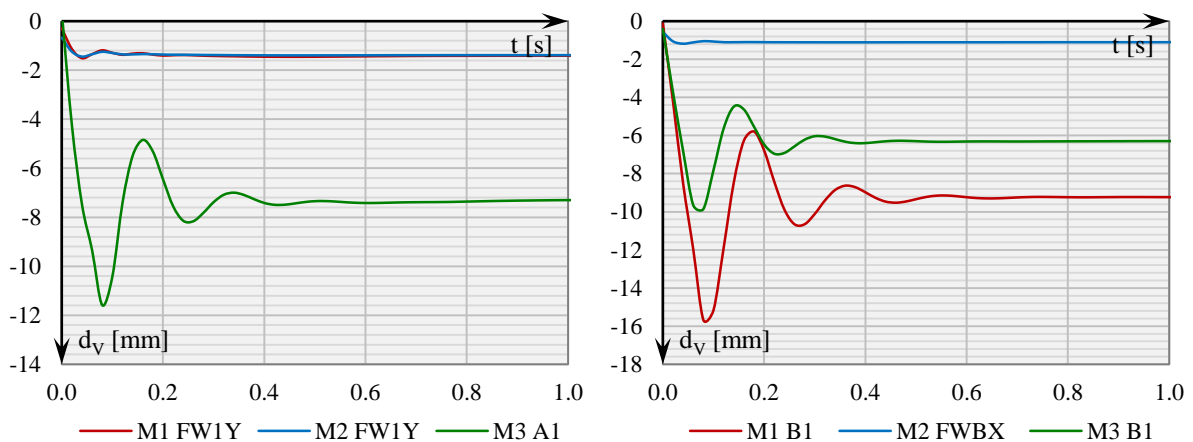


График 89 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за A1/FW1Y (лево) и B1/FWBX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценарију А1/ФВ1У, приметна је разлика између угиба d_v након уклањања ивичног елемента зида (М1, М2) и ивичног стуба (М3). Очекивано, вредност d_v је знатно већа у случају уклањања стуба, јер се у већој мери нарушава крутост везе на месту уклоњеног елемента, односно дела елемента. У случају В1/ФВБХ, приметна је иста ситуација, где је угиб много мањи код модела М2. На месту уклоњених стубова (М1 и М3), приметан је слабији одговор конструкције у виду вредности d_v за модел М1 у односу на М3. Однос угиба се може описати као $d_v^{M3} > d_v^{M2} \approx d_v^{M1}$ за А1/ФВ1У и $d_v^{M1} > d_v^{M3} > d_v^{M2}$ за В1/ФВБХ.

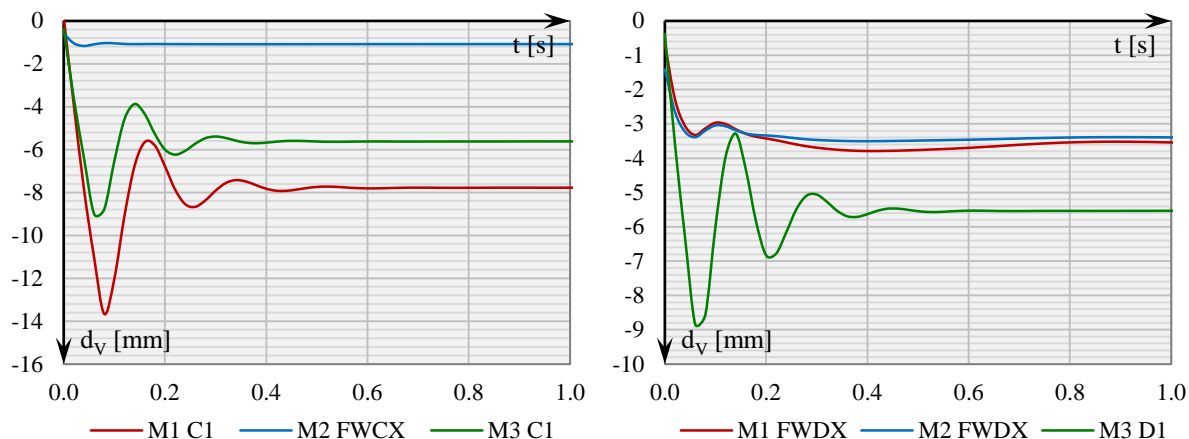


График 90 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за С1/ФВЦХ (лево) и Д1/ФВДХ (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценарију С1/ФВЦХ, однос одговора модела је исти као и у случају В1/ФВБХ, с тим што су вредности угиба мало мање. У случају Д1/ФВДХ, одсуство зида ФВХ,С у фасадном раму у М1 у поређењу са М2, у мањој мери утиче на вредности d_v , док је разлика у понашању система у случају одстрањивања ивичног елемента зида или стуба након пар анализа већ јасна и неће бити сувишно коментарисана у даљем тексту. Однос угиба се може описати као $d_v^{M1} > d_v^{M3} > d_v^{M2}$ за С1/ФВЦХ и $d_v^{M3} > d_v^{M1} > d_v^{M2}$ за Д1/ФВДХ.

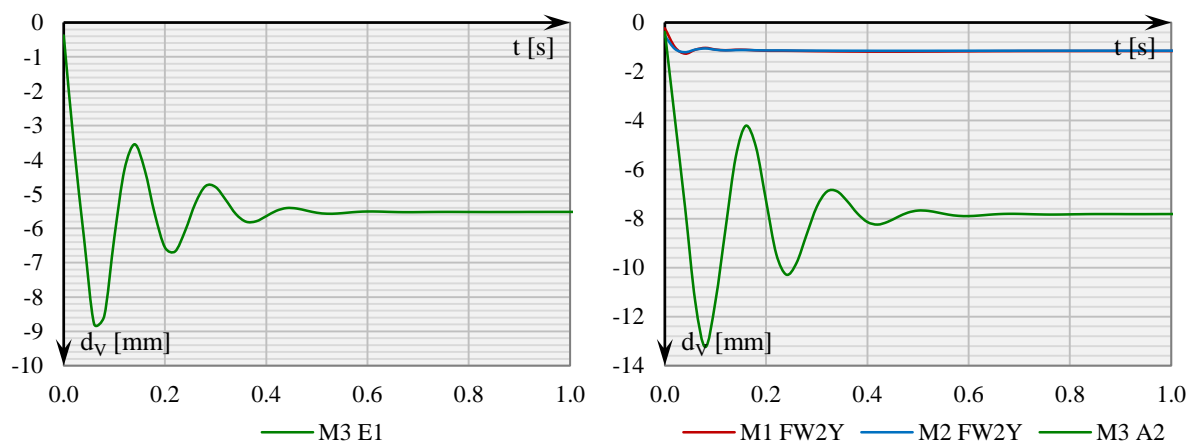


График 91 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за Е1 (лево) и А2/ФВ2У (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарио Е1, приказана је вредност угиба и реакција само за М3, јер је у случају М1 и М2, према GSA (2016), DoD UFC Guidelines (2013), предвиђено уклањање АБ зида, што доводи до тренутног губитка носивости и локалног колапса на месту уклоњених зидова. У случају А2/ФВ2У одговори конструкција су по природи исти као и у случају А1/ФВ1У, с тим што су вредности угиба за М3 веће. Однос угиба се може описати као $d_v^{M3} > d_v^{M2} \approx d_v^{M1}$ за А2/ФВ2У.

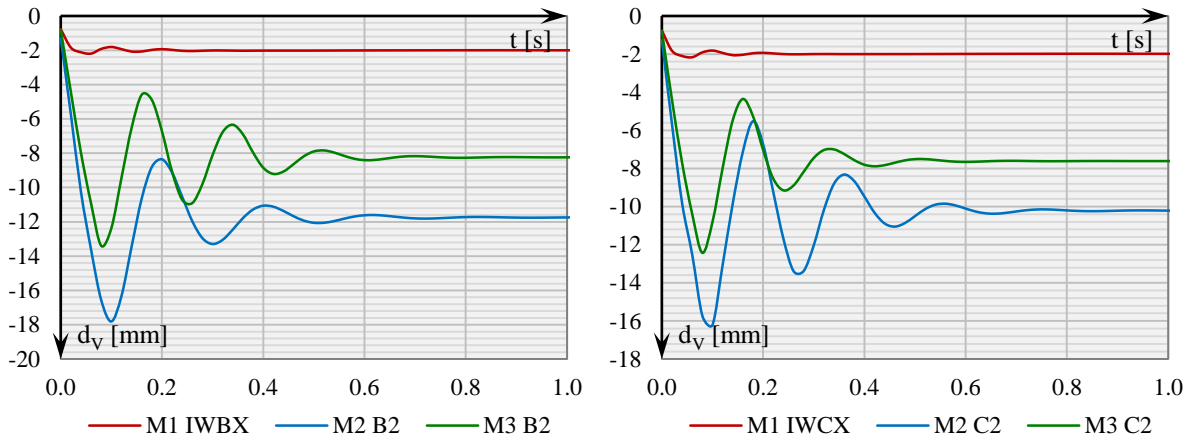


График 92 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за B2/IWBX (лево) и C2/IWCX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценаријима B2/IWBX и C2/IWCX, евидентан је бољи одговор система у случају губитка елемента зида (M1), док су приметне разлике у вредности угиба d_v у случају уклоњених стубова (M2, M3). Однос угиба се у оба случаја може се описати односом $d_v^{M2} > d_v^{M3} > d_v^{M1}$.

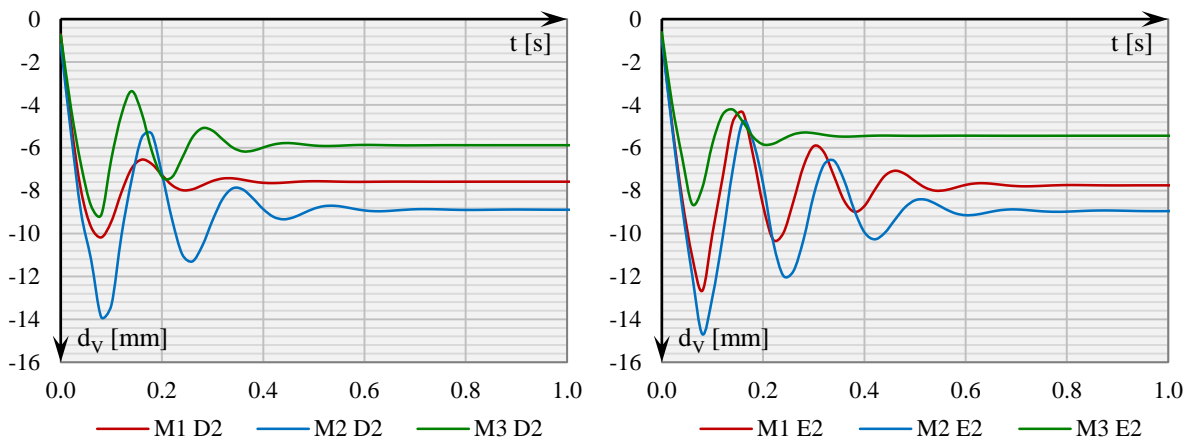


График 93 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за D2 (лево) и E2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценаријима D2 и E2, однос угиба се у оба случаја се може описати релацијом $d_v^{M2} > d_v^{M3} > d_v^{M1}$.

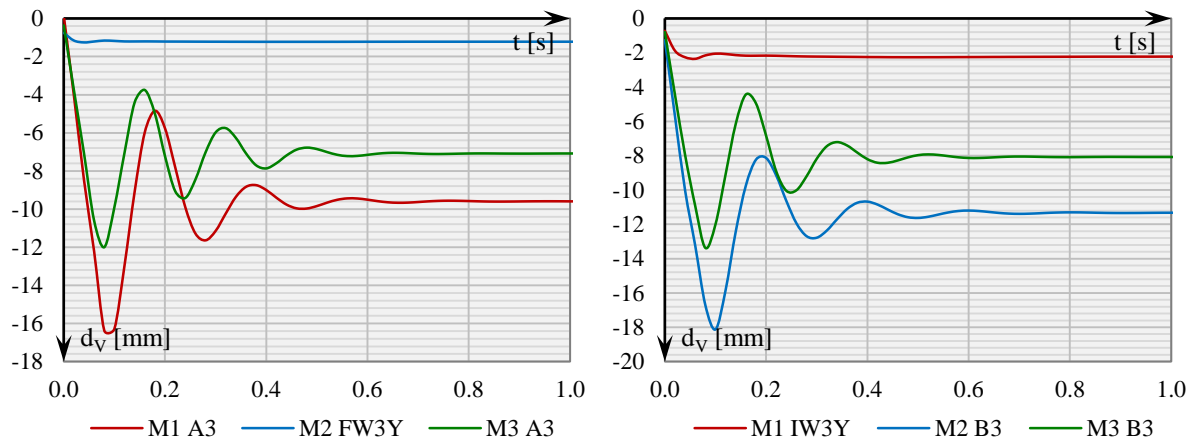


График 94 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за A3/FW3Y (лево) и B3/IW3Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценаријима A3/FW3Y и B3/IW3Y, евидентан је бољи одговор система у случају губитка елемента зида (M2-A3/FW3Y и M1-B3/IW3Y), док су приметне разлике у вредности угиба d_v у случају уклоњених стубова (M2, M3). Однос угиба се у случају A3/FW3Y може се описати односом $d_v^{M1} > d_v^{M3} > d_v^{M2}$, а у случају B3/IW3Y се може описати релацијом $d_v^{M2} > d_v^{M3} > d_v^{M1}$.

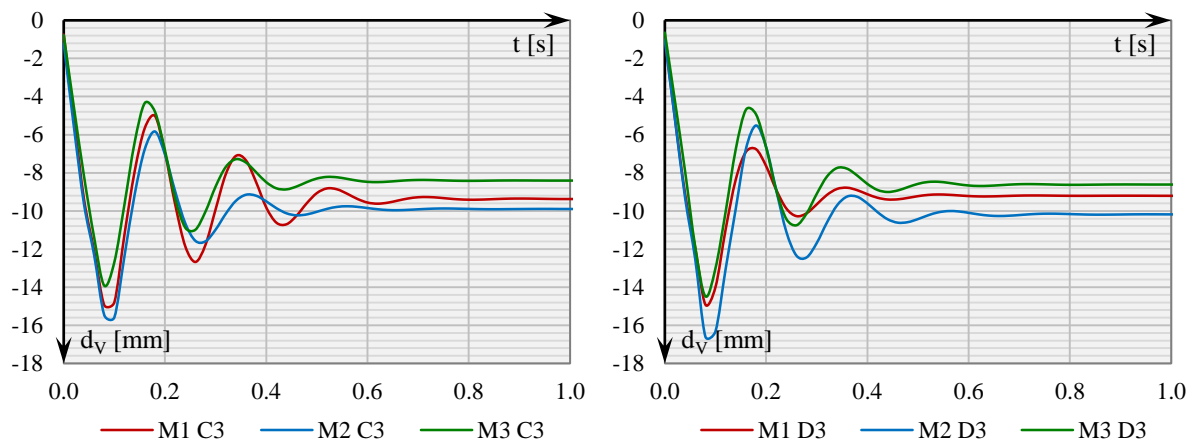


График 95 – Угиб референтне тачке изнад уклоњеног елемента, за C3 (лево) и D3 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценаријима C3 и D3, однос угиба се у оба случаја се може описати релацијом $d_v^{M2} > d_v^{M1} > d_v^{M3}$.

У табели 17 су приказане вредности угиба након уклањања стуба или ивичног елемента зида према одговарајућем сценарију.

Табела 17 – Вредности угиба након уклањања стуба или ивичног елемента зида

Модел	M1	M2	M3
Сценарио	Угиб d_v [mm]		
A1/FW1Y	1.41	1.39	7.33
B1/FWBX	9.24	1.11	6.30
C1/FWCX	7.78	1.08	5.62
D1/FWDX	3.59	3.41	5.54
E1	/	/	5.52
A2/FW2Y	1.16	1.15	7.82
B2/IWBX	2.00	11.75	8.24
C2/IWCX	1.99	10.21	7.61
D2	7.58	8.89	5.88
E2	7.75	8.95	5.44
A3/FW3Y	9.60	1.22	7.09
B3/IW3Y	2.23	11.33	8.07
C3	9.37	9.90	8.41
D3	9.21	10.18	8.62

На основу приказаних резултата, евидентно је да је утицај уклањања ивичног елемента зида на изложеност система прогресивном колапсу знатно мањи, него у случају уклањања стуба. Издваја се приметан однос вертикалних померања између модела, за усвојене сценарије у којима су уклоњени стубови, који се може описати релацијом $d_v^{M2} > d_v^{M1} > d_v^{M3}$.

На основу тога, може се закључити, да је у случају M2, конструкција најизложенија појави већих вертикалних деформација на месту уклоњеног стуба, што је последица положаја АБ зидова, елемената велике крутости, који се налазе искључиво у фасадним рамовима, за разлику од M1 код којих је распоред другачији, па се утицај распореда зидова у унутрашњим рамовима примећује у односу d_v . Такође, греде у M2 су слабије армиране од греда у M1 и M2, што је такође директна последица расподеле конструктивних елемената, па је овакав одговор и очекиван. У случају M1 и M3 однос усвојене арматуре је такав да је у неким гредама она већа у M1, док је у другим већа у M3. Ипак, уочљив је најбољи одговор конструкције M3, при уклањању стубова у приземној етажи.

7.4.2. Примена *pushdown* методе

Ради прорачуна кривих повредљивости, неопходно је спровести *pushdown* анализу модела за све сценарије уклањања вертикалних елемената. Ови прорачуни су извршени у складу са смерницама датим у DoD UFC Guidelines (2013), GSA (2016). Постоји више поступака прорачуна робусности система, чији је преглед тема рада (Marjanishvili, 2004), али се применом метода нелинеарне анализе постижу бољи резултати у односу на примену линеарно-еластичних метода. У прорачуну робусности три модела, коришћена је метода нелинеарне динамичке анализе, која је тачнија метода у поређењу са методом нелинеарне статичке анализе, а даје приближне вредности резултата одговора система (Čokić & Folić, 2021), као и приближне вредности стања оштећења (Čokić, Folić & Brujić, 2021). Примена методе НДА *pushdown* анализе у анализи робусности система је описана у поглављу 6.3. На графицима 96 – 105 су приказане *pushdown* криве, у функцији процента додатног гравитационог оптерећења (3) Ω и вредности угиба на месту горњег чвора уклоњеног елемента. Када је у питању разлика у понашању система при сценарију уклањања елемента зида и стуба, приметна је значајна разлика, као и у случају анализе угиба при уклањању елемената или делова елемената конструкција.

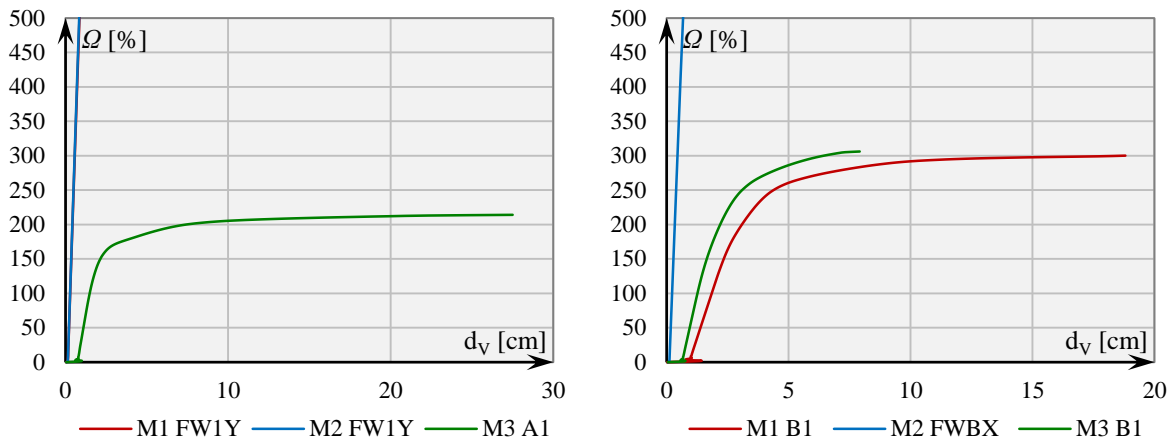


График 96 – Pushdown криве за A1/FW1Y (лево) и B1/FWBX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У случају A1/FW1Y, при уклањању ивичних елемената АБ зидова (M1, M2), карактеристичан је линеарно еластичан одговор система, док при уклањању стуба (M3), систем полако прелази у нелинеарну зону понашања, до достизања граничног стања лома. За сценарио B1/FWBX, поново је приметан линеарно-еластичан одговор при уклањању елемента зида (M2), где M3 бележи јачи одговор, а у случају M1 се гранично стање лома (LS5) достиже при већој предности угиба референтне тачке.

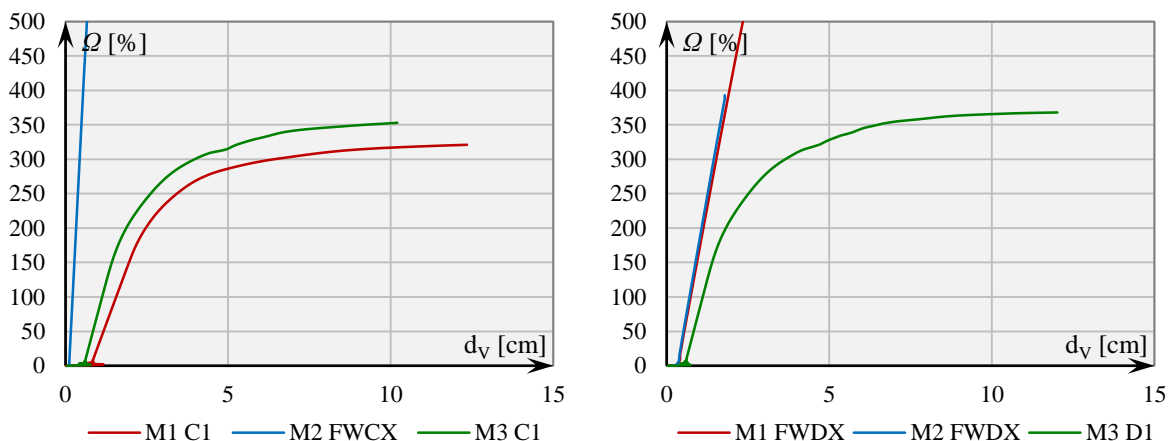


График 97 – Pushdown криве за C1/FWCX (лево) и D1/FWDX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарио C1/FWCX, поново је приметан линеарно-еластичан одговор при уклањању елемента зида (M2), где M3 бележи јачи одговор, а у случају M1 се гранично стање лома (LS5) достиже при већој предности угиба референтне тачке. У случају D1/FWDX, при уклањању ивичних елемената АБ зидова (M1 и M2), карактеристичан је линеарно еластичан одговор система, док при уклањању стуба (M3), систем полако прелази у нелинеарну зону понашања, до достизања граничног стања лома.

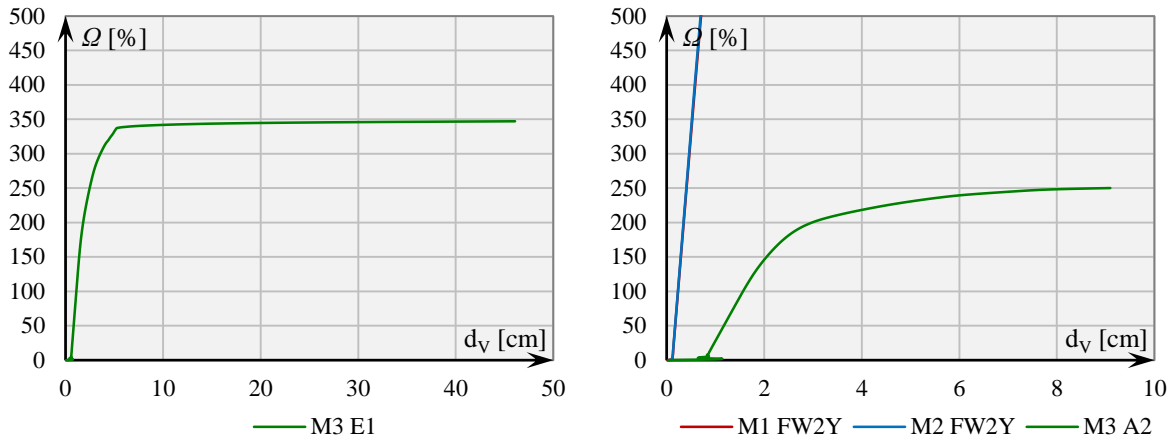


График 98 – Pushdown криве за E1 (лево) и A2/FW2Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

При сценарију E1, за M3 је приметан нагли пад крутости, након преласка у нелинеарну зону понашања, док у случају M1 и M2 и уклањања зида FWX, у конструкцијама одмах долази до прогресивног лома локалног карактера. У случају A2/FW2Y, при уклањању ивичних елемената АБ зидова (M1 и M2), карактеристичан је линеарно еластичан одговор система, док при уклањању стуба (M3), систем прелази у нелинеарну зону понашања, до достизања граничног стања лома.

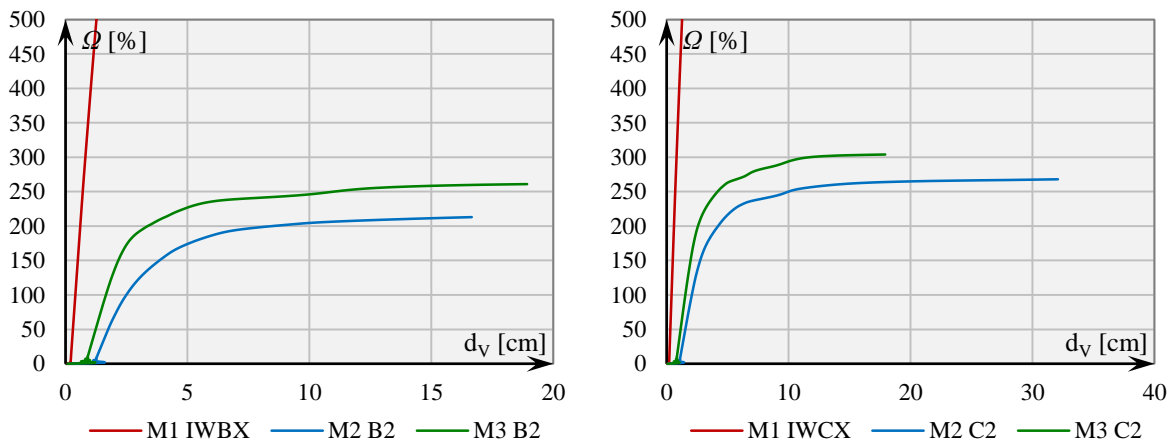


График 99 – Pushdown криве за B2/IWBX (лево) и C2/IWCX (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарије B2/IWBX и C2/IWCX, поново је приметан линеарно-еластичан одговор при уклањању елемента зида (M1), где M3 бележи јачи одговор у оба случаја, с тим што се LS5 достиже при већој предности угиба референтне тачке M3 у првом и M2 у другом случају.

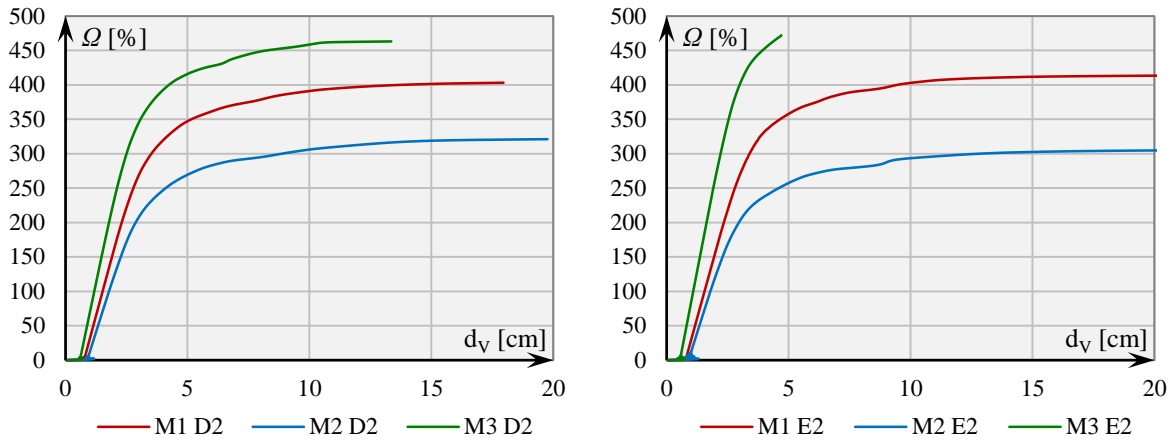


График 100 – Pushdown криве за D2 (лево) и E2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарије D2 и E2, уочљива је јачина одговора која се може описати релацијом $\Omega^{M3} > \Omega^{M1} > \Omega^{M2}$ с тим што се LS5 достиже при односу угиба референтне тачке $d_v^{M2} > d_v^{M1} > d_v^{M3}$. У случају E2, након „благог“ увођења у пластично понашање M1 и M2, долази до наглог пада и колапса система, што је и уочљиво на графику.

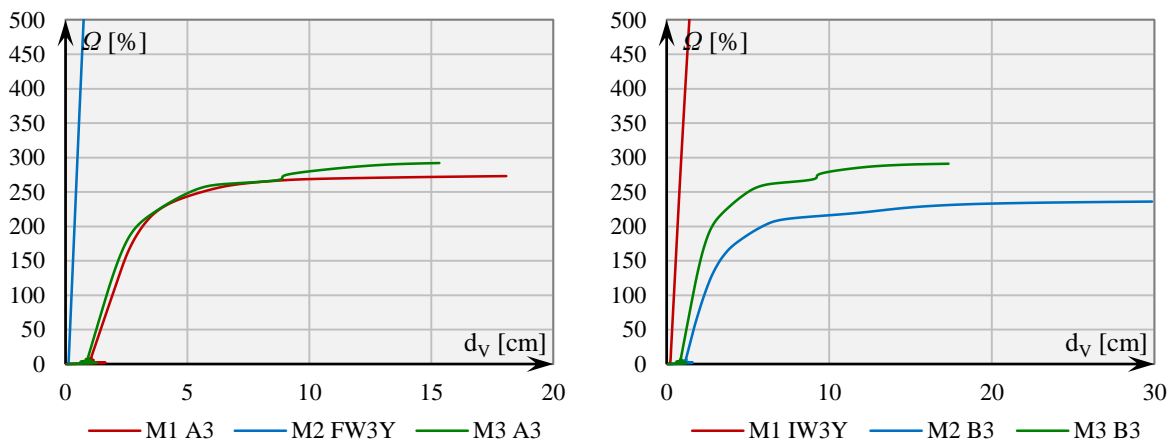


График 101 – Pushdown криве за A3/FW3Y (лево) и B3/IW3Y (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарије A3/FW3Y и B3/IW3Y, поново је приметан линеарно-еластичан одговор при уклањању елемента зида (M2-A3/FW3Y и M1-B3/IW3Y), где M3 бележи јачи одговор у оба случаја, а LS5 се достиже при мањој предности угиба референтне тачке M3 у односу на M1 и M2. Такође, одговор система у A3/FW3Y је приближно једнак за M1 и M3.

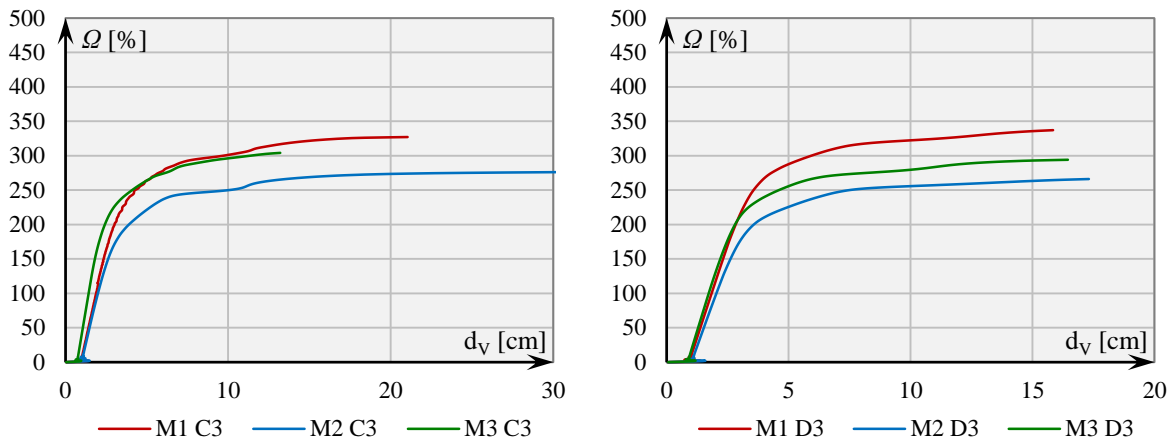


График 102 – Pushdown криве за C3 (лево) и D3 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За сценарије C3 и D3, уочљива је јачина одговора која се може описати релацијом $\Omega^{M1} > \Omega^{M2} > \Omega^{M3}$ с тим што се LS5 достиже при односу угиба референтне тачке $d_v^{M2} > d_v^{M1} > d_v^{M3}$ у првом и $d_v^{M2} > d_v^{M3} > d_v^{M1}$ у другом случају.

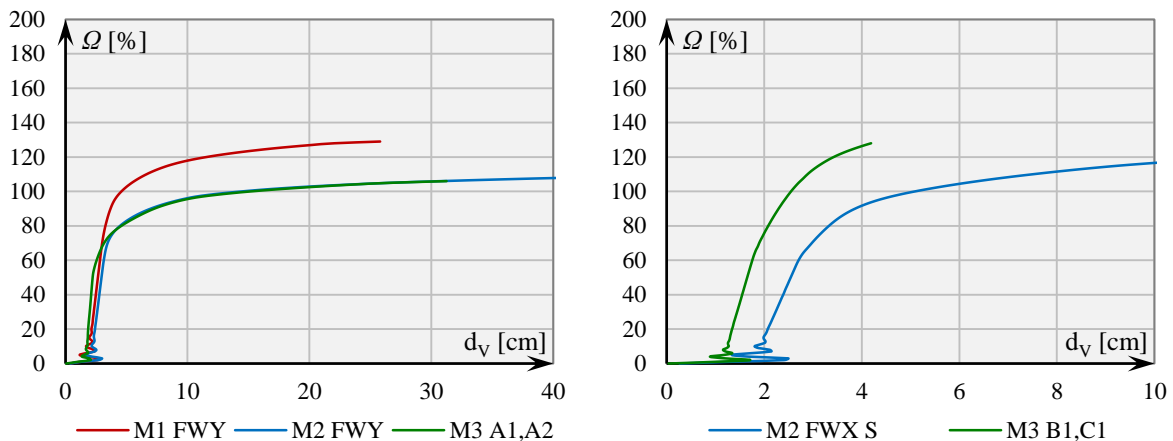


График 103 – Pushdown криве за FWY/A1,A2 (лево) и FWXS/B1,C1 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

За случај уклањања целокупних АБ зидова на приземним етажама, видан је пад Ω [%] при достизању LS5. Ради компарације одговора система, на локацијама уклоњених зидова у M1 и M2 су уклоњени стубови у M3. У случају FWY/A1,A2, приметан је скоро идентичан одговор за M2 и M3, при чему се за M3 раније достиже LS5 у поређењу са M2, док је одговор система M1 донекле бољи. У сценарију FWXS/B1,C1 су анализирани модели M2 и M3, при чему је евидентна разлика у понашању. M3 има јачи одговор у ком се LS5 достиже при мањим вредностима угиба, али при већој вредности додатног оптерећења система, у односу на M2.

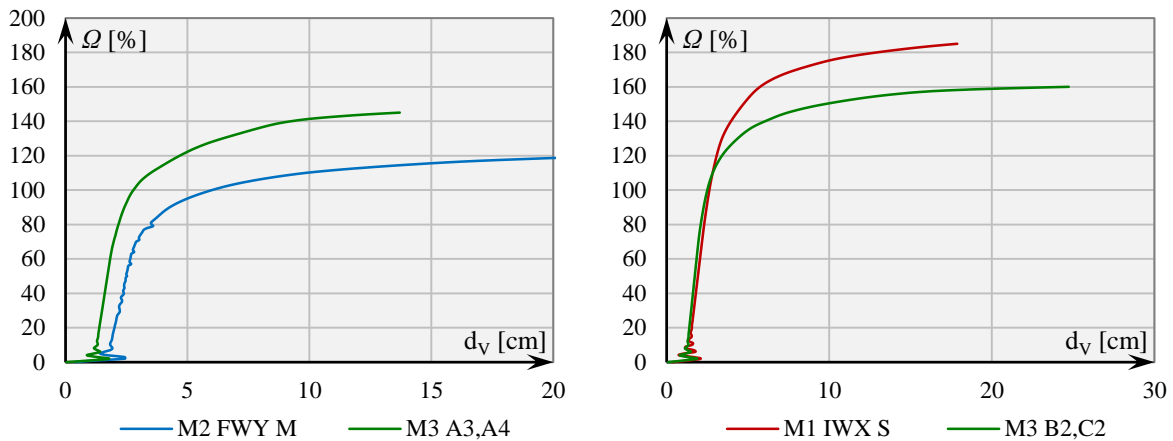


График 104 – Pushdown криве за FWY,M/A3,A4 (лево) и IWX,S/B2,C2 (десно) сценарио уклањања вертикалних елемената

У сценарију FWY,M/A3,A4 су анализирани модели M2 и M3, при чему је евидентна разлика у понашању. M3 има јачи одговор у ком се $LS5$ достиже при мањим вредностима угиба, али при већој вредности додатног оптерећења система, у односу на M2. У случају IWX,S/B2,C2, M1 има јачи одговор у ком се $LS5$ достиже при мањим вредностима угиба, али при већој вредности додатног оптерећења система, у односу на M3.

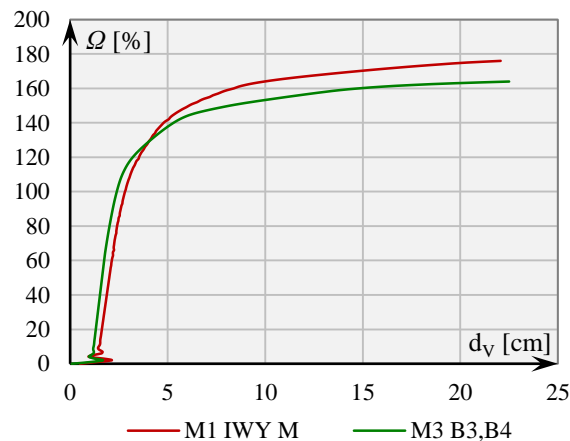


График 105 – Pushdown криве за IWY,M/B3,B4 сценарио уклањања вертикалних елемената

У случају IWY,M/B3,B4, M1 има мало јачи одговор у ком се $LS5$ достиже при мало мањим вредностима угиба, али при већој вредности додатног оптерећења система, у односу на M3.

Из приложеног се може закључити да ће најслабији одговор при уклањању стубова, пружити зграда M2, док је ово стање променљиво у M1 и M3, у зависности од усвојеног сценарија.

7.4.3. Гранична стања оштећења

Применом методе *НДА pushdown* анализе у анализи робусности система, након *pushdown* кривих, прорачуната су и гранична стања оштећења система, која су описана у 6.4.3. Приказ граничних стања оштећења конструкција, изложених ризику од прогресивног колапса, дат је на графицима 106 – 108.

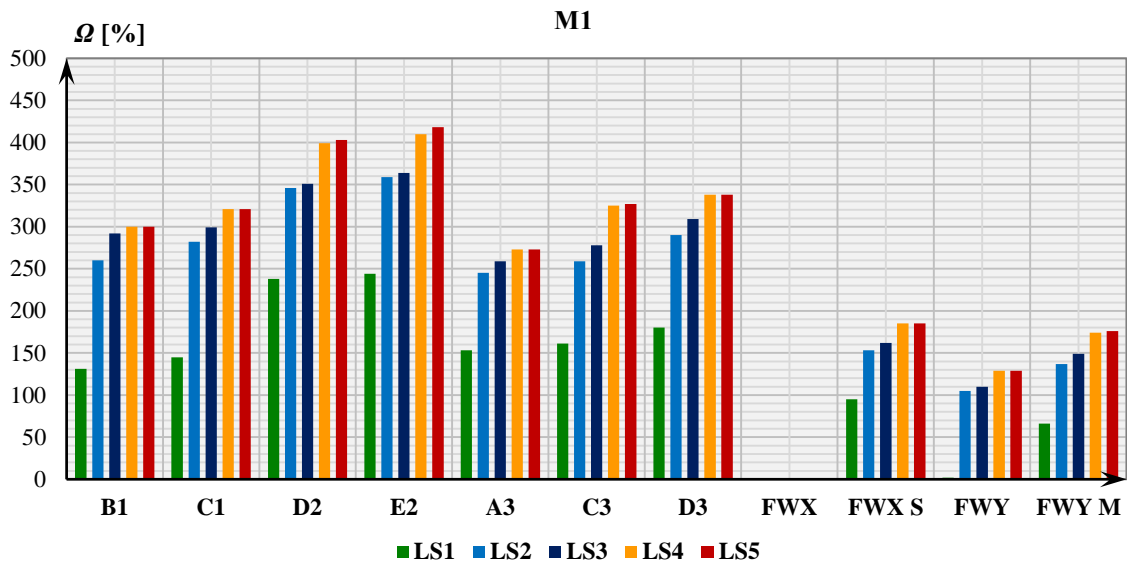


График 106 – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M1

У случају M1, уочљив је знатно слабији одговор система при уклањању АБ зидова у односу на стубове. Оно што се такође може уочити је да се при уклањању стубова у фасадним рамовима добија слабији одговор конструкције, него што је то случај при уклањању стубова у унутрашњим рамовима конструкције.

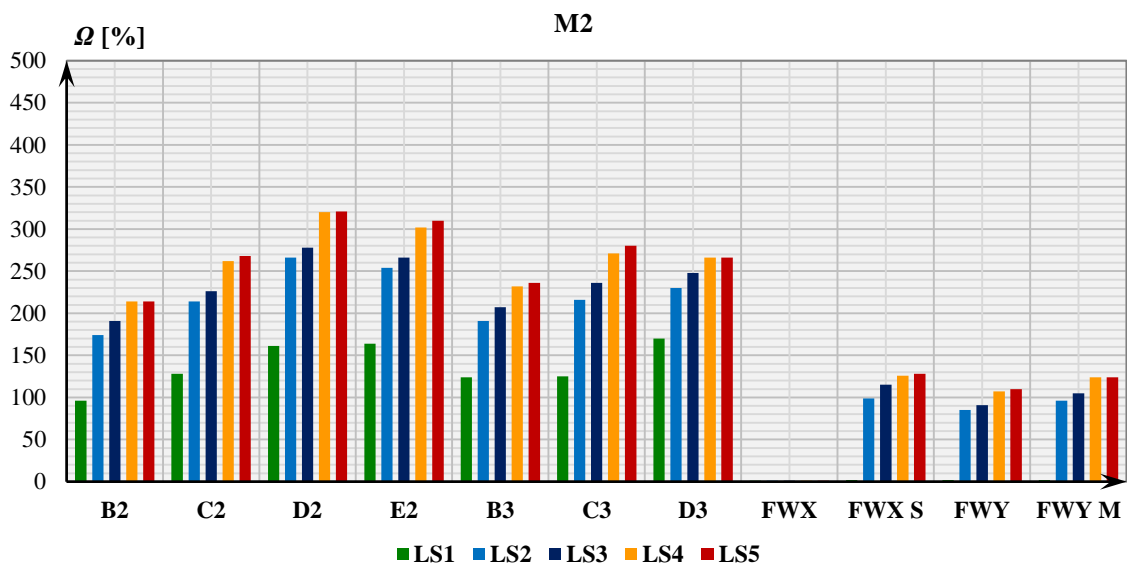


График 107 – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M2

У случају M2, такође је уочљив знатно слабији одговор система при уклањању АБ зидова у односу на стубове, али и видно слабији одговор при уклањању стубова у односу на M1 у M3. Оно што се такође може уочити је да се, као и у M1, при уклањању стубова у фасадним рамовима добија слабији одговор конструкције, него што је то случај при уклањању стубова у унутрашњим рамовима конструкције.

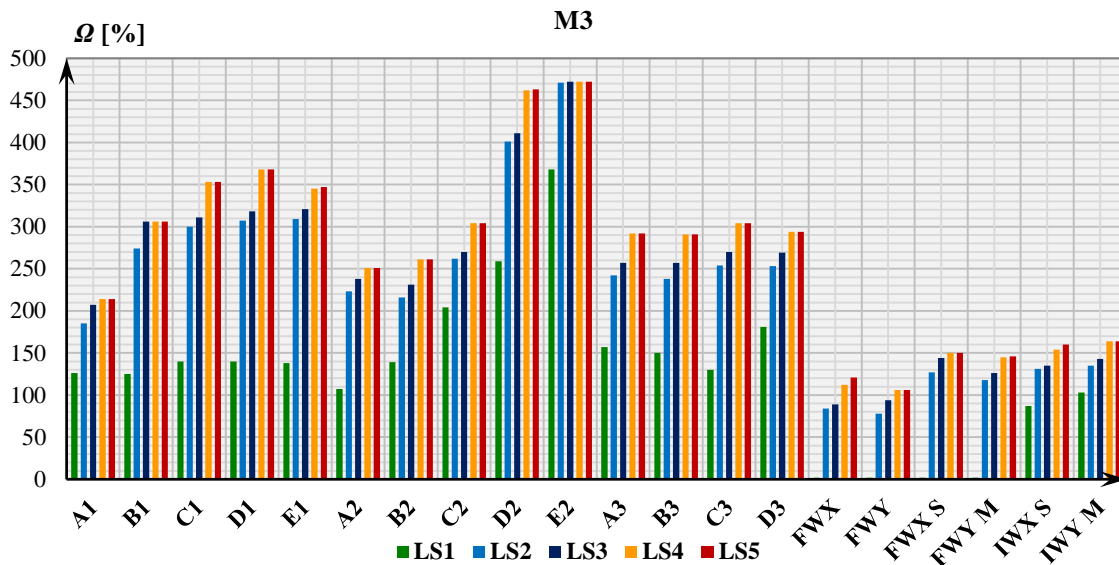


График 108 – Гранична стања оштећења за све сценарије уклањања вертикалних елемената, за M3

У случају M2, учљив је бољи одговор система при уклањању стубова на местима АБ зидова (у M1 и M2) у односу на M2 и сличан одговор у односу на M3. Такође, одговор система при уклањању стубова је нешто слабији у односу на M1, за идентичне сценарије уклањања вертикалних елемената. Оно што се такође може учити је да се, за разлику од M1 и M2, при уклањању стубова у фасадним рамовима не добија искључиво слабији одговор конструкције, него што је то случај при уклањању стубова у унутрашњим рамовима конструкције, што је у великој мери условљено и количином уграђене арматуре.

7.4.4. Криве повредљивости

Статистичке расподеле добијених вредности за стања оштећења конструкције су анализирани у *EasyFit* софтверском пакету применом *Kolmogorov-Smirnov* и *Anderson-Darling* тестова. Установљено је да одговарају и нормалној и лог-нормалној расподели, али је због веће сличности са нормалном расподелом, она усвојена за конструисање кривих повредљивости за анализу робусности конструкција.

Функција густине вероватноће (енг. *Probability Density Function – PDF*) изражава се једначином:

$$f_{N,LS_i}^{\Omega_i} = \frac{1}{\sigma_{LS_i}^{\Omega} \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LS_i}^{\Omega}}{\sigma_{LS_i}^{\Omega}} \right)^2} \quad (31)$$

Криве повредљивости, израчунате су применом израза:

$$P_{LS_i|\Omega_i}(\Omega_i, \mu_{LS_i}^{\Omega}, \sigma_{LS_i}^{\Omega}) = \Phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LS_i}^{\Omega}}{\sigma_{LS_i}^{\Omega}} \right) \quad (32)$$

где су Φ кумулативна функција нормалне расподеле, а $\mu_{LS_i}^{\Omega_i}$ и $\sigma_{LS_i}^{\Omega_i}$ средња вредност и вредност стандардне девијације функције кумулативне нормалне расподеле вероватноће у аритметичком простору за одређену вредност процента додатног гравитационог оптерећења Ω_i . Како не би дошло до преклапања кривих повредљивости, за прорачун је коришћена заједничка вредност стандардне девијације за сва стања оштећења. Ова вредност, израчуната је применом *MLE* методе, која је описана у поглављу 7.2, с тим што је прилагођена нормалној расподели.

Када се израчунају криве повредљивости свих стања оштећења, оне се коригују да не би дошло до њиховог преклапања, применом методе процене максималне сличности (енг. *Maximum Likelihood Estimation - MLE*) (Baker, 2015), (Porter, 2015).

$$Likelihood = \prod_{j=1}^n \binom{n_j}{z_j} \phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right)^{z_j} \left[1 - \phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) \right]^{n_j - z_j} \quad (33)$$

где је n укупан број сценарија, μ_{LSi}^{Ω} средња вредност расподеле, а $\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$ вредност стандардне девијације у аритметичком простору, функције нормалне кумулативне расподеле вероватноће „фитоване“ криве повредљивости за референтну вредност Ω_i , за одговарајуће гранично стање оштећења LS . Прорачун параметара кривих повредљивости, постиже се максимизирањем *likelihood* функције. Ово се може постићи, при чему је и сам поступак лакши, максимизирањем логаритма функције максималне вероватноће, па ће израз (33) добити облик:

$$\{\hat{\mu}_{LSi}^{\Omega}, \hat{\sigma}_{LSi}^{\Omega}\} = \arg \max \sum_{i=1}^n \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) \right) \right\} \quad (34)$$

при чему је n_j број сценарија уклањања вертикалних елемената за прорачун, вероватноћа p_j :

$$p_j = \phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) \quad (35)$$

а z_j је вредност броја колапса, која се у аналитичкој форми може одредити као:

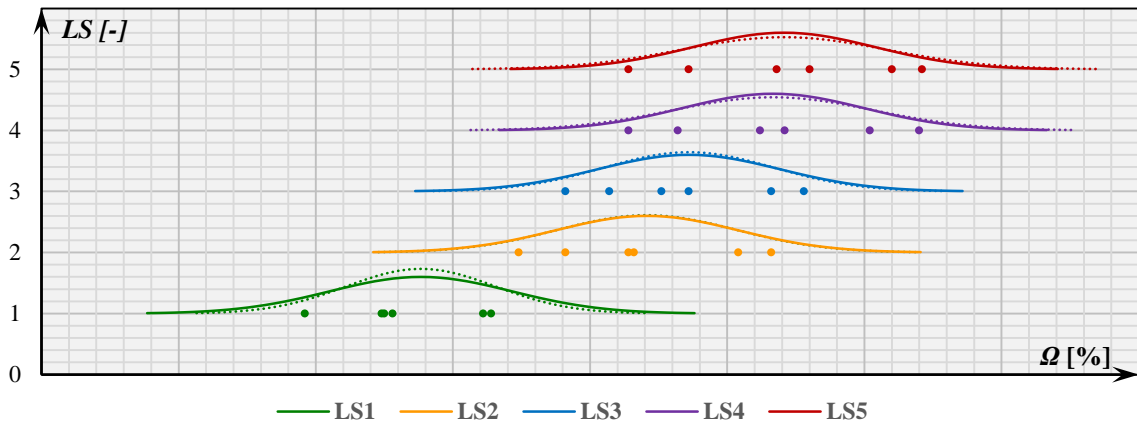
$$z_j = \left[1 - \Phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) \right] \cdot n_j \quad (36)$$

или једноставно као број прекорачених граничних стања у емпиријској форми. Фитоване криве повредљивости, конструишу се применом израза:

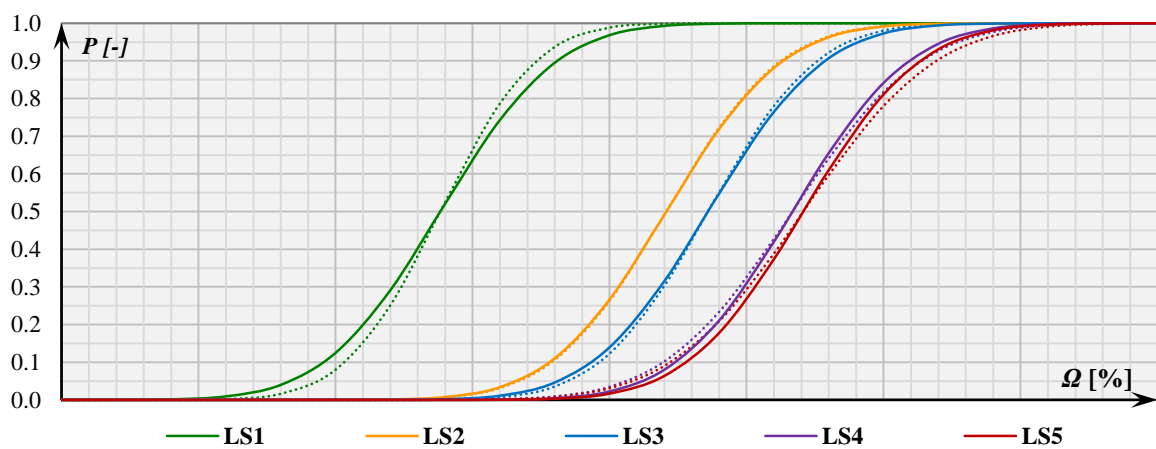
$$P_{LSi|\Omega_i}(\mu_{LSi}^{\Omega}, \bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}) = \Phi \left(\frac{\Omega_i - \mu_{LSi}^{\Omega}}{\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}} \right) \quad (37)$$

Након примене *MLE*, добијају се средње вредности и вредности стандардне девијације ($\mu_{LSi}^{\Omega}, \bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$) у функцији Ω_i , за аритметички простор.

Разматрани су случајеви у којима су уклоњени само стубови у моделима М1 и М2, при чему су у М3 у првом случају М3(М1) уклоњени стубови на локацијама стубова у М1, док су у другом случају М3(М2) уклоњени стубови на локацијама стубова у М2, ради компаративне анализе. Такође, разматрани су случајеви у којима су уклоњени само зидови у моделима М1 и М2, при чему су у М3 у првом случају М3(М1) уклоњени стубови на локацијама зидова у М1, док су у другом случају М3(М2) уклоњени стубови на локацијама зидова у М2, ради компаративне анализе. На крају, разматрани су случајеви у којима су уклоњени сви елементи у моделима М1, М2 и М3, односно једна четвртина, што је довољно за описивање понашања система и компаративну анализу, будући да се конструкције могу посматрати као двоосно симетричне. Криве повредљивости су приказане на графицима 109 – 119. Приказане су функције кривих повредљивости са различитим вредностима стандардних девијација за свако гранично стање оштећења, као и њихове кориговане функције са заједничким вредностима стандардних девијација за свих пет стања оштећења.



Слика 43 – Приказ резултата прорачуна и њихова нормална расподела вредности у аритметичком простору



Слика 44 – Приказ резултата прорачуна и криве повредљивости за нормалну расподелу вредности

Табела 18 – Параметри за прорачун кривих повредљивости

Уклањају се само стубови												
Модел	M1			M2			M3 (M1)			M3 (M2)		
LS_i	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$
LS1	178.86	45.03	46.33	138.29	27.26	33.26	194.29	89.27	83.43	204.43	84.72	89.71
LS2	291.57	44.40		220.71	32.60		313.57	88.05		299.29	96.70	
LS3	307.43	37.91		236.00	31.02		328.00	81.94		311.43	91.62	
LS4	338.00	50.05		266.71	36.76		354.71	79.41		341.14	87.22	
LS5	340.00	52.72		270.71	37.88		354.86	79.63		341.29	87.46	

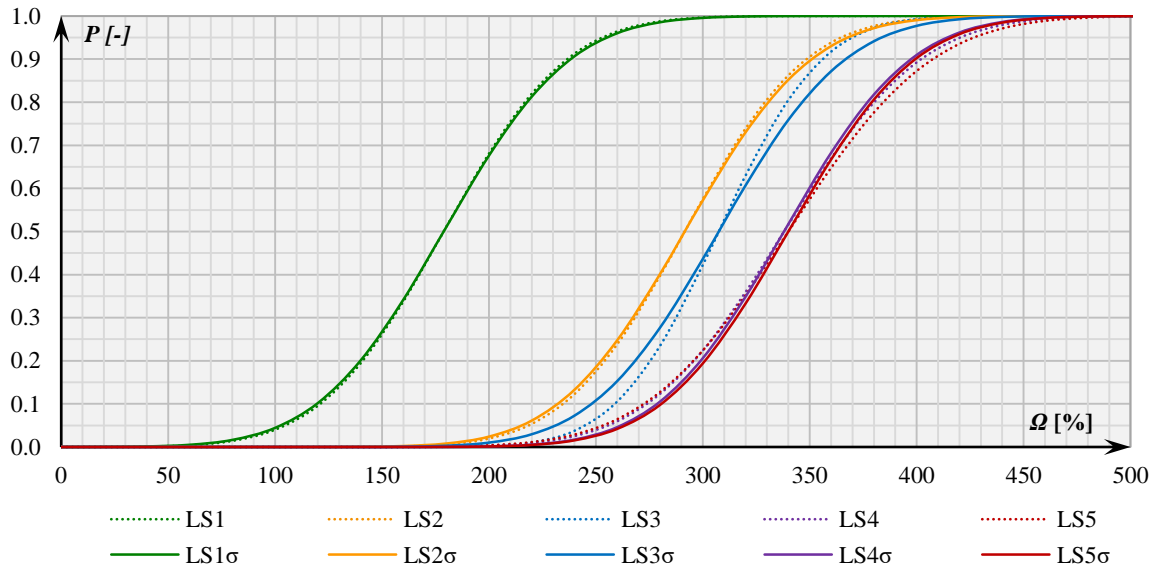


График 109 – Криве повредљивости за М1, када се уклањају само стубови

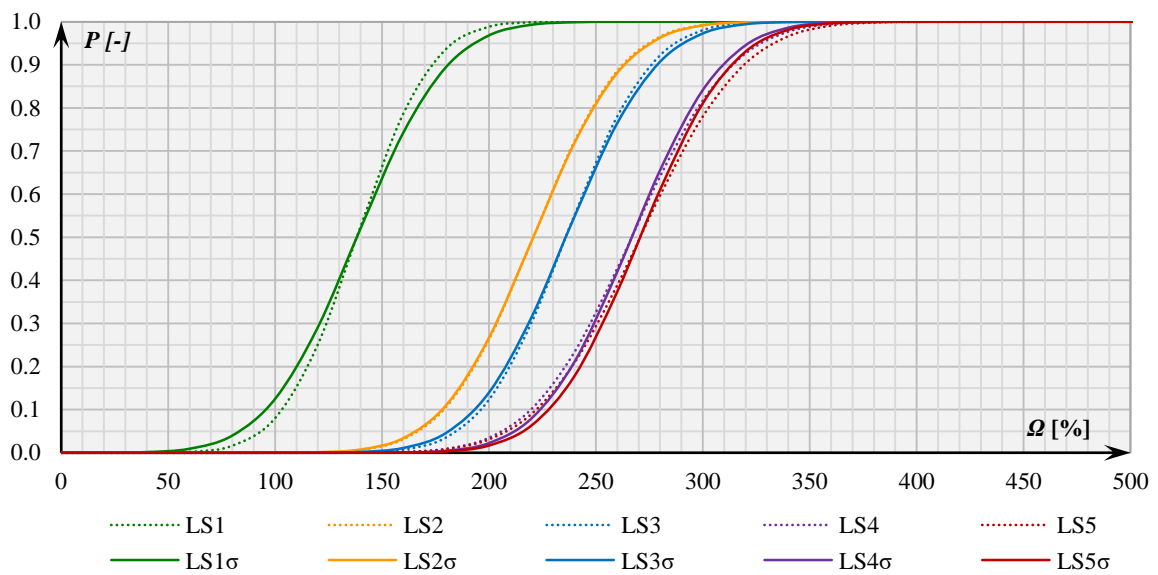


График 110 – Криве повредљивости за М2, када се уклањају само стубови

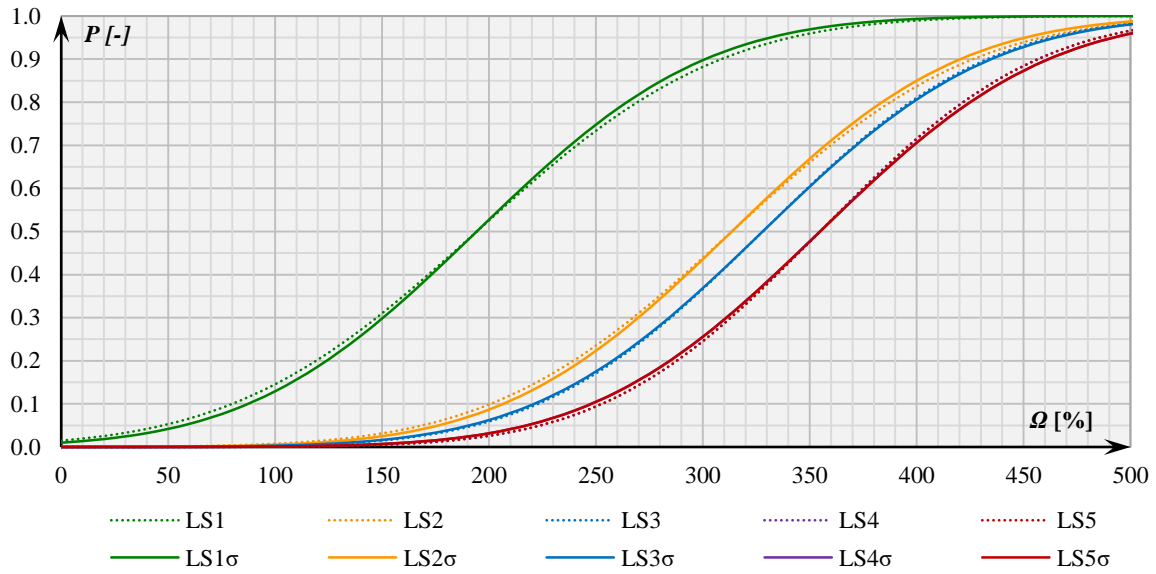


График 111 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови уклоњени у М1

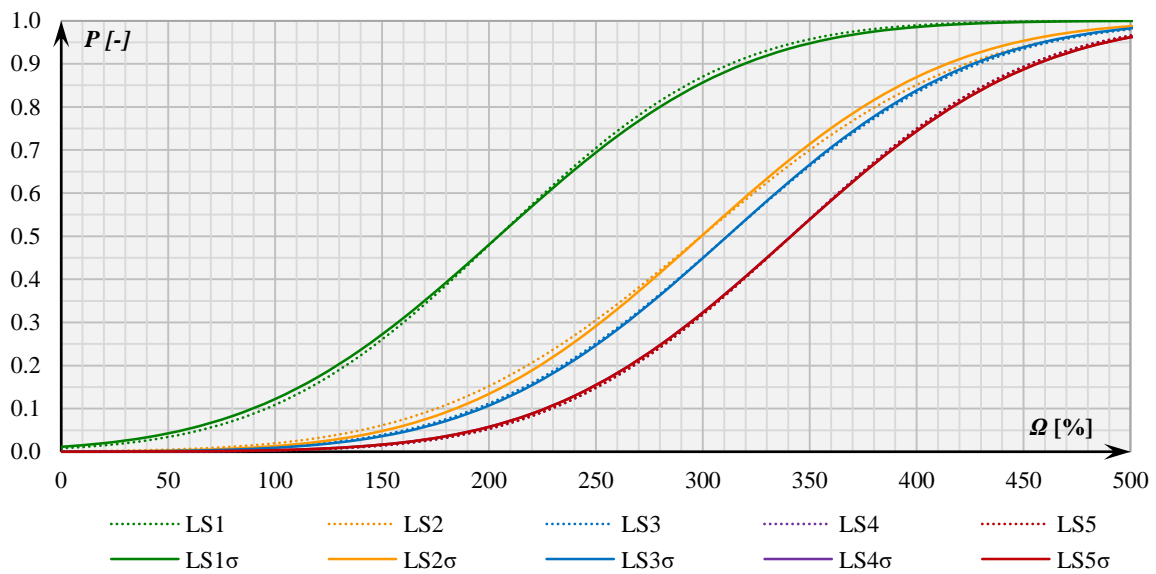


График 112 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови уклоњени у М2

Табела 19 – Параметри за прорачун кривих повредљивости

Уклањају се само зидови												
Модел	М1			М2			М3 (М1)			М3 (М2)		
	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$	μ_{LSi}^{Ω}	σ_{LSi}^{Ω}	$\bar{\sigma}_{LS}^{\Omega}$
LS1	41.00	47.12	70.9 2	1.75	0.50	53.9 3	48.50	54.09	35.1 2	2.00	0.00	22.0 0
LS2	102.25	65.58		74.13	46.01		111.13	27.17		107.5 0	24.2 4	
LS3	116.83	73.69		86.08	52.37		129.00	27.80		124.0 8	22.5 8	
LS4	122.50	78.32		90.13	55.53		135.88	26.91		129.5 0	20.1 3	
LS5	122.75	84.80		90.75	60.33		137.75	28.71		130.7 5	20.9 0	

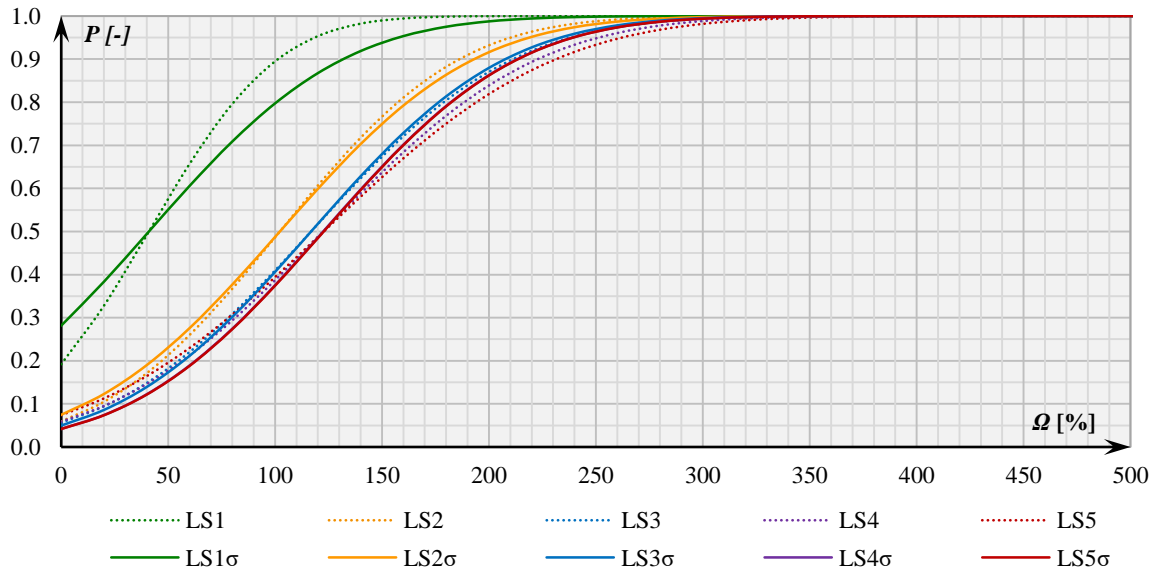


График 113 – Криве повредљивости за М1, када се уклањају само зидови

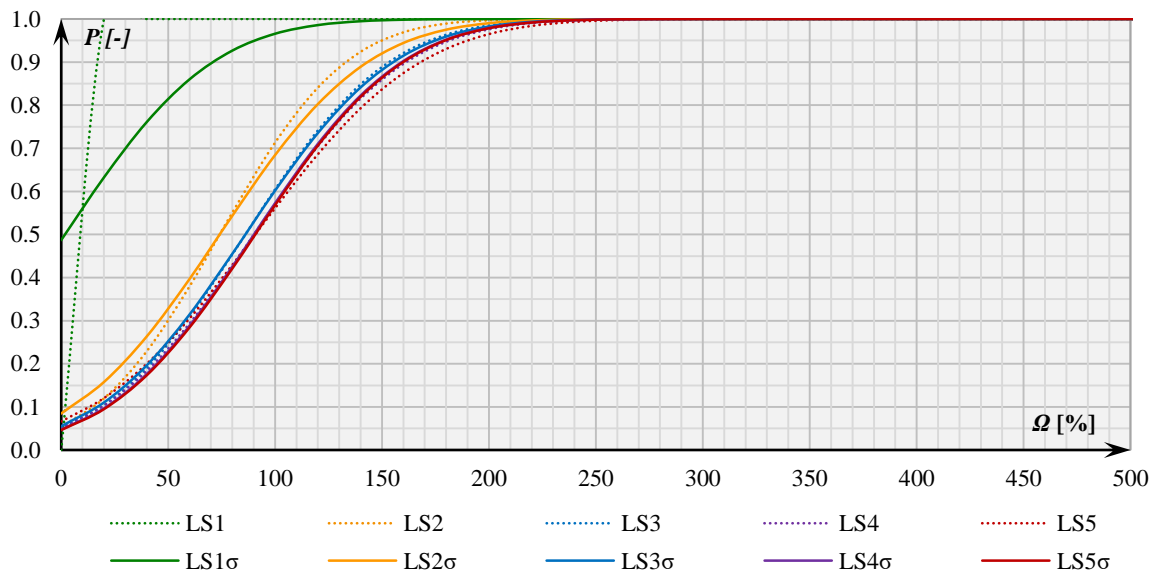


График 114 – Криве повредљивости за М2, када се уклањају само зидови

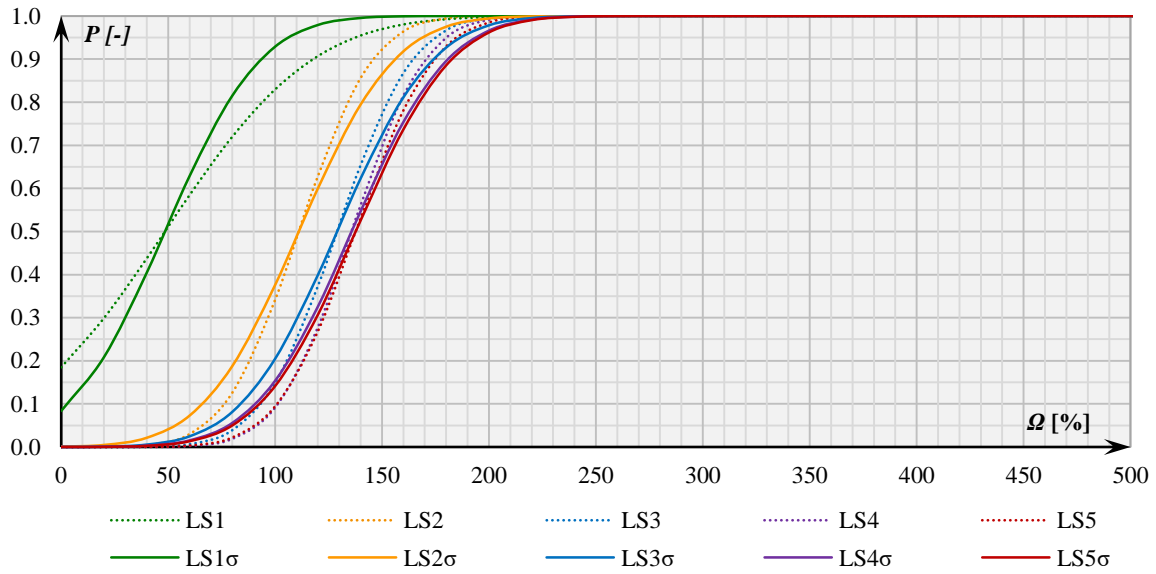


График 115 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови на локацијама уклоњених зидова у М1

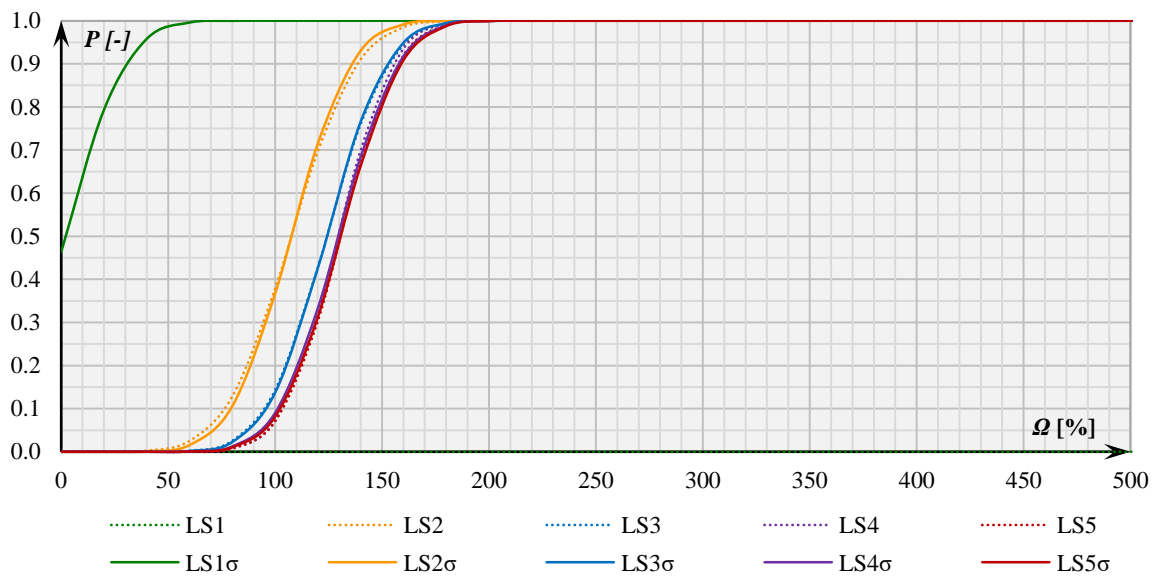


График 116 – Криве повредљивости за М3, када се уклањају сви стубови на локацијама уклоњених зидова у М2

Табела 20 – Параметри за прорачун кривих повредљивости

Уклањају се сви елементи									
Модел	М1			М2			М3		
LS_i	μ_{LSi}^Ω	σ_{LSi}^Ω	$\bar{\sigma}_{LS}^\Omega$	μ_{LSi}^Ω	σ_{LSi}^Ω	$\bar{\sigma}_{LS}^\Omega$	μ_{LSi}^Ω	σ_{LSi}^Ω	$\bar{\sigma}_{LS}^\Omega$
$LS1$	128.73	81.98	112.14	88.64	72.05	89.02	173.00	77.50	81.06
$LS2$	221.55	109.65		166.00	83.97		290.00	83.77	
$LS3$	234.00	113.33		178.55	88.04		303.82	79.16	
$LS4$	259.55	124.45		202.27	99.35		329.82	81.82	
$LS5$	261.00	125.85		205.27	100.98		330.09	82.02	

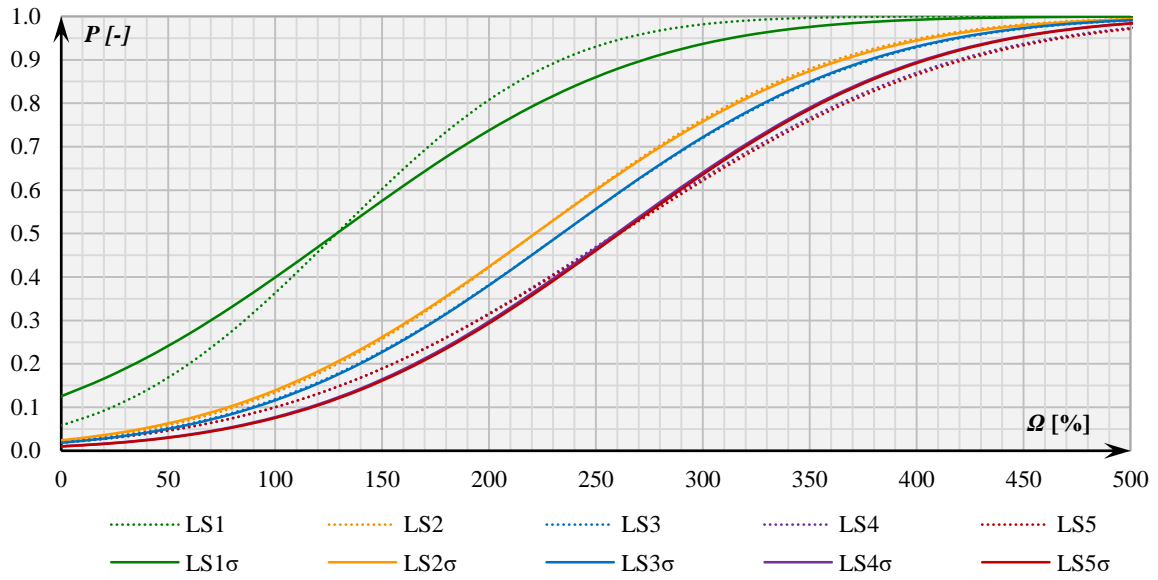


График 117 – Криве повредљивости за М1

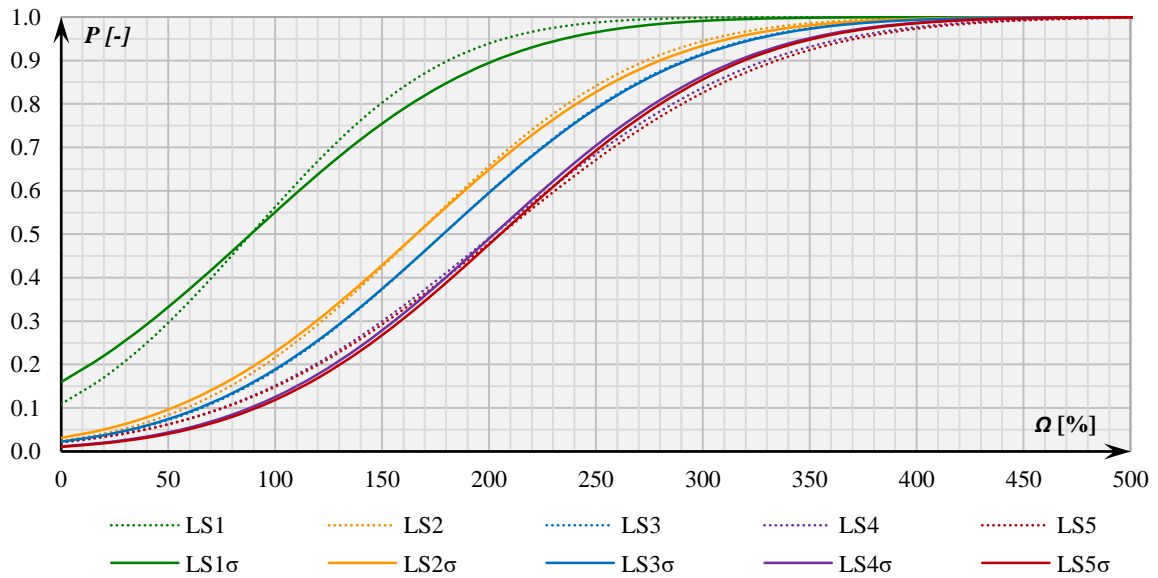


График 118 – Криве повредљивости за М2

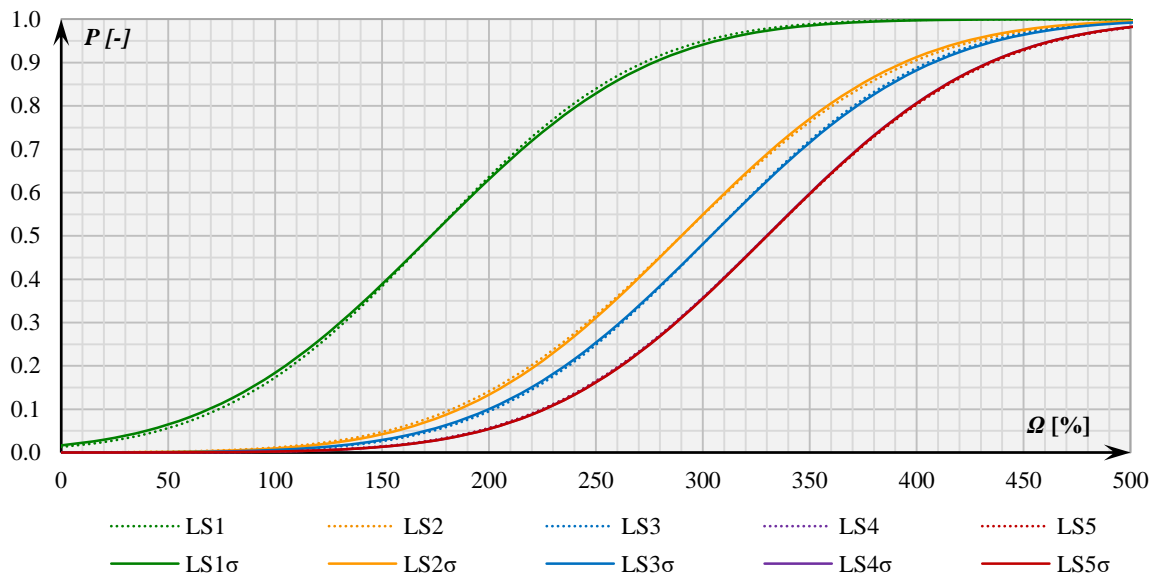


График 119 – Криве повредљивости за М3

Након конструисања кривих повредљивости и њихове корекције, могуће је приступити компаративној анализи одговора модела на прогресивни колапс, за три различита случаја: када се уклањају сви стубови у моделима (график 120), када се уклањају сви зидови у моделима (график 121) и када се уклањају сви елементи у моделима (график 122). Додатно су разматрани случајеви у којима је извршена компарација сценарија у којем су уклоњени само стубови у М1 и стубови на идентичним локацијама у М3, тј. М3(М1) (график 123), као и сценарија у којем су уклоњени само стубови у М2 и стубови на идентичним локацијама у М3, тј. М3(М2) (график 124). Поред њих, разматрани су и случајеви у којима је извршена компарација сценарија у којем су уклоњени само зидови у М1 и стубови на идентичним локацијама у М3, тј. М3(М1) (график 125), као и сценарија у којем су уклоњени само зидови у М2 и стубови на идентичним локацијама у М3, тј. М3(М2) (график 126).

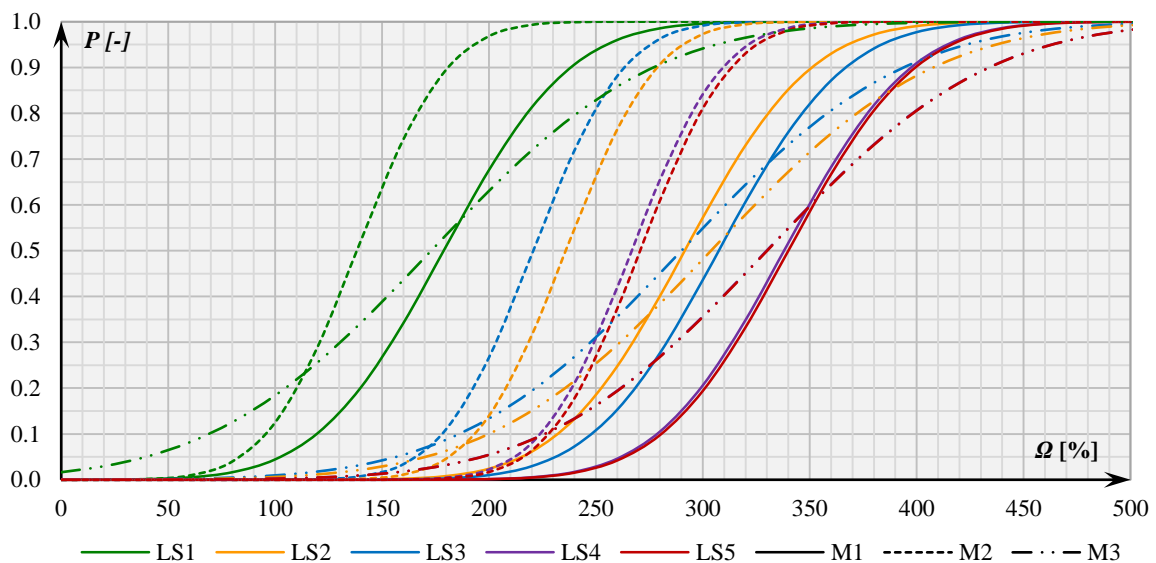


График 120 – Компарација кривих повредљивости, када се уклањају сви стубови у М1, М2 и М3

У случају када се уклањају сви стубови у М1, М2 и М3, евидентна је значајно већа вредност стандардне девијације у М3, која доприноси томе да се вероватноће прекорачења граничних стања P налазе у већем опсегу Ω у односу на М1 и М2. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M1) < P(M3) < P(M2)$, што значи да је систем М1 најотпорнији на прогресивни колапс у овом случају, а М2 има најслабији одговор. Будући да се за М3 уклањају сви елементи, и сам узорак је већи, питање је колико је валидна компарација М1 и М2 са М3 у овом случају.

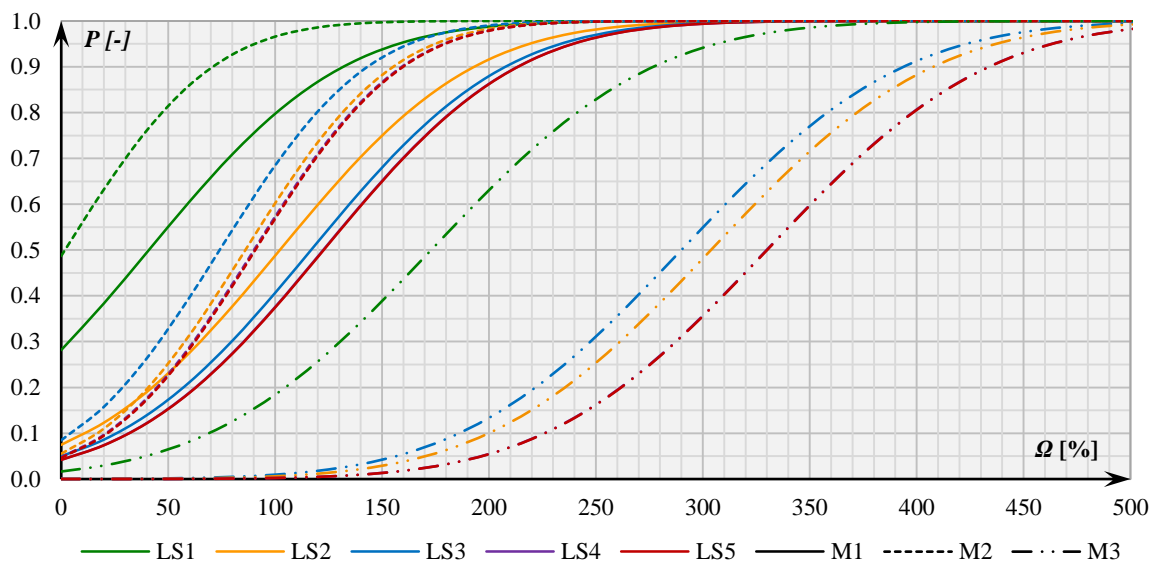


График 121 – Компарација кривих повредљивости, када се уклањају сви зидови у М1, М2 и М3

У случају када се уклањају сви зидови у М1, М2 и М3, вредност стандардне девијације у М1 и М2 не одступа значајно од М3. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M3) < P(M2) < P(M1)$, што значи да је систем М3 најотпорнији на прогресивни колапс у овом случају, а М2 има најслабији одговор. Будући да се за М3 уклањају сви елементи, такође је питање колико је валидна компарација М1 и М2 са М3 у овом случају.

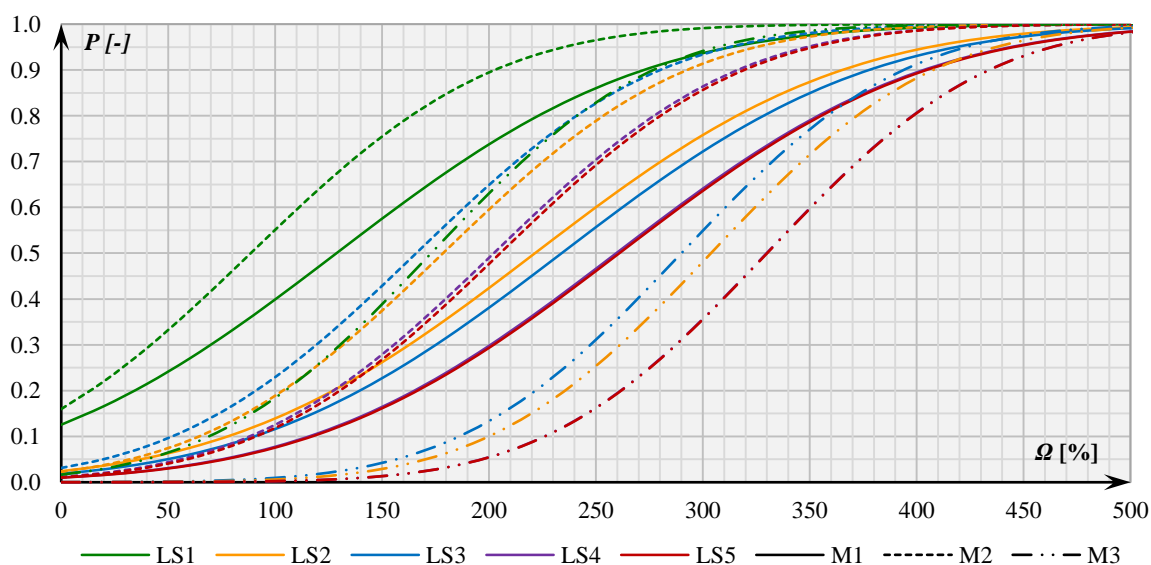


График 122 – Компарација кривих повредљивости за М1, М2 и М3

У случају када се уклањају сви елементи у М1, М2 и М3, генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M3) < P(M1) < P(M2)$, што значи да је систем М3 најотпорнији на прогресивни колапс у овом случају, а М2 има најслабији одговор.

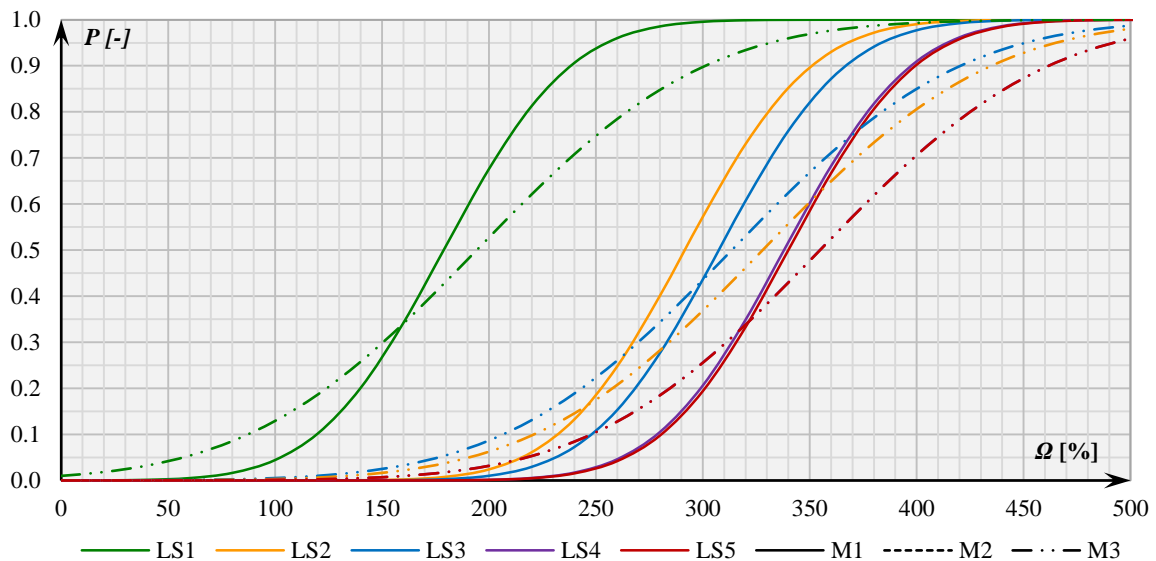


График 123 – Компарација кривих повредљивости за М1 и М3, када се уклањају сви стубови у М1 и стубови у М3 на истим локацијама

У случају када се уклањају сви стубови у М1 и стубови на истим локацијама у М3, евидентна је значајно већа вредност стандардне девијације у М3, која доприноси томе да се вероватноће прекорачења граничних стања P налазе у већем опсегу Ω у односу на М1. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M1) < P(M3)$ при мањим вредностима Ω , што се мења, како P прелази око 35% за свако од граничних стања и може се описати релацијом $P(M3) < P(M1)$. Ово значи да ће за М3 раније доћи до појаве стања оштећења од М1, али ће се у М1 раније достићи већа вероватноћа за појаву граничног стања оштећења у односу на М3, након поменутих $P \approx 35\%$.

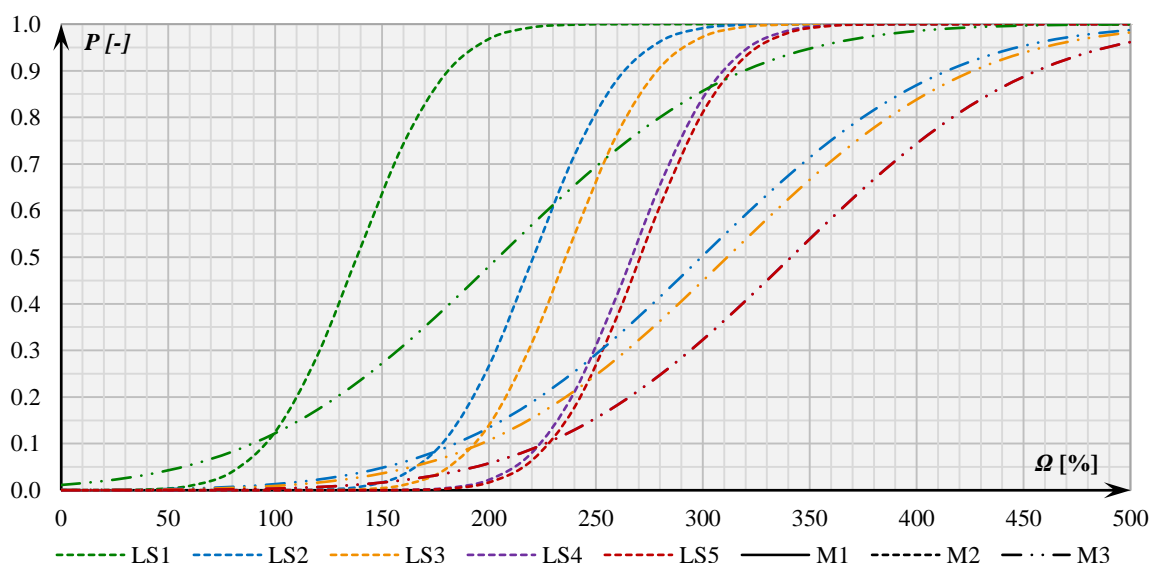


График 124 – Компарација кривих повредљивости за М2 и М3, када се уклањају сви стубови у М2 и стубови у М3 на истим локацијама

У случају када се уклањају сви стубови у М2 и стубови на истим локацијама у М3, евидентна је значајно већа вредност стандардне девијације у М3, која доприноси томе да се вероватноће прекорачења граничних стања P налазе у већем опсегу Ω у односу на М1. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M2) < P(M3)$ при мањим вредностима Ω , што се мења, како P прелази око 10% за свако од граничних стања и може се описати релацијом $P(M3) < P(M2)$. Ово значи да ће за М3 раније доћи до појаве стања оштећења од М2, али ће се у М2 раније достићи већа вероватноћа за појаву граничног стања оштећења у односу на М3, након поменутих $P \approx 10\%$.

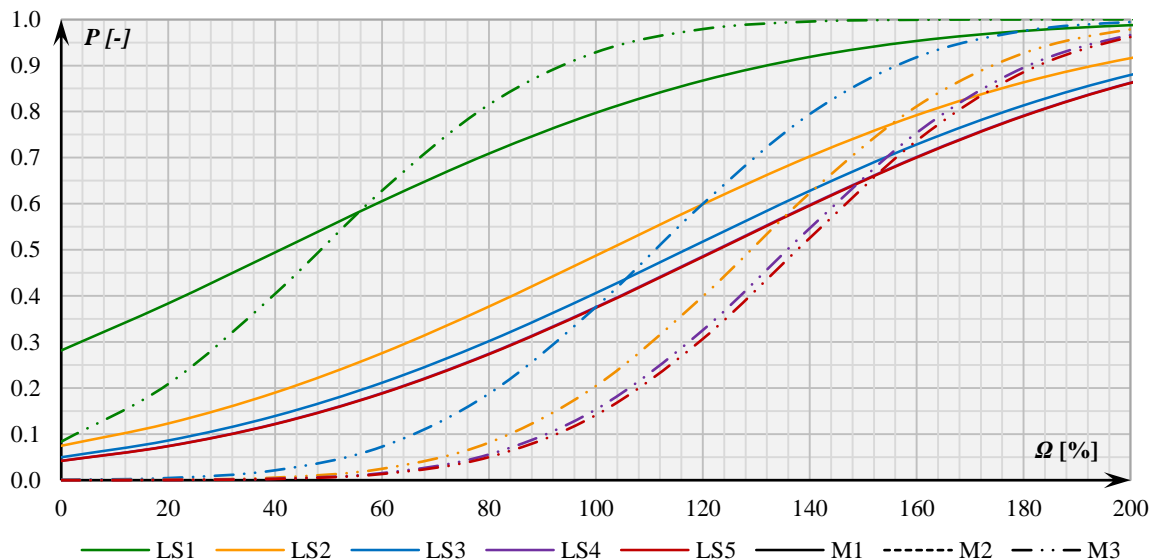


График 125 – Компарација кривих повредљивости за М1 и М3, када се уклањају сви зидови у М1 и стубови у М3 на истим локацијама

У случају када се уклањају сви зидови у М1 и стубови на истим локацијама у М3, евидентна је значајно већа вредност стандардне девијације у М1, која доприноси томе да се вероватноће прекорачења граничних стања P налазе у већем опсегу Ω у односу на М3. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M3) < P(M1)$ при мањим вредностима Ω , што се мења, како P прелази око 60-65% за свако од граничних стања и може се описати релацијом $P(M1) < P(M3)$. Ово значи да ће за М1 раније доћи до појаве стања оштећења од М3, али ће се у М3 раније достићи већа вероватноћа за појаву граничног стања оштећења у односу на М1, након поменутих $P \approx 60-65\%$.

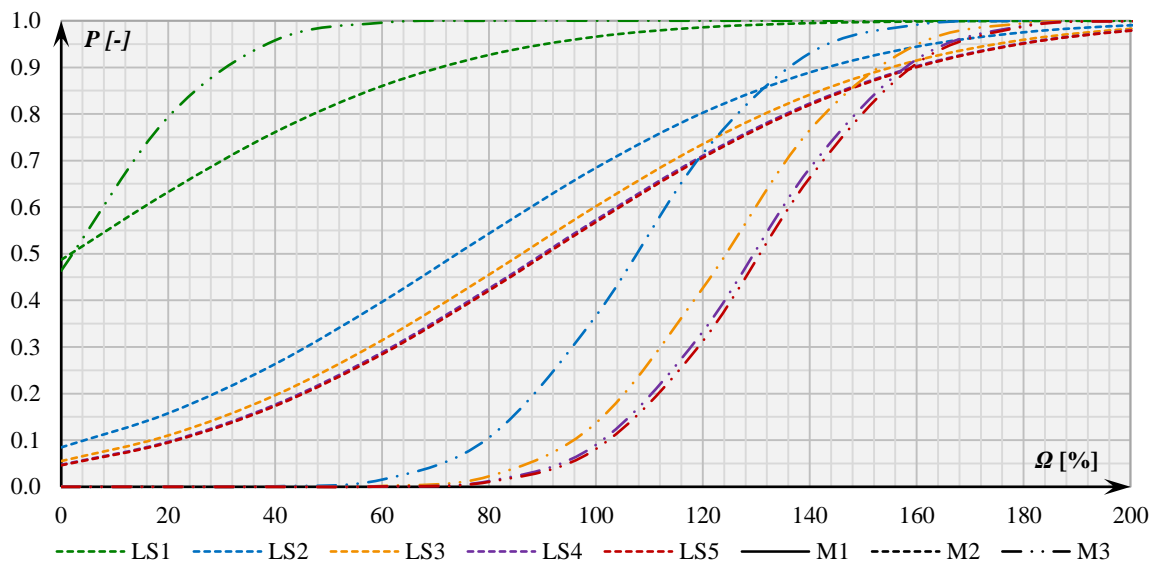


График 126 – Компарација кривих повредљивости за M2 и M3, када се уклањају сви зидови у M2 и стубови у M3 на истим локацијама

У случају када се уклањају сви зидови у M2 и стубови на истим локацијама у M3, евидентна је значајно већа вредност стандардне девијације у M2, која доприноси томе да се вероватноће прекорачења граничних стања P налазе у већем опсегу Ω у односу на M3. Генерално посматрано, отпорност система се може описати релацијом $P(M3) < P(M2)$ при мањим вредностима Ω , што се мења, како P прелази око 50%(LS1)-90%(LS5) за свако од граничних стања и може се описати релацијом $P(M2) < P(M3)$. Ово значи да ће за M2 раније доћи до појаве стања оштећења од M3, али ће се у M3 раније достићи већа вероватноћа за појаву граничног стања оштећења у односу на M1, након поменутих $P \approx 50\%$ (LS1)-90%(LS5).

7.4.5. Анализа утицаја локације уклоњених елемената на робусност система

Досадашњим анализама су добијени резултати који показују да постоји разлика у отпорности конструкције у зависности од позиције уклоњеног елемента у конструктивном систему.

У случају сва три модела, извршена је проста линеарна апроксимација граничних стања повредљивости. Иако се анализом појединачних сценарија не може постићи апсолутна сагласност са ставом да за сваки сценарио важи услов да се робусност конструкције, односно отпор прогресивном лому, повећава смањењем растојања елемената од центра крутости, он је очигледан и може се применити у већини ситуација. Резултати линеарне регресионе анализе указују исто. Резултати анализе су приложени на графицима 127 – 129.

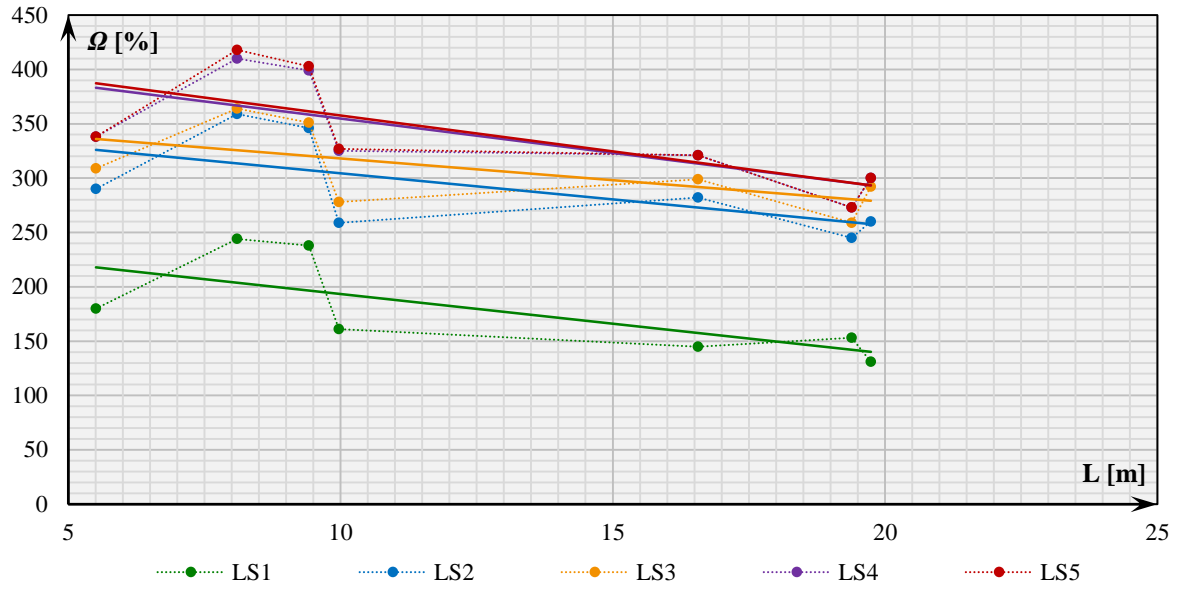


График 127 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М1

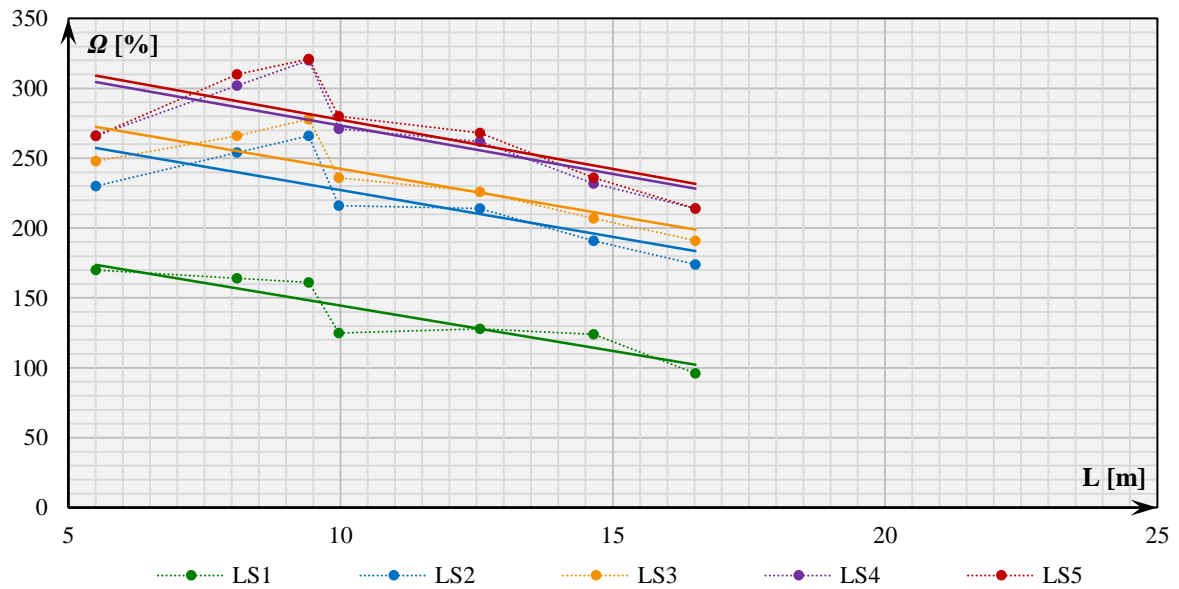


График 128 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М2

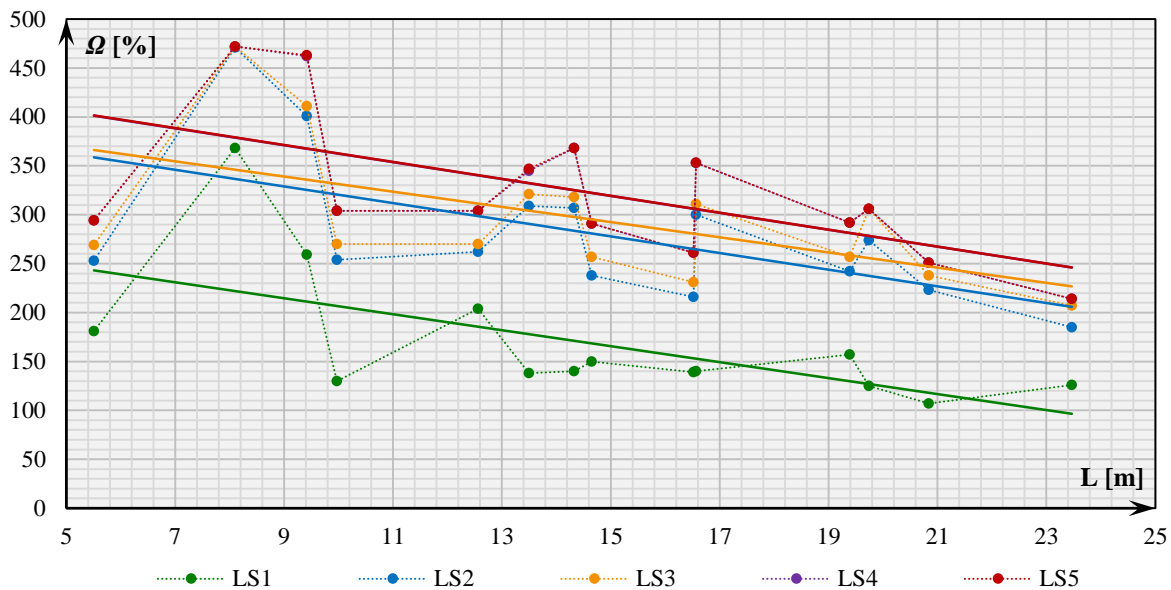


График 129 – Стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости за М3

Резултати компаративне анализе су приказани на графику 129. Приметно је да са удаљеношћу елемента од центра крутости, опада и његова отпорност на прогресивни колапс. Такође, може се успоставити и однос између отпорности модела да се одупру прогресивном колапсу. М2 пружа најслабији одговор, у односу на сва три модела. Робусност конструкције М3 је генерално највећа, у поређењу са М1 и М2, али је приметан слабији одговор М3 у односу на М1, када су у питању сценарији уклањања вертикалних елемената који подразумевају уклањање елемената у фасадним рамовима, што је и очекивано, будући да су у М1 и М2 на већини тих позиција АБ зидови. Може се слободно закључити да М3 поседује највеће карактеристике робусности, за њим М1 и најслабији одговор пружа М2.

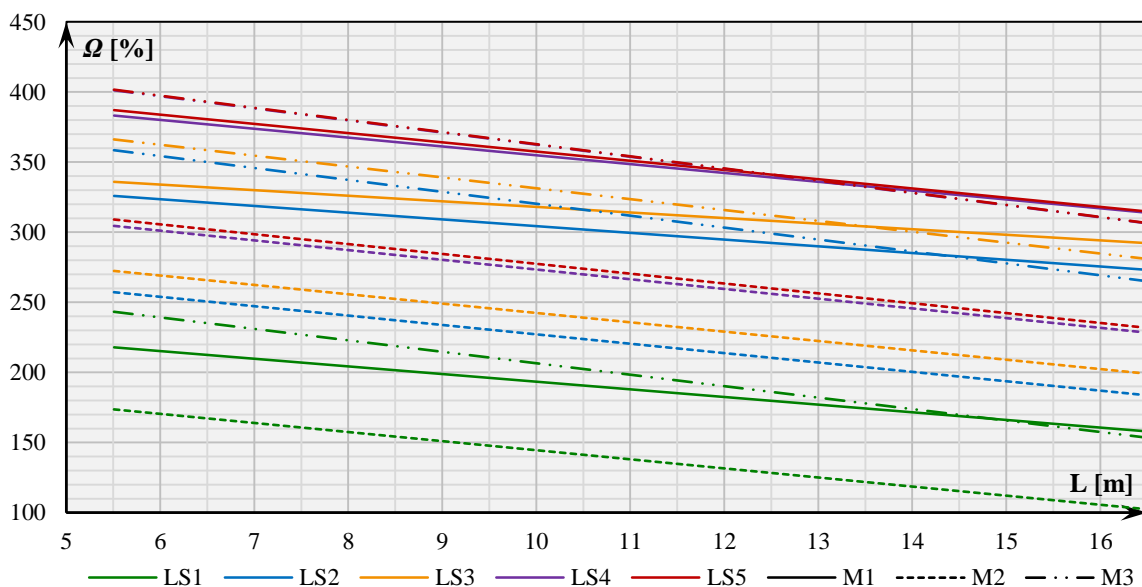


График 130 – Компарација линијских апроксимација стања оштећења стубова у зависности од удаљености од центра крутости

8. ЗАВРШНЕ НАПОМЕНЕ И ЗАКЉУЧЦИ – МОГУЋНОСТ ПРИМЕНЉИВОСТИ РЕЗУЛТАТА И ПРАВЦИ ДАЉИХ ИСТРАЖИВАЊА

8.1. Завршне напомене

Последњих година све више расте интерес за проучавање повредљивост АБ конструкција и анализу њихове робусности. То је омогућио достигнути висок степен могућности рачунара. Због тога су у овом раду и публикованим радовима аутора овог рада истраживани проблеми повредљивости конструкција из аспекта понашања конструктивних система зграда на доминантна сеизмичка дејства и робусност конструкција, тј. карактеристике конструкције да, при појави делимичног лома спречи њен прогресивни лом.

Истраживања у овом раду усмерена су и ограничена на истраживање, поменутих феномена везаних за конструкције АБ зграда, које су најчешће у примени за средње (уобичајене) спратности у нашој земљи и региону. Истраживана су три конструктивна система АБ зграда, као пример најчешће примењиваних конструкција АБ зграда у сеизмичким подручјима. Анализирани су системи зграда скелетне конструкције укрућене зидовима распоређеним у фасадним и унутрашњим рамовима (означен као М1), скелетне конструкције укрућене зидовима у фасадним рамовима (М2) и хибридног скелетног система (М3). Све три конструкције садрже АБ језгро и пројектоване су за средње дуктилно понашање.

У првом делу, истражено је понашање ових конструкција под дејствима земљотреса, са аспекта њихове повредљивости, што је предмет многих истраживања која су на линији препорука које датирају од АТС (1996) и FEMA (2000), касније препоруке SEAOC Vision 2000 (1995), HAZUS (2013) и EN техничких норми (EN1998-1, 2005). С обзиром да је ово релативно нова област, у овом раду је посвећена пажња методологији прорачуна повредљивости конструкција до анализе кривих повредљивости. Последњих година се све више анализа усмерава и на квантитативну процену губитака, што није обухваћено овим радом.

Други део докторске дисертације, усмерен је на прогресивни лом предметних конструкција, што је предмет многих истраживања, нарочито после рушења дела зграда *Ronan Point* у Лондону (1986), као и рушење трговинског центра у Њујорку 11. септембра 2001. године. Најпре су уведене у препоруке и прописе у САД, Канади и Британији. У Европске Норме (EN1990) је, феномен прогресивног лома, релативно касно уведен тек 2002. године. То је разлог што је у овој области посвећен већи број истраживања тек у последњих двадесет година. У овој области су такође највише истраживани скелетни АБ системи зграда, док су у овој докторској дисертацији истражени скелетни системи укрућени зидовима.

У обе области на које је усмерено истраживање у дисертацији, највећи број радова се заснива на примени *pushover* анализе, а мањи број на примени динамичке анализе, због њене комплексности и времена потребног за прорачун на рачунару. У овом раду су примењене обе методе анализе, при чему је метода НДА коришћена и у прорачуну сеизмичке повредљивости и робусности, док је НСА коришћена такође у прорачуну сеизмичке повредљивости.

Анализирана је повредљивост конструктивних система зграда из више аспеката. Разматрана је повредљивост изворних модела конструкција применом методе НДА, као и повредљивост зграда са уклоњеним вертикалним елементима. чији су вертикални конструктивни елементи, који се налазе у приземној етажи, оштећени услед инцидентних дејстава (удар возила, експлозија, терористички напад). Одабрани су сценарији рушења вертикалних носећих елемената, у којима се разматра губитак носивости стуба, дела АБ зида или комплетног зида. На овај начин, обухваћена је анализа и сагледавање повредљивости изворних модела конструкција на земљотресно

дејство применом *НДА* методе, модела са уклоњеним вертикалним елементима применом *НСА*, као и робусност система, применом *НДА*.

Одабрани сценарији, за сваку конструкцију, су изабрани тако да су у сваком сценарију одстрањени елементи на истој позицији – стубови на истој позицији у конструктивном систему или стуб на позицији одстрањеног дела ивичног дела зида.

У овом раду примењено је више метода за анализу конструкција. Конструкције су димензионисане применом методе *ЛЕА*, док су за анализу нелинеарног одговора система коришћене методе *НСА* и *НДА*. У даљој обради и анализи добијених резултата, коришћене су методе за прорачун перформанских стања конструктивних система и прорачун и одређивање кривих повредљивости, према методама и моделима приложеним у прегледу и попису литературе.

Добијени резултати су коришћени у компаративној анализи, како би се сагледали аспекти избора конструктивних система зграда, метода прорачуна и примене различитих техничких правилника или препорука. Анализа резултата добијених у прорачунима у докторској дисертацији представља допринос бољем увиду у понашање и повредљивост конструктивних система зграда оштећених услед инцидентних дејстава.

Проучено је како уклањање одређених конструктивних елемената, или њихових делова, за три различите конструкције АБ зграда, утиче на њихово понашање под сеизмичким (хоризонталним) дејствима. При томе је, због великог броја сценарија и комплексности анализа, примењена метода *НСА* због своје практичније примене, а даје довољно тачне резултате.

Применом методе *НДА*, проучена је отпорност сва три конструктивна система зграда на прогресивни колапс, тј. њихова робусност. У овим анализама није посматран одговор искључиво из аспекта вертикалних померања и примене *pushdown* методе, што се примењује у већини радова из ове области, већ су за квантификацију одговора конструкција одређена и гранична стања оштећења, а тиме и повредљивост АБ конструкција, за све усвојене сценарије уклоњених елемената. Резултати прорачуна стања оштећења су коришћени за вредновање утицаја положаја уклоњених елемената у анализираним сценаријима на робусност конструкција. Препоручена је методологија укључивања нелинеарних анализа при прорачуну сеизмичке повредљивости и робусности одабраних модела и сценарија АБ конструкција.

Досадашња сазнања о понашању ових конструкција описана су у прегледу литературе.

Применом *pushover НСА*, спроведена је процена одговора физичких (изворних) модела-узорака АБ зграда. Понашање конструкција за сеизмичка дејства на изворним (реалним) моделима АБ зграда је анализирано применом методе *НДА*. Сеизмички одговор конструкција зграда према усвојеним сценаријима уклањања вертикалних елемената је анализиран применом методе *pushover НСА*, јер са довољном тачношћу даје резултате потребне за даље анализе. За анализу конструкција на прогресивни лом, коришћена је метода *pushdown НДА*, која даје резултате који се користе у прорачуну кривих повредљивости на прогресивни лом конструкција. Битна разлика између *pushover* и *pushdown* метода нелинеарне анализе је то што се у *pushover* анализи хоризонтално оптерећење наноси инкрементално, док се у *pushdown* анализи оптерећење наноси инкрементално у вертикалном правцу наниже.

У дисертацији су реализоване обимне нумеричке анализе нелинеарног понашања АБ конструкција зграда ради анализе повредљивости и робусности конструкција. При примени *НДА* извршено је 720 анализа, односно 240 по моделу, док је при примени *НСА* за анализу хоризонталног одговора зграда спроведено 320 *pushover* анализа (по 40 за оба правца и две расподеле оптерећења). За анализу робусности и прогресивног рушења конструкције, спроведено је укупно 40 анализа

одговора АБ зграда при уклањању вертикалног елемента или дела елемента и 40 *pushdown* анализа. За конструисање додатних кривих повредљивости изведено је још 12 *pushdown* анализа са уклоњеним зидовима у приземним етажама. Овај поступак је изискивао вишемесечни рад рачунара уз неопходну накнадну обраду података и добијених резултата.

Влакнасти модели пластичних зглобова коришћени су у прорачуну, како је то написано у поглављу 5.8. Модел М1 садржи 2327, М2 2363, а М3 3031 пластични зглоб, што помножено бројем влакана у сваком од попречних пресека, у којима се применом нелинеарних метода анализе, прорачунавају напонска стања, чини веома комплексан, хардверски и временски захтеван проблем.

Резултати сеизмичког одговора изворних модела АБ зграда, применом методе НДА, разматрани су упоређењем вредности међуспратних дрифтова. Они су одабрани као параметар за упоредну анализу резултата, а добијене вредности су коришћене за анализу граничних стања сеизмичке повредљивости према препорукама из докумената FEMA (2000), HAZUS (2013), Vision 2000 (1995) и EN1998-1 (2005) и EN1998-3 (2005).

Резултати сеизмичког одговора модела АБ зграда, према усвојеним сценаријима уклањања елемената, одређени применом методе НСА, разматрани су упоређењем вредности спектралних убрзања и спектралних померања. За разлику од анализа у осталим проученим радовима, у овом раду су добијене вредности коришћене за анализу граничних стања сеизмичке повредљивости зграда, применом RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003), за све усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената. На тај начин, описане су перформансе три различита модела АБ зграда, прорачуном кривих повредљивости, из угла спектралних убрзања и померања.

Резултати одговора АБ зграда на прогресивни лом, према усвојеним сценаријима уклањања елемената, одређени применом методе НДА, разматрани су упоређењем вредности вертикалних померања на месту уклоњених елемената и упоређењем резултата *pushdown* анализа. Резултати *pushdown* анализа, коришћени су за анализу граничних стања повредљивости зграда на прогресивни лом и робусност. За разлику од анализа у осталим радовима, у овом раду су добијене вредности стања оштећења зграда, за уклањање сваког појединачног елемента или дела елемента у приземној етажи, коришћене за прорачун кривих повредљивости робусности система. Поред тога, проучен је утицај положаја елемената на робусност конструкција, што може бити искоришћено при концептуалном пројектовању конструкције АБ зграда система скелета укрћених АБ зидовима.

Ипак, зграде се не могу пројектовати за сваки хазард којем конструктивни систем може бити изложен током свог животног века, потребан је свеобухватни приступ пројектовању конструкција чему донекле доприноси интегрални приступ. За сада се не уводе хазарди који имају малу вероватноћу појаве догађања, а могу изазвати озбиљне последице, што је карактеристично за прогресивни лом (Folić, 2015).

Врло је важно осигурати одговарајући капацитет за нелинеарно понашање конструкције и могућност прерасподеле сила у пресецима, тј. већу статичку неодређеност (редундантност) (Folić, 2015). То условљава обезбеђење одговарајуће дуктилности и детаљирања елемената и њихових веза (чворова) и способности конструкције да развије алтернативни пут преноса оптерећења у случају губитка носећег елемента. Резултати анализе су показали да конструкције које су пројектоване у складу с препорукама за сеизмички отпорне зграде показују већу робусност од оних које нису пројектоване у складу са сеизмичким прописима (Brunesi и др., 2015). Значај ове анализе илуструје пример скелетне зграде где се након уклањања средњег стуба формира греда са двоструким распоном, а уклањање крајњег стуба условљава конзолни пренос гравитационог оптерећења. Поменуто се може остварити континуирањем и горње и доње арматуре што је донекле регулисано прописима за пројектовање АБ зграда у сеизмички активним подручјима.

Више докумената и техничких прописа (кодова) само донекле садржи препоруке за прорачун конструкција које су мање осетљиве на прогресивни лом, тј. робусне конструкције. Анализе спроведене у овој дисертацију упућују на потребу да се у даљем раду на Правилницима за прорачун конструкција посебна пажња усмери на остваривање задовољавајућег степена отпорности система на прогресивни лом.

На основу резултата спроведених прорачуна, одговор три модела зграда, може се сагледати из више аспеката и може се извести мноштво закључака, од којих се истиче само најважније у виду сумирања резултата и назначивања праваца даљих истраживања.

Аспект који би такође требало размотрити су резултати *ЛЕА* и димензионисање конструкција, пре свега, АБ зидова. У случају три анализираних конструкције, постиже се мало снажнији сеизмички одговор, због неопходности да се задовоље услови дати у прописима. Прво „покривањем“ анvelopа дијаграма, а друго, додатним повећањем истих анvelopа. М1 пружа најснажнији одговор, М2 има боље дуктилно понашање, док су код М3 највише искоришћена дуктилна својства конструкције. То не нарушава дуктилно понашање система, али резултује каснијим уласком система у благо или потпуно нелинеарно понашање. То доводи до већег утрошка челика и бетона и скупље конструкције. Ово се пре свега односи на М1 и М2, а у случају М3, то је последица неопходног повећања димензија стубова ради постизања задовољавајућа торзиона крутост конструкције.

Веома је битно поменути и проблем пројектовања *DCH* система зграда са АБ зидова, јер је у питању веома тежак итеративни поступак и тешко је задовољити услове армирања и утезања ивичних елемената зидова и услов о смичућим силама што условљава додатно повећање димензија пресека и квалитета бетона.

За анализу сеизмичког одговора конструкције, у коришћеном софтверском пакету, било је могуће приступити и моделирању пластичних зглобова линијских елемената применом правила датих у *ASCE/SEI 41-13 (2014)*. У том случају, линијски елементи би имали концентрисану пластичност у карактеристичним тачкама на којима се налазе пластични зглобови, за разлику од усвојене, расподељене пластичности на усвојеној дужини пластичних зглобова. Такође, уместо постојећих веза напон – дилатација за прорачун пластичног понашања елемената на месту пластичних зглобова, нелинеарне карактеристике елемената би биле описане релацијама моменат-ротација или сила-померање зависно од врсте напрезања. С обзиром да овакав приступ представља веће упрошћење од примењеног начина моделирања пластичних зглобова, резултовао би и мањом тачношћу. У случају АБ зидова, у поглављу 5.2.1 су описани различити начини могућности моделирања њиховог нелинеарног понашања. Веома битан фактор у разматрању нелинеарног одговора система са АБ зидовима је и утицај смичућих сила на понашање конструкције и наведено изискује даље истраживање.

8.2. Закључци

С обзиром да је методологија прорачуна повредљивости АБ конструкција зграда релативно нова и још увек се развија, у овом раду је предложен модификовани модел дијаграмом тока, за анализу сеизмичке повредљивости и повредљивости на прогресивни лом, у поглављу 3 (Слика 1). У предложеном моделу, резултати прорачуна зависе од усвојеног диспозиционог решења носећих елемената АБ зграде, категорије тла на којој се налази и прорачунског *PGA*. Први корак прорачуна представља усвајање диспозиционог решења АБ зграде и карактеристика примењених материјала. Одабрана конструкција се прорачунава методом *ЛЕА*. Формирање модела за нелинеарну анализу обухваћено је моделирањем конструктивних елемената, одређивањем конститутивних релација примењених материјала и моделирањем пластичних зглобова.

Сеизмичка анализа изворних-физичких модела подразумева процену одговора конструкција АБ зграда применом *pushover HCA*, са проценом нелинеарног одговора за

прорачунски PGA. За разматрање одговора конструкције усвајају се вредности међуспратних дрифтова (FEMA 356, 2000), (HAZUS, 2013), (Vision 2000, 1995) и PGA (EN1998-1, 2005). НДА се примењује са одабраним земљотресним записима, скалираним према прорачунском PGA. На основу добијених резултата, одређују се гранична стања повредљивости, прорачунавају се криве повредљивости. након чега се спроводи компаративна анализа повредљивости разматраних модела.

За анализу сеизмичког одговора и робусности конструкције, усвајају се сценарији уклањања вертикалних елемената (АБ стубова, зидова и ивичних елемената зидова) у приземној етажи, као највероватнији.

Као критеријум за разматрање сеизмичког одговора конструкције усвајају се вредности спектралних убрзања и спектралних померања. Применом *pushover* НСА прорачунава се одговор конструкција, и криве капацитета се апроксимирају билинеарним функцијама. Гранична стања оштећења рачунају се на основу вредности спектралних убрзања и померања на граници течења и граници капацитета конструкције, након чега се прорачунавају криве повредљивости и спроводи њихова компаративна анализа.

При анализи робусности зграда, за критеријум разматрања одговора конструкција, усвајају се вредности вертикалних померања, тј. вертикалних дрифтова на местима уклоњених елемената и вредности дилатација у гредама које се сустичу на месту уклоњеног вертикалног елемента, при одговарајућим напонским стањима. НДА се примењује према предвиђеним функцијама у поглављу 6.3 (Слика 29). Спроводи се анализа понашања конструкције у тренутку уклањања елемента и *pushdown* анализа. На основу добијених резултата, одређују се гранична стања повредљивости, прорачунавају се криве повредљивости. након чега се спроводи компаративна анализа повредљивости разматраних модела. При томе је могуће упоредити резултате уклањања елемената на одговарајућим положајима и препоручити одговарајуће модификације.

Завршни корак након спроведених анализа је одабир оптималне конструкције.

Коришћене методе нелинеарне анализе, и примењени математички модели, пружају велике могућности да се сагледају проблеми понашања конструкција, нарочито понашање оштећених објеката и/или објеката у којима је срушен/уклоњен неки од вертикалних елемената. Развој различитих метода анализе и софтверских пакета, омогућили су примену различитих поступака у изради ове докторској дисертацији. Може се очекивати да се њихова примена у пројектантској пракси убудуће повећа, а тиме и сигурност и економичност конструкција.

Из искустава стечених у истраживању, није препоручљива примена модела пластичних зглобова са концентрисаном пластичношћу, односно модела који нису засновани на напонско-дилатационој релацији влакана пластичног зглоба. Разлог за овакав закључак је врло прост, а он се односи на анализу напонских стања у пресеку најслабије греде која се сустиче са уклоњеним вертикалним елементом. Пошто су гранична стања оштећења дефинисана на основу дилатацијских услова у попречном пресеку греде на месту пластичног зглоба, ова анализа се може спровести искључиво њиховим разматрањем, што се тешко може постићи применом концентрисане пластичности. Међутим, увођење смичућих пластичних зглобова у поменуте гредне елементе и разматрање утицаја задавања смичућих нелинеарних својстава на способност система да се одупре прогресивном лому се може предложити за даља истраживања.

Резултати прорачуна повредљивости изворних модела конструкција применом НДА методе указују на могућност већих одступања резултата у зависности од коришћених техничких прописа. У раду су, као референтне вредности за прорачун оштећења и кривих повредљивости примењене процедуре описане у FEMA 356 (2000),

HAZUS (2013), SEAOC Vision 2000 Committee (1995) које су у функцији IDR, као EN1998-1 (2005) и EN1998-3 (2005) у којима су описана стања оштећења у зависности од вредности убрзања тла, или вероватноће појаве земљотреса одређеног интензитета за одређени повратни период. Док су HAZUS (2013) и SEAOC Vision 2000 Committee (1995) у одређеној мери доследни и дају сличне резултате, FEMA 356 (2000) је превише неконзервативна, а EN1998-1 (2005) и EN1998-3 (2005) дају вредности у великој мери на страни сигурности. Методе описане у HAZUS (2013), SEAOC Vision 2000 Committee (1995) су најзаступљеније у истраживањима процене повредљивости конструкције, а гранична стања оштећења су дефинисана вредностима међуспратних дрифтова. За одређивање повредљивости АБ зграда, може се користити широко заступљена метода при којој се одређује индекс оштећења (енг. *damage index* – *DI*). Због комплексности прорачуна параметара неопходних за ову анализу, када су у питању три анализирана модела, овај поступак није разматран у докторату, али јесте у (Folić & Čokić, 2021). Примена *DI* у анализи повредљивости ће бити предмет даљих истраживања.

Прорачуном кривих сеизмичке повредљивости и вероватноћа стања оштећења изворних модела конструкција, добијени су резултати који се у даљем истраживању могу користити за прорачун мере губитка, што није обухваћено овим радом.

У поглављу 7.3 је анализиран хоризонтални одговор конструкција за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената. Будући да је поступак НДА изузетно временски захтеван, за прорачун понашања модела је коришћена метода НСА. Резултати *pushover* НСА су пребачени у домен спектралних померања и спектралних убрзања и апроксимирани би-линеарним кривама капацитета, како би се применом методе описане у RISK-UE (Milutinović & Trendafiloski, 2003) одредиле криве повредљивости хоризонталног одговора конструкција за усвојене сценарије уклањања вертикалних елемената. Анализа је обављена из аспекта спектралних убрзања и спектралних померања уз компаративну анализу добијених резултата за три разматране конструкције. Из аспекта спектралног убрзања и примену обе методе апроксимације, у оба правца, евидентно је да је М1 знатно отпорнији од М2. Такође М2 је знатно отпорнији од М3. Вредности одређене применом обе методе су приближно једнаке. Компаративне анализе кривих повредљивости, за оцену одговора конструкција из аспекта спектралног померања, у оба правца, показују да у већини случајева, код М1 долази до оштећења система при померањима већим од одређених за М2, код којег такође долази до оштећења система при померањима већим од од М3, али не постоји изражен образац за све случајеве анализе.

Установљено је да није изражена разлика у сценаријима уклањања стубова и ивичних елемената зидова, иако је очекивана. То је изражено једино у случају уклањања већег ивичног елемента зида (*FWD*), па је очигледно да је у будућим истраживањима неопходно размотрити и утицај величине уклоњеног дела зида на одговор конструкције. Установљене су одређене правилности, где се може предвидети слабији сеизмички одговор у случају уклањања ивичног елемента зида у односу на уклањање стуба на истој позицији у другим моделима.

Анализа робусности је показала (не)очекивану отпорност модела М3 у поређењу са М1 и М2, иако М1 и М2 имају снажнији сеизмички одговор од М3. Разлог за то је количина усвојене подужне арматуре, али пошто М1 има греде које имају вредности количине арматуре изнад или испод вредности количине арматуре у гредама у М3, ово се не може у потпуности применити, осим за М2. С обзиром да М1 и М2 садрже АБ зидове (ако занемаримо језгро које је заједничко за сва 3 модела), очекивано је „навлачење“ утицаја на греде у осама са зидовима и „растерећење“ греда у осталим осама и рамовима. Услед тога је слично понашање М1 и М3, као и „заостатак“ код М2, јер све утицаје „навлаче“ фасадни рамови односно АБ зидови са славим везним гредама. Мањој робусности система М1 и М2 знатно доприносе сценарији у којима су уклањани целокупни зидови, што је иако мало вероватно, предвиђено применом

коришћених докумената. Свакако то је и разлог што су анализирани ситуације у којима су уклоњени само стубови, само зидови и на крају, сви елементи.

Разматран је и утицај удаљености уклоњених стубова од центра крутости конструктивних система. Добијене вредности граничних стања оштећења за предвиђене сценарије су грубо апроксимирани линеарним функцијама у зависности од додатног оптерећења система Ω и растојања од центра крутости. Сценарији уклањања зидова нису разматрани у компарацији резултата, јер је евидентно да њихово уклањање доприноси знатно мањој отпорности конструкције на прогресивни лом, него што је то случај са уклоњеним стубовима. Установљено је да постоји образац одговора конструкција, при чему се отпорност система повећава са близином уклоњеног стуба центру крутости. Установљено је да је М3 најотпорнији на прогресивни лом, док М2 има најслабији одговор. Може се закључити да је применом метода и моделе коришћених у докторској дисертацији, уз адекватне модификације, могуће формулисати модел за процену повредљивости и штета на анализираним АБ конструкцијама.

За АБ зграде конструктивног система скелета и скелета укрупњеног АБ зидовима, средње класе дуктилности, губитак вертикалних носећих елемената – стубова, више утиче на вертикалну стабилност и отпорност на прогресивни лом, односно робусност конструкције, него што је то случај, када се уклањају ивични елементи зида, при чему конструкција задржава линеарно понашање. Уклањање целокупних АБ зидова највише утиче на отпорност система на прогресивни колапс, односно тај одговор је тада најслабији. Уклањање ивичних елемената АБ зидова, неће битно допринети смањењу стабилности објекта на хоризонтална дејства, односно погоршању сеизмичког одговора конструкције у односу на сценарије при којима се уклањају стубови, што није у потпуној сагласности са постојећим полазиштем у раду, јер је очекивана израженија разлика у одговору конструкција. Уклањање ивичних елемената АБ зидова неће значајно утицати на смањење робусности конструкције тј. повећање ризика од прогресивног рушења, што је у сагласности са полазиштем у раду. При уклањању ивичних елемената зидова, конструкција ће задржати линеаран одговор, што није случај са сценаријима у којима су уклоњени стубови или комплетни зидови.

8.3. Правци даљих истраживања

Поред наведених даљих праваца истраживања, биће размотрена примена смичућих пластичних зглобова у АБ зидовима, за прорачун сеизмичке повредљивости и примена смичућих пластичних зглобова у АБ гредама, за прорачун робусности конструкције. Метода моделирања смичућих зглобова у АБ системима је приказана у радовима (*Gerin & Adebar, 2004*), (*Ghobarah, 2004*), (*Ghobarah, 2001*).

Анализирани конструкције спадају у категорију регуларних конструкција, па би у оквиру даљих истраживања предложени модел, уз неопходне модификације, анализе АБ зграда требало применити на нерегуларне АБ конструкције зграда.

Од интереса је размотрити разлику између димензионисања елемената конструкције за потребе праксе и потребе научног истраживања. У првом случају спроводи много детаљнији поступак, при детаљирању пресека, односно избору позиција елемената, у случају испитивања система применом метода нелинеарне анализе, уводе се одређена упрошћења због комплексности моделирања елемената. То се односи на формирање геометријског модела, веза напон-деформација за утегнути и неутегнути бетон АБ елементима, вредности ефективне ширине плоча, број, позицију и дужину пластичних зглобова, број влакана и њихове карактеристике у сваком од елемената итд.

Ради побољшања презентације резултата анализе као додаток овде приказаних истраживања била би примена вештачких неуронских мрежа (енг. Artificial Neural Network – ANN) у побољшању резултата анализе. Овом темом су се бавили аутори у радовима (*Wang, 2018*), (*Weng, 2017*).

9. ЦИТИРАНА ЛИТЕРАТУРА

- Abrahamson, N. Seismic hazard assessment: Problems with current practice and future developments, First ECEE and ES, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Keynote Address K2, p. 17.
- Adam J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., Lu, X.: Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century, *Engineering Structures*, Vol. 173, 2018, pp. 122-149
- Adom-Asamoah, M., Ankamah, N.O. Effect of design ductility on the progressive collapse potential of RC frame structures designed to EC 8, *American J of Civil Engineering*, 4 (2) 2016: 24-33
- Agnew, E., Marjanishvili, S. Dynamic analysis procedures for progressive collapse. *Structure magazine*, (www.structuremag.org), pp 24–27, Apr 2006.
- Ajmal, M. Rahman M. K., Baluch M. H., Nonlinear Static Pushover Analysis of a Shear wall Building in Madinah, *Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies*, 8-9 Feb. 2012, Istanbul
- Ajmal, M., Rahman M. K., Baluch M. H., Seismic Vulnerability of RC Shear wall Building With a Dome Roof in Moderate Seismic Region of Saudi Arabia, *Arabian Journal for Science and Engineering*, October 2015
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. Margaris, B., *Internet-Site for European Strong-Motion Data*, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, 2002; <http://www.isesd.hi.is>, accessed: January 2021
- Ameri, M.R., Massumi, A., Masoomi, H. Effect of structural redundancy on progressive collapse resistance enhancement in RC frame structures, *ASCE J. Perform. Constr.. Facil.* 2019, 33(1), 04018092.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard ASCE/SEI 41-13, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2014.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard ASCE/SEI 41-17, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 2017.
- Ansal, A., *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology (Volume 1)*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 34, Springer, 2014
- Arhain, A.H. Morgenthal, G. Alternative path sensitivity analysis of RC frames using First-order second moment method, *IABSE Worchop Helsinki*, 2015, pp. 170-177.
- Atalić, J., Šavor Novak, M., Uroš, M.: Seismic risk for Croatia: overview of research activities and present assessments with guidelines for the future, *GRAĐEVINAR*, 71 (2019) 10, pp. 923-947, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019>
- ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1*, Applied Technology Council, 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550, Redwood City, California 94065, Report No. SSC 96-01, November 1996
- Attia, F., Salem, H., Yehia, N., *Progressive Collapse Assessment of Mid-Rise Reinforced Concrete Flat Slab Structures*. *Structural Concrete*, 18. 10.1002/suco.201600051, pp. 409-420, 2016
- Avramidis, I., Athanatopoulou, A., Morfidis, K., Sextos, A., Giaralis, A., *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings: Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Volume 38, Springer International Publishing, 2016

- Baker, J. W., Cornell, C. A., Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 35 (9), pp. 1077-1095, 2006, DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.571>
- Baker, J. W., Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599, 2015
- Bao, Y. Kunnath, S.K. Simplified progressive collapse simulation of RC frame-wall structures. *Engineering Structures* 32, 2010: 3153-3162.
- Beck, A.T., Gomes, W.J.S., Lopez, R.H., Miguel, L.F.F., A comparison between robust and risk-based optimization under uncertainty, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 52, April 2015
- Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P. Fardis, M., Franchin, P., Kreslin, M., Pecker, A., Pinto, P., Plumier, A., Somja, H., Tsionis, G., *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings – Worked Examples*, “EC 8: Seismic Design of Buildings” Workshop, Lisbon, 10-11 Feb. 2011
- Booth, E. D., David Key, D., *Earthquake Design Practice for Buildings*, Thomas Telford, 2006
- Booth, E., *Earthquake Design Practice for Buildings*, Third edition, ICE Publishing, Thomas Telford Limited, 2014, p. 347
- Borele S. V., Datta D.: Damage Assessment of Structural System Using Fragility Curves, *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*, Vol. 2, Number 11; April – June, 2015, pp 72 – 76
- Brett C., Lu Y. Assessment of robustness of structures: Current state of research, *Front. Struct. Civ. Eng.* 2013, 7(4): pp. 356–368.
- Brooker, O. How to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements, The Concrete Centre, Ref:TCC/03/45, October 2008
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F. Progressive collapse fragility models of RC framed buildings based on pushdown analysis, ECCOMAS Congress 2016, VII Eur. Congress on Comput. Methods in Applied Sciences and Engineering; M. Papadrakakis, et al. (eds.), Crete Island, Greece, 5–10 June 2016. 10.7712/100016.2155.5285.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., Augenti, N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis, *Engineering Structures*, Volume 104, 1 December 2015, pp. 65-79
- Brunesi, E., Parisi, F. Progressive collapse fragility of European RC buildings, 13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP 13, Seoul, S. Korea, May 26-30. 2019, pp. 1-9
- Bulajić, B.Đ., *Analiza seizmičkog hazarda*, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Edicija „Tehničke nauke – udžbenici“, Novi Sad, 2019
- Caltrans, *Bridge Design Practice*, 4th Edition, State of California, Department of Transportation, 2015
- Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H., Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, September 2006, pp. 75-104
- Canisius, T.D.G. Sorensen, J.D. Baker, J.W. *Robustness of structural system – a new focus for the Joint Committee on Structural Safety*, *Applic. of Statistics and Probability in Civil Eng.* – Ed. Kanda; Tkeda, Furuta, Taylor and Frances G., London, 2007, 1-10.

- Choi, H., Kim, J. Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly, *ICE Magazine of Concrete Research*, Vol. 63, Issue 4, 2011, pp. 297-310.
- Chopra, A. K., *Dynamics of Structures: Prentice-hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics*, Pearson Education, Inc., 4th Edition, 2012
- Čokić M., Folić R., Lađinović Đ., Design of fragility curves for frame system RC building, 6th International Conference – Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 13-15 June 2018, Kraljevo, Republic of Serbia
- Čokić, M., Folić, B., Folić, R., Robustness and fragility of the RC building designed according to yu-81 and European Standards, 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, 1CroCEE, 22-24 March 2021, Zagreb, Croatia
- Čokić, M., Folić, R., Brujić, Z., Analiza robusnosti višespratne AB zgrade za različite scenarije gubitka stubova, *Simpozijum DGKS*, 13. – 15. maj 2021., Srbija
- Čokić, M., Folić, R.: Fragility and robustness analysis of a multistorey RC building, *Građevinar*, 73 (1), 2021, pp. 27-44, DOI: <https://doi.org/10.14256/JCE.3036.2020>
- Cosenza, E. Monti, G. Assessment and reduction of the vulnerability of existing RC buildings, In *The state of EE research in Italy: the ReLUS-DPC 2005-2008 Project*, Ed. G. Manfredi, M. Dolce, 2009, Napoli, Italy, 51-110
- Ćosić, M., Folić, R. Performance Analysis of Damaged Buildings Applying Scenario of Related Non-Linear Analyses and Damage Coefficient, *DIMK, Building Materials and Structures*, Belgrade, No. 3, 2015, pp. 3-27
- Ćosić, M., Folić, R., Brčić, S.: “An Overview of Modern Seismic Analyses with Different Ways of Damping Introduction”, *Building Materials and Structures* (60), Belgrade, Nr. 1, 2017, pp. 3-30
- Ćosić, M., *Nelinearna statička i dinamička seizmička analiza okvirnih zgrada prema performansama*, doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd, 2014
- COST Action TU0601 – Robustness of Structures – Structural robustness design for Practicing engineers, Sept. 2011. <http://www.cost-tu0601.ethz.ch>
- CPNI – Centre for Protection of National Infrastructure. Review of international research on structural robustness and disproportional collapse, Arup, Department for Communities and Local Government, October 2011.
- Cruz, C., Miranda, E., Evaluation of the Rayleigh damping model for buildings, *Engineering Structures*, 138, 2017, pp. 324–336
- CSi Knowledge Base, Etabs, Caltrans vs. fiber hinge, last modified by Jessica Napier on Jun 10, 2014, accessed: August 2020
- Darani, F. M., Moghadam, A. S., Analytical Study on the Effect of Boundary Element Characteristics on the Behavior of Low-Rise Concrete Shear Walls, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September 2012, Lisbon, Portugal
- Datta, D., Ghosh, S., Estimating Park-Ang damage index using equivalent systems, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Datta, T.K. *Seismic analysis of structures*, John Wiley & Sons, 2010.
- DoD UFC Guidelines. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. Department of Defence (DoD), 2013.

- Dursun, S.E., A comparative study on nonlinear modeling of structural walls, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, Master of Science Thesis, September 2018
- Dusenberry, D.O., Ronald, O, Hamburger, S.E. Practical means for energy-based analyses of disproportionate collapse potential, ASCE J. of Performance of constructed facilities, November, 2006, pp. 336-348.
- EasyFit, MathWave Technologies
- Elghazouli, A. Y., Seismic design of buildings to Eurocode 8, Second edition, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2017
- Eljadei, A. A., Performance Based Design Of Coupled Wall Structures, Submitted to the Graduate Faculty of Swanson School of Engineering in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of Pittsburgh, 2012
- Ellingwood, B., R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design, 2002,
https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/mmc/wppc_ellingwood_paper.pdf,
- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthin, D., Carino, N.J. Best practice for reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings, NISTIP 7396, February 2007.
- Elshaer, A. Mostafa, H. Salem, H. Progressive collapse assessment of multidtory RC structures subjected to seismic actions, KSCE J. of Civil Eneginies, 2016; DOI 10.1007/s12205-016-0493-6
- EN1990 - *Basis of structural design*, European Committee for Standardization (CEN), 2005
- EN1991: Eurocode 1: *Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2002
- EN1992 - Part 1: *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*, CEN, 2004/2005
- EN1998 - Part 1, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2004/2005
- EN1998 - Part 2, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization (CEN), 2005
- EN1998 - Part 3, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2004/2005
- ETABS, Computers and Structures, Inc., 2018
- Ezz EL-Arab, I. M., Seismic Analysis of Monolithic Coupling Beams of Symmetrical Coupled Shear Wall System, International Journal of Current Engineering and Technology, Vol.2, No.4, 2012
- Fahjan, Y. M., Doran, B., Akbas, B., Kubin, J., Pushover Analysis for Performance Based-Seismic Design of RC Frames With Shear Walls, 15th World Conference on Earthquake Engineering, September 24 - 28, 2012, Lisbon
- Fahjan, Y. M., Kubin, J., Tan, M. T., Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings With Shear Walls, 14th European Conference on Earthquake Engineerin g, 30 Aug. – 3 Sept. 2010, Ohrid

- Fahjan, Y. M., Selection, Scaling And Simulation Of Input Ground Motion For Time History Analysis Of Structures, Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil, Seminar and lunch on earthquake engineering and historic masonry, Braga, Portugal, 12. July, 2010
- Fajfar, P., Structural Analysis in Earthquake Engineering – a Breakthrough of Simplified Non-linear Methods, Published by Elsevier Science Ltd. All rights reserved 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 843, London, 2002
- Fardis, M. N., Carvalho, E. C., Fajfar, P., Pecker, A., Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015
- Fardis, M. N., Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN-Eurocode 8, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 8, Springer, 2009, p. 743
- Fardis, M. N., Tsionis, G., Specific Rules for Design and Detailing of Concrete Buildings Design for DCM And DCH - Illustration Of Elements Design, Dissemination of information for training – Lisbon 10-11 February 2011
- Faroughi, A., Hosseini, M., Simplification of Earthquake Accelerograms for Quick Time History Analyses by using Their Modified Inverse Fourier Transforms, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering 14, 2011, pp. 2872 – 2877
- Fascetti, A., Sashi K. Kunnath, N. N., Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse, Engineering Structures 86, 2015, pp. 242–249
- FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by ASCE, Prepared for FEMA, November 2000.
- FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project), 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, June 2005
- FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, September 2012
- FEMA P-58-2, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 – Implementation Guide Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, September 2012
- fib* (CEB-FIP) Bulletin 66: *Model Code 2010*, Final draft, Vol. 2, 2013.
- Filaj, E., Seranaj, A., Leka, E., Confined concrete behavior influencing factors, International Research Journal of Engineering and Technology, Vol. 03, Issue 07, July 2016
- Folić, B., Seizmička analiza betonskih konstrukcija fundiranih na šipovima, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2016
- Folić, R., Pouzdanost konstrukcija montažnih betonskih zgrada za izuzetna opterećenja, Izgradnja, br. 11-12, 2007
- Folić, R., Čokić, M., Fragility analysis of RC building with the application of nonlinear analysis, 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, 1CroCEE, 22-24 March 2021, Zagreb, Croatia
- Folić, R., Brujić, Z., Ćosić, M., Робустност конструкција армиранобетонских зграда - спречавање прогресивног лома (Robustness of reinforced concrete buildings structures – prevention progressive collapse), Contemporary Problems of Theory of

- Structures, Monograph dedicated to the memory of Professor Djordje Vuksanović (pp.133-144), Chapter: Robustness of Reinforced Concrete Buildings Structures - Prevention of Progressive Collapse, Publisher: University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Editors: Mira Petronijevic, Bosko Stevanovic, Marina Rakocevic, September 2016
- Folić, R., Lađinović, Đ., Zenunović, D. Robustness versus progressive collapse of RC buildings, Abstract, p. 59. Paper on CD ROM, 249-258. DOI: 10.14415/konferencijaGFS2014, April 2014, Subotica
- Folić, R., Structural Robustness of Monolithic and Precast RC structures, Plenary lecture, *Reinforced Concrete and Masonry Structures - Theory and Practice*, October 22-23, 2015, Sofia, Bulgaria, Book of Abstracts, pp. 18, Full paper proceedings pp. 37 – 54. <http://www.rc-structures.bg/>
- Fu, F., Progressive collapse design and analysis of multistorey buildings from Structural analysis and design to prevent disproportionate collapse CRC press, Accessed on. 06 Jan 2019; <https://www.routledgehandbooks.com/doi/10.1201/b19662-3>
- Gerin, M., Adebar, P., Accounting for Shear in Seismic Analysis of Concrete Structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1747
- Ghobarah, A., On drift limits associated with different damage levels, Proceedings of International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Department of Civil Engineering, McMaster University, Bled, 28 June-1 July 2004
- Ghobarah, A., Performance-based design in earthquake engineering: state of Development, *Engineering Structures* 23, 2001, pp. 878–884
- Ghosh, S., Datta, D., Katakdhond, A., A., Estimation of the Park–Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems, *Engineering Structures*, Volume 33, Issue 9, September 2011, Pages 2509-2524
- Giovinazzi S., Lagomarsino S.: Damage Assessment of Current Buildings at Territorial Scale: A Mechanical Model Calibrated on a Macroseismic Vulnerability Model, Interdisciplinary Workshop on Management of Earthquake Risks, August, 28-29, 2006, ETH, Zurich, Switzerland
- Giovinazzi S.: The Vulnerability Assessment and the Damage Scenario in Seismic Risk Analysis, Dissertation submitted to, and approved by, the Department of Civil Engineering of the Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig and the Faculty of Engineering Department of Civil Engineering of the University of Florence in candidacy for the degree of a Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.), 2005
- Giuliani, L. Structural integrity: robustness assessment and progressive collapse susceptibility, Doct. Dissertation, University di Roma, 2008
- GOST Action TU0601 – Robustness of Structures – Structural robustness design for Practicing engineers, Sept. 2011. <http://www.cost-tu0601.ethz.ch>
- GSA *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*, October 24, 2013; Revision 1, January 28, 2016.
- Günay, M.S., Mosalam, K.M., PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 September 2012
- Hagen, G. R., Performance-Based Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building, A Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University for the

Degree Master of Science in Architecture with a Specialization in Architectural Engineering, San Luis Obispo, June 2012

- Hazus®-MH 2.1, *Earthquake Loss Estimation Methodology, Advanced Engineering Building Module (AEBM)*, Technical and User's Manual Developed by: Department of Homeland Security, FEMA, Mitigation Division, Washington, D.C., 2013
- Herraiz, B., Russell, J., Vogel, T. Energy-based method for sudden column failure scenarios: theoretical, numerical and experimental analysis, IABSE Workshop Helsinki 2015
- Hoult, R.D., Minimum Longitudinal Reinforcement Requirements for Boundary Elements of Limited Ductile Walls for AS 3600, *Electronic Journal of Structural Engineering* (17), 2017
- Iervolino, I., Cosenza, E., Galasso, C.. Shedding Some Light on Seismic Input Selection in Eurocode 8 (Draft), 2021
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E., Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 12- Issue 1, 2008, pp. 54-90
- Inel, M., Ozmen, H. B., Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures* 28, 2006, pp. 1494–1502
- Ioani, A., Cucu, H.-L. Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed RC Framed Structures Corner Column Case, *Buletinul Institutului Politehnic Din Iași, Publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași Tomul LVI (LX), Fasc. 4, 2010 Secția Construcții. Arhitectură*, accessed: December 2018.
- Iribarren, B. S. Progressive collapse simulation of RC structures: influence of design and material parameters and investigation of the strain rate effects, Univ. Of Bruxelles, Doctor. Disertation, 2011.
- Janssens, V., O'Dwyer, D.W. Disproportionate collapse in building structures, Joint Symposium on Bridge and Infrastructure Research in Ireland (BRI 10) and Concrete Research in Ireland (CRI 10), Cork, Ireland, 2010
- JUS – Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, *Sl. List SFRJ* 31/81, 49/82, 29/83, 20/88, 52/90
- Kalkan, E., Chopra, A. K., Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures, U.S. Geological Survey Open-File Report 2010, 113 p.
- Kasinos, S., Palmeri, A., Robustness assessment using nonlinear analysis methods: a parametric study. IN: Topping, B.H.V. and Ivanyi, P. (eds.), *Proceedings of the Twelfth International Conference on Computational Structures Technology*. Stirlingshire, UK: Civil-Comp, Paper 42, 2014, doi:10.4203/ccp.106.42
- Kevins, P, Tushar, P. Effects of Irregularity on Progressive Collapse of RCC Building, *Imperial Journal of, Interdisciplinary Research (IJIR)*, Vol-3, Issue-4, 2017, <http://www.onlinejournal.in>
- Kokot, S. Solomos, G. Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines, relevant construction standards and guidelines, European Laboratory for Structural Assessment, pp 55-59, November 2012.
- Krawinkler, H., Challenges and Progress in Performance-Based Earthquake Engineering, International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow – In Honor of Professor Hiroshi Akiyama, Tokyo, Japan, November 26, 1999

- Kubin, J., Fahjan Y. M., Tan, M. T., Comparison of Practical Approaches for Modelling Shear Walls in Structural Analyses of Buildings, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Kumari, D. Effect of span length in progressive collapse of multi-storey RC building under corner and middle column removal scenario, International Journal of Civil Engineering and Technology, Vol. 9, Issue 3, March 2018, pp. 449-466.
- Kwong, N. S., Chopra, A.K.. Selection and scaling of ground motions for nonlinear response history analysis of buildings in performance-based earthquake engineering. PEER Report No. 2015/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Headquarters at the University of California, Berkeley, December 2015
- Lađinović, Đ. Savremene metode seizmičke analize konstrukcija zgrada, Građevinski materijali i konstrukcije, br. 2, 2008. godina, str. 25-40
- Lađinović, Đ., Folić, R., Application of improved damage index for designing of earthquake resistant structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2135
- Lađinović, Đ., Radujković, A., Rašeta, A., Seismic performance assesment based on damage of structures – Part 1: Theory*, *FACTA UNIVERSITATIS, Series: Architecture and Civil Engineering* Vol. 9, No 1, 2011, pp. 77 – 88, DOI: [10.2298/FUACE1101077L](https://doi.org/10.2298/FUACE1101077L)
- Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Macro seismic and mechanical models for the vulnerability assessment of current buildings, Bulletin of Earthquake Engineering, 4(4), pp. 415-443, 2006
- Li, Y., Lu, X., Guan, H., Ye, L. Progressive Collapse Resistance Demand of Reinforced Concrete Frames under Catenary Mechanism, ACI Structural Journal, Title No. 111-S104, September-October 2014, pp. 1225-1234.
- Lind, N. "Tolerable risk", *Proc. Int. Conf. on Safety, Risk and Reliability in Eng.* 1, 2001, pp. 123-128.
- Lu, D.G., Cui, S.S., Song, P.Y., Chen, Z.H. Robustness assessment for progressive collapse of framed structures using Pushdown analysis method, 4th Inter. Workshop on Reliable Engineering Computing, 2010, NU of Singapore, doi:10.3850/978-981-08-5118.7-063
- Lu, D.-G., Song, P., Cui, S., Chen, Z., Vertical Incremental Dynamic Analysis for Assessing Progressive Collapse Resistance and Failure Modes of Structures, 2010
- Lu, X., Lin, X., Ma, Y., Li, Y. Ye, L. Numerical simulation for the progressive collapse of concrete building due to earthquake, 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12/17, 2008, Beijing, China
- Lu, Y., Henry, R. S., Evaluation of Minimum Vertical Reinforcement Limits for Reinforced Concrete Walls, The New Zealand Concrete Industry Conference, Rotorua Convention Centre, Rotorua, New Zealand, 8-10 October 2015
- Luca, F., Vamvatsikos, D., Iervolino, I., Improving Static Pushover Analysis by Optimal Bilinear Fitting of Capacity Curves, Computational Methods in Earthquake Engineering, January 2013, pp. 273-295, DOI: 10.1007/978-94-007-6573-3_14
- Maior, R.A., Tsionis, G., Sousa, M.L., Dimova, S.L., Review of fragility curves for seismic risk assessment of buildings in Europe, 16th World Conference On Earthquake Engineering, Santiago Chile, Chile, January 2017
- Mander, J., Priestley, M., Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, ISS. 8, 1988, pp. 1804-1825

- Manjula, N.K., Nagarajan, P., Madhavan Pillai, T.M., *A Comparison of Basic Pushover Methods*, International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES), ISSN (Online) 2319-183X, (Print) 2319-1821, Volume 2, Issue 5, May 2013, pp. 14-19
- Marjanishvili, S.M. Progressive analysis procedures for progressive collapse, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18, Issue 2, May 2004, pp. 79-85.
- Menegon, S.J., Tsang, H.H., Lumantarna, E., Lam, N.T.K., Wilson, J.L., Gad, E.F., Framework for seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings in Australia, *Australian Journal of Structural Engineering*, 20:2, 2019, pp. 143-158
- Milev, J., Kardzhiev, V, Eurocodes - Guidelines for design of reinforced concrete structures - Part one: Multi-storey office building, Chamber of Engineers in Investment Design, KIIP, Regional meeting, Sofia - city, Sofia, 2012
- Milev, J., Problems and Their Solutions in Practical Application of Eurocodes in Seismic Design of RC Structures, *Building Materials and Structures* (59), Belgrade, Nr. 3, 2016, pp. 3-25
- Milutinović, Z. V., Trendafiloski, G. S., RISK-UE, An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, Contract: EVK4-CT-2000-00014, WP4 Vulnerability of current buildings, No. of pages 110 (Figs. 18, Tables 48, Appendices 2), 2003
- Moehle, J., Deierlein, G. G., A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 679
- Mohamed, N., Farghaly, A. S., Benmokrane, B., Neale, K. W., Drift Capacity Design of Shear Walls Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars, *ACI Structural Journal*, Title No. 111-S119, V. 111, No. 6, November-December 2014
- Montgomery, D. C., Runger G. C., *Applied Statistics and Probability for Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., Third Edition, 2003
- Nethercot, D.A. Design of Building Structures to improve their Resistance to Progressive Collapse, *Procidia Engineering*, 14, 2011, pp. 1-13.
- Nica, G., B., Pavel, F. Numerical analysis on the collapse of a RC frame, *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, Vol. 12, No. 4: 22 - 35 - 2016, Doi: 10.1515/mmce-2016-0015
- NIST GCR 10-917-9, Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design, NEHRP Consultants Joint Venture A Partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, September 2010,
- NIST GCR 11-917-15, *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*, NEHRP Consultants Joint Venture for U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg, Maryland, November 2011
- NIST GCR 17-917-45, Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design, NEHRP, Prepared for U.S. Department of Commerce Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD 20899-8600 By Applied Technology Council 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, CA 94065, April 2017, <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>
- NIST GCR 17-917-46v1, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings, Part I – General, Applied Technology Council, 201 Redwood Shores

Parkway, Suite 240, Redwood City, CA 94065, April 2017, <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>

- Oh, Y-H., Han, S. W., Lee, L-H, Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002; 31:1583–1602 (DOI: 10.1002/eqe.177)
- Olteanu, I., Vargas, Y. F., Barbat, A.-H., Budescu, M., Pujades, L. G., Vulnerability and Risk Evaluation for a Reinforced Concrete Frame, *Buletinul Institutului Politehnic Din Iași, Publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași Tomul LIV (LVIII), Fasc. 3, 2011, Secția Construcții. Arhitectură*
- ORFEUS, Engineering Strong Motion Database, <https://esm-db.eu/>, accessed: November 2020
- Palmisano, F. Mitigation of progressive collapse by the activation of the elastoplastic catenary behaviour of RC slab structures, *The open Construction and Building Techn. J.* 2014, 8, pp. 122-131.
- Parisi, F., Adam, J.M., Sagaseta, J., Lu, X. Review of experimental research on progressive collapse of RC structures, *IF CRASC'17, Politecnico di Milano, 14-16 Settembre 2017*, pp. 265-376
- Parisi, F., Scalvenzi, M., Brunesi, E.: Performance limit states for progressive collapse analysis of reinforced concrete framed buildings, *fib STRUCTURAL CONCRETE*, 20 (2019) 1; pp. 68–84, Doi: 10.1002/suco.201800039
- Park, R., Paulay, T., *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons; 1975. 769 pages.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S., Wen, Y. K., Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C. buildings, *Civil engineering studies, Structural research series no. 516*, Department of Civil Engineering, University of Illinois, National Science Foundation, Washington, D.C., U.S.A., 1984
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. volume 111, issue 4, 1985
- Paulay, T., Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, U.S.A., 1992, pp. 767
- Pejović, J., Janković, S. Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone. *Bulletin of Earthquake Engineering* 14, 2015, 10.1007/s10518-015-9812-4.
- Pejović, J., Seizmička analiza visokih armiranobetonskih zgrada, *Doktorska disertacija, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Podgorica, 2016.*
- Penelis, G. G., Penelis, G. G., *Concrete Buildings in Seismic Regions*, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014
- Petronijević, P., Analiza performansi armiranobetonskih zidova pri seizmičkim dejstvima, *Univerzitet u Nišu Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, doktorska disertacija, Niš, 2017.*
- Porter, K. A., An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), July 6-9, 2003, San Francisco, U.S.A.
- Porter, K., *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*, University of Colorado Boulder, 2015, DOI 10.1007/978-3-642-35344-4_256 (accessed: November 2020)

- Priestley, M.J.N., Performance Based Seismic Design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland, 30 Jan - 4 Feb 2000
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.S., Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons; 1996
- Radujković, A., Analiza parametara za procenu seizmičkog odgovora višespratnih armiranobetonskih okvira doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet Tehničkih Nauka, Novi Sad, 2015
- Radujković, A., Starčev-Ćurčin, A., Lađinović, Đ., Confined concrete models according to EC2 and EC8 and their Influence on the RC frame seismic response, Зборник радова Грађевинског факултета 31, 2017, DOI: 10.14415/zbornikGFS31.001
- Rai, D.C., Jain, S.K., Chakrabarti, I., Evaluation of Properties of Steel Reinforcing Bars for Seismic Design, 15 WCEE, Lisboa 2012.
- Rakshith K. G., Radhakrishna. Progressive collapse analysis of reinforced concrete framed structure, Internat. Journal of Research in Engineering and Technology, IC-RICE Conference Issue, 2013, pp. 36-40.
- Ramamoorthy, S.K., Seismic fragility estimates for reinforced concrete framed buildings, Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, December 2006
- Rana, R., Jin, L., Zekioglu, A., Pushover Analysis of a 19 Story Concrete Shear Wall Building, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 133
- Rašeta, A., Analiza i procena seizmičkih performansi grednih armiranobetonskih mostova, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2014.
- Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. Romão, X., Arêde, A., Delgado, R., Probabilistic risk assessment of RC building structures with masonry infills, AZORES 1998 - International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing, Horta, Faial, Azores, 1998
- Rohani, M., Naji, A. Progressive collapse analysis of RC structures: A simplified procedure, European J. of Eng. Research and Science (EJERS), Vol. 2., No. 10, October 2017, pp. 7-12.
- Sasany, M., Kropelnicki, J. Progressive Collapse analysis of an RC structure, The Struct. Design of Tall and Special Buildings, 17, 2008, pp. 757-771.
- SEAOC Vision 2000 Committee, Performance-Based Seismic Engineering, Report prepared by Structural Engineers Association of California: Sacramento, CA, 1995
- SeismoSignal, Seismosoft Ltd., 2018
- SeismoStruct, Seismosoft Ltd., 2018
- Serdar, N., Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini, Doktorska disertacija, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Podgorica, 2017.
- Sfahani, M. G., Guan, H., Loo, Y.-C., Seismic Reliability and Risk Assessment of Structures Based on Fragility Analysis – A Review, Advances in Structural Engineering, Vol 18, Issue 10, 2015
- Shayanfar, M. A., Javidan, M. M. Progressive Collapse-Resisting Mechanisms and Robustness of RC Frame–Shear Wall Structures, J of Performance of Constr. Facilities 31 (5), 2017. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001012

- Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., Carballo, J.E., Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, *Earthquake Spectra* 14 (3), pp. 469–500, 1998, <https://doi.org/10.1193/1.1586011>
- Smith, M.: Progressive Collapse Assessment-Non-linear behaviour of concrete structures in damaged state, Master's thesis, TU, Delft, 2007
- Spacone, E., Camata, G., Faggella, M., Nonlinear models and nonlinear procedures for seismic analysis of reinforced concrete frame structures, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rethymno, Crete, Greece, 13–16 June 2007
- Starossek, U. Topology of progressive collapse, *Engineering Structures*, Vol. 29, No.9. Sept. 2007, pp. 2302-2307
- Stephen, D., Lam, D., Forth, J., Tsavdaridis, K., An Evaluation of Modelling Approaches and Column Removal Time on Progressive Collapse of Building, *Journal of Constructional Steel Research*. 153, 2018, pp. 243-253.
- Sukumar, B., Hemamathi, A., Kokila, S., Hanish, C., A Comparative Study on Nonlinear Analysis of Frame With and Without Structural Wall System, *SSRG International Journal of Civil Engineering*, Volume 3, Issue 3, March 2016
- Tavio, Anggraini, R., Raka, I. G. P., Agustiar, Tensile strength/yield strength (TS/YS) ratios of high-strength steel (HSS) reinforcing bars, *AIP Conference Proceedings* 1964, 020036, 2018
- Trendafiloski, G.S., Milutinović, Z.V., Seismic vulnerability and performance of school buildings in Republic of Macedonia, *SEMEF-2003*, 19-21 June 2003, Ohrid, Republic of Macedonia
- Tsai, M.H., Evaluation of different loading simulation approaches for progressive collapse analysis of regular building frames, *Structure and Infrastr. Engineering*, Vol. 8, Mno. 8, August 2012, pp.765-779.
- Tsai, M.H., Lin, B.H. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure, *Engineering Structures* 39, 2008, pp. 3619-3628.
- US Department of Housing and Urban Development, Portland Cement Association, Skokie, Philosophy of Structural Response to Normal and Abnormal Loads, Report 2, Illinois, 1976
- Vamvatsikos, D., Kouris, L., Panagopoulos, G.K., Kappos, A., Rosseto, T., Lloyd, T., Stathopoulos, T., Structural vulnerability assessment under natural hazards: A review, *Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events Procc.* Ed. Mazzolani, 2010. Taylor and Francis, London, pp. 711/723.
- Vasavada M., Patel V. R.: Development of Fragility Curves for RC Buildings using HAZUS method, *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Volume: 03, Issue: 05, May-2016
- Vazurkar, U.Y. Chaudhari, D.J. Development of fragility curves for RC buildings, *Int. Journal of Engineering Research*, Vol. 5, Issue Special 3, pp. 591-594, 27-28 Feb. 2016
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., Mendes da Silva, J.A.R., Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation, Case study of the old city centre of Coimbra, Portugal, 14th WCEE, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Villaverde, R., Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, Issue 1, January 2007

- Wang, H. Zhang, A. Yi Li. Weiming Y. A Review on Progressive Collapse of Building Structures, *The Open Civil Engineering Journal*, 2014, 8, pp.183-192
- Wang, Z., Pedroni, N., Zentner, I., Zio, E., Seismic fragility analysis with artificial neural networks: Application to nuclear power plant equipment. *Engineering Structures*, Elsevier, 2018, 162, pp. 213-225
- Weng, J. Lee, C. K, Kang, K.H. Lim, N. S. Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse, *Engineering Structures*, 149, 2017, pp. 147–160
- Woliński S. Defining of the structural robustness, *Bulletin of the Polish Academy of technical sciences (CE)*, Vol. 61, No. 1, 2013, pp. 137-134, DOI: 10.2478/bpasts-2013-0012
- Wong, J.M., Sommer. A., Briggs, K., Cenk, E., (2017). Effective stiffness for modeling reinforced concrete structures: a literature review. *Structure Magazine* (24), 18-21, January 2017
- Xu, G., Ellingwood, B. R., A energy-based partial pushdown analysis procedure assessment of disproportional collapse potential, *Journal of Steel Research*, 67, 2011, pp. 547-555.
- Yeh, C.-H., Jean W.-Y. And Loh C.-H.: Building Damage Assessment for Earthquake Loss Estimation in Taiwan, 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zeland, 30 Jan. - 4 Feb. 2000
- Zemeeruddin, M., Sangle, K.K. Damage assessment of RC moment resisting frames using performance/based seismic evaluation procedure, *Journal of King Saud University-Engineering Sciences* 33 (4), 2021, pp. 227-239
- Zhao, X., Wu, Y., Leung, A.Y.T., Lam, H.F., Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members. *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering* 14, 2011, pp. 1266–1274

10. БИБЛИОГРАФИЈА

- Abrahamson, N. Seismic hazard assessment: Problems with current practice and future developments, First ECEE and ES, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006, Keynote Address K2, p. 17.
- ACI 318-11, Building Code Requirements for Structural Concrete, An ACI Standard and Commentary, Reported by ACI Committee 318, First Printing, August 2011
- Adam J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., Lu, X.: Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century, *Engineering Structures*, Vol. 173, 2018, pp. 122-149
- Adom-Asamoah, M., Ankamah, N.O. Effect of design ductility on the progressive collapse potential of RC frame structures designed to EC 8, *American J of Civil Engineering*, 4 (2) 2016: 24-33
- Agnew, E.. Marjanishvili, S. Dynamic analysis procedures for progressive collapse. *Structure magazine*, (www.structuremag.org), pp 24–27, Apr 2006.
- Ajmal, M. Rahman M. K., Baluch M. H., Nonlinear Static Pushover Analysis of a Shear wall Building in Madinah, *Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies*, 8-9 Feb. 2012, Istanbul
- Ajmal, M., Rahman M. K., Baluch M. H., Seismic Vulnerability of RC Shear wall Building With a Dome Roof in Moderate Seismic Region of Saudi Arabia, *Arabian Journal for Science and Engineering*, October 2015

- Al Hafian, S.M., May, I.M., Seismic Progressive Collapse of Reinforced Concrete Framed Structures, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September 2012, Lisbon, Portugal
- Alendar, V., Milićević, M., Study of Capabilities of Etabs 2015 Software for Performance Based Design, 2015
- Alogla, K., Weekes, L., Augusthus-Nelson, L., Progressive collapse resisting mechanisms of RC structures, Proc. of the 5th Int. Conf. On Integrity/Reliability /Failure, Porto, Portugal 24/28 July 2016, Ed. J.F. Silva Gomes and S.A. Meguid
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. Margaris, B., *Internet-Site for European Strong-Motion Data*, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme, 2002; <http://www.isesd.hi.is>, accessed: January 2021
- Ameri, M.R., Massumi, A., Masoomi, H. Effect of structural redundancy on progressive collapse resistance enhancement in RC frame structures, ASCE J. Perform. Constr.. Facil. 2019, 33(1), 04018092.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2014.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) Standard ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2017.
- Ansal, A., Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology (Volume 1), Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 34, Springer, 2014
- Arhain, A.H. Morgenthal, G. Alternative path sensitivity analysis of RC frames using First-order second moment method, IABSE Workshop Helsinki, 2015, pp. 170-177.
- Atalić, J., Šavor Novak, M., Uroš, M.: Seismic risk for Croatia: overview of research activities and present assessments with guidelines for the future, *GRAĐEVINAR*, 71 (2019) 10, pp. 923-947, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.2732.2019>
- FEMA P-795: Quantification of Building System Performance and Response Factors/Component Equivalency Methodology, Applied Technology Council, 2011
- ATC P-58: Next-Generation performance based seismic design guidelines for New and Existing Buildings, 2006
- ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, Applied Technology Council, 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550, Redwood City, California 94065, Report No. SSC 96-01, November 1996
- Attia, F., Salem, H., Yehia, N., Progressive Collapse Assessment of Mid-Rise Reinforced Concrete Flat Slab Structures. *Structural Concrete*, 18. 10.1002/suco.201600051, pp. 409-420, 2016
- AutoCAD, Autodesk Inc.
- Avramidis, I., Athanatopoulou, A., Morfidis, K., Sextos, A., Giaralis, A., Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings: Concepts, Commentary and Worked Examples with Flowcharts, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Volume 38, Springer International Publishing, 2016
- Baharvand, A., Ranjbaran, A., Baharvand, M.: Innovative technique to develop fragility curve based on state-based philosophy, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16th April, 2021.
- Baker J., Schubert M., Faber M. On the assessment of robustness, *Structural Safety* 30, 2008, 253–267

- Baker, J. W., Cornell, C. A., Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 35 (9), pp. 1077-1095, 2006, DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.571>
- Baker, J. W., Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599, 2015
- Bao, Y. Kunnath, S.K. Simplified progressive collapse simulation of RC frame-wall structures. *Engineering Structures* 32, 2010: 3153-3162.
- Bao, Y., Main, J.A., Noh, S-Y. Evaluation of Structural Robustness against Column Loss: Methodology and Application to RC frame Buildings, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 24 March, 2017, p. 12.
- Beck, A.T., Gomes, W.J.S., Lopez, R.H., Miguel, L.F.F., A comparison between robust and risk-based optimization under uncertainty, *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 52, April 2015
- Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P. Fardis, M., Franchin, P., Kreslin, M., Pecker, A., Pinto, P., Plumier, A., Somja, H., Tsionis, G., *Eurocode 8: Seismic Design of Buildings – Worked Examples*, “EC 8: Seismic Design of Buildings” Workshop, Lisbon, 10-11 Feb. 2011
- Biskinis, D., Fardis, M. N., Deformations of concrete members at yielding and ultimate under monotonic or cyclic loading (including repaired and retrofitted members), University of Patras, Department of Civil Engineering, Report Series in Structural and Earthquake Engineering, Report No. SEE 2009-01, January 2009
- Booth, E. D., David Key, D., *Earthquake Design Practice for Buildings*, Thomas Telford, 2006
- Booth, E., *Earthquake Design Practice for Buildings*, Third edition, ICE Publishing, Thomas Telford Limited, 2014, p. 347
- Borele S. V., Datta D.: Damage Assessment of Structural System Using Fragility Curves, *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*, Vol. 2, Number 11; April – June, 2015, pp 72 – 76
- Brett C., Lu Y. Assessment of robustness of structures: Current state of research, *Front. Struct. Civ. Eng.* 2013, 7(4): pp. 356–368.
- Brooker, O. How to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements, The Concrete Centre, Ref:TCC/03/45, October 2008
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F. Progressive collapse fragility models of RC framed buildings based on pushdown analysis, *ECCOMAS Congress 2016, VII Eur. Congress on Comput. Methods in Applied Sciences and Engineering*; M. Papadrakakis, et al. (eds.), Crete Island, Greece, 5–10 June 2016. 10.7712/100016.2155.5285.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., Augenti, N. Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis, *Engineering Structures*, Volume 104, 1 December 2015, pp. 65-79
- Brunesi, E., Parisi, F. Progressive collapse fragility of European RC buildings, 13th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP 13, Seoul, S. Korea, May 26-30. 2019, pp. 1-9
- Bulajić, B.Đ., Analiza seizmičkog hazarda, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Edicija „Tehničke nauke – udžbenici“, Novi Sad, 2019
- Caltrans, *Bridge Design Practice*, 4th Edition, State of California, Department of Transportation, 2015

- Calvi, G.M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J.J., Restrepo-Vélez, L.F., Crowley, H., Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, Vol. 43, No. 3, September 2006, pp. 75-104
- Canisius, T.D.G. Sorensen, J.D. Baker, J.W. *Robustness of structural system – a new focus for the Joint Committee on Structural Safety*, *Applic. of Statistics and Probability in Civil Eng. – Ed. Kanda; Tkeda, Furuta, Taylor and Frances G., London, 2007, 1-10.*
- Cattari, S. Lagomarisino, S., Ottonelli, D. Mechanical models for the vulnerability assessment of existing RC buildings, 15 WCEE, Lisboa, 2012
- Chen, K-H., Liao, K-H., Chen, Y-H. Fragility assessment of progressive collapse buildings, J. of China University of science and Technology, Vol. 48, 2011
- Choi, H., Kim, J. Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly, ICE Magazine of Concrete Research, Vol. 63, Issue 4, 2011, pp. 297-310.
- Chopra, A. K., Dynamics of Structures: Prentice-hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Pearson Education, Inc., 4th Edition, 2012
- Čokić M., Folić R., Lađinović Đ., Design of fragility curves for frame system RC building, 6th International Conference – Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 13-15 June 2018, Kraljevo, Republic of Serbia
- Čokić, M., Folić, B., Folić, R., Robustness and fragility of the RC building designed according to yu-81 and European Standards, 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, 1CroCEE, 22-24 March 2021, Zagreb, Croatia
- Čokić, M., Folić, R., Brujić, Z., Analiza robusnosti višespratne AB zgrade za različite scenarije gubitka stubova, Simpozijum DGKS, 13. – 15. maj 2021., Srbija
- Čokić, M., Folić, R.: Fragility and robustness analysis of a multistorey RC building, *Građevinar*, 73 (1), 2021, pp. 27-44, DOI: <https://doi.org/10.14256/JCE.3036.2020>
- Cosenza, E. Monti, G. Assessment and reduction of the vulnerability of existing RC buildings, In The state of EE research in Italy: the ReLUS-DPC 2005-2008 Project, Ed. G. Manfredi, M. Dolce, 2009, Napoli, Italy, 51-110
- Ćosić, M., Brčić, S., Ground motion processing methodology for linear and nonlinear seismic analysis of structures (in Serbian), *Izgradnja* 66, 11–12, pp. 511–526, 2012
- Ćosić, M., Brčić, S., Iterativna metoda koeficijenata pomaka: matematička formulacija i numeričke analize, *Građevinar* 65, 3, 2013, pp. 199-211
- Ćosić, M., Folić, R. Performance Analysis of Damaged Buildings Applying Scenario of Related Non-Linear Analyses and Damage Coefficient, DIMK, Building Materials and Structures, Belgrade, No. 3, 2015, pp. 3-27
- Ćosić, M., Folić, R., Brčić, S.: “An Overview of Modern Seismic Analyses with Different Ways of Damping Introduction”, *Building Materials and Structures* (60), Belgrade, Nr. 1, 2017, pp. 3-30
- Ćosić, M., Nelinearna statička i dinamička seizmička analiza okvirnih zgrada prema performansama, doktorska disertacija, Univerzitet u Beogradu, Građevinski fakultet, Beograd, 2014
- COST Action TU0601 – Robustness of Structures – Structural robustness design for Practicing engineers, Sept. 2011. <http://www.cost-tu0601.ethz.ch>

- CPNI – Centre for Protection of National Infrastructure. Review of international research on structural robustness and disproportional collapse, Arup, Department for Communities and Local Government, October 2011.
- Cruz, C., Miranda, E., Evaluation of the Rayleigh damping model for buildings, *Engineering Structures*, 138, 2017, pp. 324–336
- CSi Knowledge Base, Etabs, Caltrans vs. fiber hinge, last modified by Jessica Napier on Jun 10, 2014, accessed: August 2020
- CSi Knowledge Base, Etabs, Modeling Concrete Cracked Section Properties for Building Analysis, Added by Truly Guzman, last edited by Truly Guzman on Jun 15, 2017, <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modeling+concrete+cracked+section+properties+for+building+analysis>, accessed: September 2018
- CSi Knowledge Base, Etabs, Panel Zone and Rigid Offset, Added by Truly Guzman, last edited by Mohamad Ali-Ahmad on Sep 12, 2014, <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Panel+zone+and+rigid+offset>, accessed: September 2018
- CSi Knowledge Base, Perform-3D, Modeling of Coupling Beams in Shear Walls, Added by Jessica Napier, last edited by Jessica Napier on Sep 14, 2013, <https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Modeling+of+coupling+beams+in+shear+walls>, accessed: September 2018
- CSi Knowledge Base, Technical Knowledge Base, Ritz vs. Eigen Vectors, Added by Riaz, last edited by Jessica Napier on Apr 04, 2014, accessed: August 2020
- CSiCOL, Computers and Structures, Inc., 2014
- Darani, F. M., Moghadam, A. S., Analytical Study on the Effect of Boundary Element Characteristics on the Behavior of Low-Rise Concrete Shear Walls, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September 2012, Lisbon, Portugal
- Dat, P.X., Hai, T.K. Jun, Y. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures, *Engineering Structures*, 101, 2015, pp. 45-57.
- Datta, D., Ghosh, S., Estimating Park-Ang damage index using equivalent systems, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Datta, T.K. *Seismic analysis of structures*, John Wiley & Sons, 2010.
- Diaz, S.A., Pujades, L.G., Barbat, A.H., Vargas, Y.F., Hidalgo-Leiva, D.A., Energy damage index based on capacity and response spectra, *Engineering Structures* 152, 2017, pp. 424–436
- DoD UFC Guidelines. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. Department of Defence (DoD), 2013.
- Dursun, S.E., A comparative study on nonlinear modeling of structural walls, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, Master of Science Thesis, September 2018
- Dusenberry, D.O., Ronald, O, Hamburger, S.E. Practical means for energy-based analyses of disproportionate collapse potential, *ASCE J. of Performance of constructed facilities*, November, 2006, pp. 336-348.
- EasyFit, MathWave Technologies
- Elghazouli, A. Y., *Seismic design of buildings to Eurocode 8*, Second edition, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2017

- Eljadei, A. A., Performance Based Design Of Coupled Wall Structures, Submitted to the Graduate Faculty of Swanson School of Engineering in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, University of Pittsburgh, 2012
- Elkholy, S., Gomaa, M., Akl, A., Collapse Analysis of R/C Structures Using Improved Applied Element Method, 9th International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, Chuo-ku, Kobe, Japan, 13 - 14 Oct, 2010
- Ellingwood, B. R. Strategies for mitigating risk of progressive collapse, *ACSE Structures Congress 1*, April 20-24, 2005.
- Ellingwood, B., R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design, 2002,
https://cdn.ymaws.com/www.nibs.org/resource/resmgr/mmc/wppc_ellingwood_paper.pdf,
- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthin, D., Carino, N.J. Best practice for reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings, NISTIP 7396, February 2007.
- El-Mahdy, O.O., El-kasaby, E.-S. A., Abusafa, H., & Elgamal, A., Application of AEM in Progressive Collapse Dynamics Analysis of R.C. Structures, *The Civil Engineering Journal*, 3 (27), 2017, pp. 315-332
- Elshaer, A. Mostafa, H. Salem, H. Progressive collapse assessment of multidtory RC structures subjected to seismic actions, *KSCE J. of Civil Eneginies*, 2016; DOI 10.1007/s12205-016-0493-6
- EN1990 - *Basis of structural design*, European Committee for Standardization (CEN), 2005
- EN1991: *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2002
- EN1992 - *Part 1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings*, CEN, 2004/2005
- EN1998 - *Part 1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2004/2005
- EN1998 - *Part 2, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, European Committee for Standardization (CEN), 2005
- EN1998 - *Part 3, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, European Committee for Standardization (CEN), 2004/2005
- ETABS, Computers and Structures, Inc., 2018
- Ezz EL-Arab, I. M., Seismic Analysis of Monolithic Coupling Beams of Symmetrical Coupled Shear Wall System, *International Journal of Current Engineering and Technology*, Vol.2, No.4, 2012
- Fahjan, Y. M., Doran, B., Akbas, B., Kubin, J., Pushover Analysis for Performance Based- Seismic Design of RC Frames With Shear Walls, 15th World Conference on Earthquake Engineering, September 24 - 28, 2012, Lisbon
- Fahjan, Y. M., Kubin, J., Tan, M. T., Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings With Shear Walls, 14th European Conference on Earthquake Engineerin g, 30 Aug. – 3 Sept. 2010, Ohrid

- Fahjan, Y. M., Selection, Scaling And Simulation Of Input Ground Motion For Time History Analysis Of Structures, Universidade do Minho Departamento de Engenharia Civil, Seminar and lunch on earthquake engineering and historic masonry, Braga, Portugal, 12. July, 2010
- Fajfar, P., Structural Analysis in Earthquake Engineering – a Breakthrough of Simplified Non-linear Methods, Published by Elsevier Science Ltd. All rights reserved 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 843, London, 2002
- Fardis, M. N., Carvalho, E. C., Fajfar, P., Pecker, A., Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015
- Fardis, M. N., Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN-Eurocode 8, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Vol. 8, Springer, 2009, p. 743
- Fardis, M. N., Tsionis, G., Specific Rules for Design and Detailing of Concrete Buildings Design for DCM And DCH - Illustration Of Elements Design, Dissemination of information for training – Lisbon 10-11 February 2011
- Faroughi, A., Hosseini, M., Simplification of Earthquake Accelerograms for Quick Time History Analyses by using Their Modified Inverse Fourier Transforms, The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering 14, 2011, pp. 2872 – 2877
- Fascetti, A., Sashi K. Kunnath, N. N., Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse, Engineering Structures 86, 2015, pp. 242–249
- FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by ASCE, Prepared for FEMA, November 2000.
- FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council (ATC-55 Project), 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, June 2005
- FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, September 2012
- FEMA P-58-2, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 – Implementation Guide Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, California 94065, September 2012
- fib* (CEB-FIP) Bulletin 66: *Model Code 2010*, Final draft, Vol. 2, 2013.
- Filaj, E., Seranaj, A., Leka, E., Confined concrete behavior influencing factors, International Research Journal of Engineering and Technology, Vol. 03, Issue 07, July 2016
- Folić, B., Seizmička analiza betonskih konstrukcija fundiranih na šipovima, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2016
- Folić, R., Pouzdanost konstrukcija montažnih betonskih zgrada za izuzetna opterećenja, Izgradnja, br. 11-12, 2007
- Folić, R., Čokić, M., Fragility analysis of RC building with the application of nonlinear analysis, 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, 1CroCEE, 22-24 March 2021, Zagreb, Croatia
- Folić, R., Brujić, Z., Ćosić, M., Робустност конструкција армиранобетонских зграда - спречавање прогресивног лома (Robustness of reinforced concrete buildings structures – prevention progressive collapse), Contemporary Problems of Theory of

- Structures, Monograph dedicated to to the memory of Professor Djordje Vuksanović (pp.133-144), Chapter: Robustness of Reinforced Concrete Buildings Structures - Prevention of Progressive Collapse, Publisher: University of Belgrade, Faculty of Civil Engineering, Editors: Mira Petronijevic, Bosko Stevanovic, Marina Rakocevic, September 2016
- Folić, R., Lađinović, Đ., Zenunović, D. Robustness versus progressive collapse of RC buildings, Abstract, p. 59. Paper on CD ROM, 249-258. DOI: 10.14415/konferencijaGFS2014, April 2014, Subotica
- Folić, R., Structural Robustness of Monolithic and Precast RC structures, Plenary lecture, *Reinforced Concrete and Masonry Structures - Theory and Practice*, October 22-23, 2015, Sofia, Bulgaria, Book of Abstracts, pp. 18, Full paper proceedings pp. 37 – 54. <http://www.rc-structures.bg/>
- Fu, F., Progressive collapse design and analysis of multistorey buildings from Structural analysis and design to prevent disproportionate collapse CRC press, Accessed on. 06 Jan 2019; <https://www.routledgehandbooks.com/doi/10.1201/b19662-3>
- Gerin, M., Adebar, P., Accounting for Shear in Seismic Analysis of Concrete Structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 1747
- Ghobarah, A., On drift limits associated with different damage levels, Proceedings of International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Department of Civil Engineering, McMaster University, Bled, 28 June-1 July 2004
- Ghobarah, A., Performance-based design in earthquake engineering: state of Development, *Engineering Structures* 23, 2001, pp. 878–884
- Ghosh, S., Datta, D., Katakdhond, A., A., Estimation of the Park–Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems, *Engineering Structures*, Volume 33, Issue 9, September 2011, Pages 2509-2524
- Giovinazzi S., Lagomarsino S.: Damage Assessment of Current Buildings at Territorial Scale: A Mechanical Model Calibrated on a Macroseismic Vulnerability Model, Interdisciplinary Workshop on Management of Earthquake Risks, August, 28-29, 2006, ETH, Zurich, Switzerland
- Giovinazzi S.: The Vulnerability Assessment and the Damage Scenario in Seismic Risk Analysis, Dissertation submitted to, and approved by, the Department of Civil Engineering of the Technical University Carolo-Wilhelmina at Braunschweig and the Faculty of Engineering Department of Civil Engineering of the University of Florence in candidacy for the degree of a Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.), 2005
- Giuliani, L. Structural integrity: robustness assessment and progressive collapse susceptibility, Doct. Dissertation, University di Roma, 2008
- GOST Action TU0601 – Robustness of Structures – Structural robustness design for Practicing engineers, Sept. 2011. <http://www.cost-tu0601.ethz.ch>
- GSA *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*, October 24, 2013; Revision 1, January 28, 2016.
- Günay, M.S., Mosalam, K.M., PEER Performance Based Earthquake Engineering Methodology, Revisited, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 September 2012
- Hagen, G. R., Performance-Based Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building, A Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University for the

Degree Master of Science in Architecture with a Specialization in Architectural Engineering, San Luis Obispo, June 2012

- Hazus®-MH 2.1, *Earthquake Loss Estimation Methodology, Advanced Engineering Building Module (AEBM)*, Technical and User's Manual Developed by: Department of Homeland Security, FEMA, Mitigation Division, Washington, D.C., 2013
- Herraiz, B., Russell, J., Vogel, T. Energy-based method for sudden column failure scenarios: theoretical, numerical and experimental analysis, IABSE Workshop Helsinki 2015
- Hoult, R.D., Minimum Longitudinal Reinforcement Requirements for Boundary Elements of Limited Ductile Walls for AS 3600, *Electronic Journal of Structural Engineering* (17), 2017
- Iervolino, I., Cosenza, E., Galasso, C.. Shedding Some Light on Seismic Input Selection in Eurocode 8 (Draft), 2021
- Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E., Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures, *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 12- Issue 1, 2008, pp. 54-90
- Inel, M., Ozmen, H. B., Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures* 28, 2006, pp. 1494–1502
- Ioani, A., Cucu, H.-L. Vulnerability to Progressive Collapse of Seismically Designed RC Framed Structures Corner Column Case, *Buletinul Institutului Politehnic Din Iași, Publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași Tomul LVI (LX), Fasc. 4, 2010 Secția Construcții. Arhitectură*, accessed: December 2018.
- Iribarren, B. S. Progressive collapse simulation of RC structures: influence of design and material parameters and investigation of the strain rate effects, Univ. Of Bruxelles, Doctor. Disertation, 2011.
- Izzudin, B.A., Vlassis, A.G. Elghazouli, A.Y. Nethart, D.A. Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss - Part I: Simplified assessment framework, *Engineering Structures*, 30, 2008, pp. 1308-1318.
- Janssens, V., O'Dwyer, D.W. Disproportionate collapse in building structures, Joint Symposium on Bridge and Infrastructure Research in Ireland (BRI 10) and Concrete Research in Ireland (CRI 10), Cork, Ireland, 2010
- Jeong S-H., Mwafy, A. M., Elnashai, A.S. Probabilistic seismic performance assessment of code – compliant multi-story RC buildings, *Engineering Structures*, 34, 2012, pp. 527 – 537
- Jeong, S-H., Elnashai, A.S. Fragility relationships for torsionally-imbalanced buildings using three-dimensional damage characterization, *Engineering Structures*, 29, 2007, pp. 2172- 2182
- JUS – Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima, *Sl. List SFRJ* 31/81, 49/82, 29/83, 20/88, 52/90
- Kalkan, E., Chopra, A. K., Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures, U.S. Geological Survey Open-File Report 2010, 113 p.
- Kasinos, S., Palmeri, A., Robustness assessment using nonlinear analysis methods: a parametric study. IN: Topping, B.H.V. and Ivanyi, P. (eds.), *Proceedings of the Twelfth International Conference on Computational Structures Technology*. Stirlingshire, UK: Civil-Comp, Paper 42, 2014, doi:10.4203/ccp.106.42

- Kassem, M.M., Nazrri, F.M. Farsangi, E. N. The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of- the-art, *Ain Shams Engineering Journal*, 11, 2020, pp. 849-864.
- Kevins, P, Tushar, P. Effects of Irregularity on Progressive Collapse of RCC Building, *Imperial Journal of, Interdisciplinary Research (IJIR)*, Vol-3, Issue-4, 2017, <http://www.onlinejournal.in>
- Kokot, S. Literature survey on current Methodologies of assessment of building robustness and avoidance of Progressive Collapse, *JRC Scient. And Techn. Rep*, 2009
- Kokot, S. Solomos, G. Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines, relevant construction standards and guidelines, *European Laboratory for Structural Assessment*, pp 55-59, November 2012.
- Krawinkler, H., Challenges and Progress in Performance-Based Earthquake Engineering, *International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow – In Honor of Professor Hiroshi Akiyama*, Tokyo, Japan, November 26, 1999
- Kubin, J., Fahjan Y. M., Tan, M. T., Comparison of Practical Approaches for Modelling Shear Walls in Structural Analyses of Buildings, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Kumari, D. Effect of span length in progressive collapse of multi-storey RC building under corner and middle column removal scenario, *International. Journal of Civil Engineering and Technology*, Vol. 9, Issue 3, March 2018, pp. 449-466.
- Kwasniewski, L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building, *Engineering Structures* 32, 2010, pp. 1223-1235
- Kwong, N. S., Chopra, A.K.. Selection and scaling of ground motions for nonlinear response history analysis of buildings in performance-based earthquake engineering. PEER Report No. 2015/11, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Headquarters at the University of California, Berkeley, December 2015
- Lađinović, Đ. Savremene metode seizmičke analize konstrukcija zgrada, *Građevinski materijali i konstrukcije*, br. 2, 2008. godina, str. 25-40
- Lađinović, Đ., Folić, R., Application of improved damage index for designing of earthquake resistant structures, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2135
- Lađinović, Đ., Radujković, A., Rašeta, A., Seismic performance assesment based on damage of structures – Part 1: Theory*, *FACTA UNIVERSITATIS, Series: Architecture and Civil Engineering* Vol. 9, No 1, 2011, pp. 77 – 88, DOI: [10.2298/FUACE1101077L](https://doi.org/10.2298/FUACE1101077L)
- Lagomarsino, S., Giovinazzi, S., Macroseismic and mechanical models for the vulnerability assessment of current buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), pp. 415-443, 2006
- Li, Y., Lu, X., Guan, H., Ye, L. Progressive Collapse Resistance Demand of Reinforced Concrete Frames under Catenary Mechanism, *ACI Structural Journal*, Title No. 111-S104, September-October 2014, pp. 1225-1234.
- Lind, N. "Tolerable risk", *Proc. Int. Conf. on Safety, Risk and Reliability in Eng.* 1, 2001, pp. 123-128.
- Lu, D.G., Cui,S.S., Song, P.Y., Chen, Z.H. Robustness assessment for progressive collapse of framed structures using Pushdown analysis method, *4th Inter. Workshop*

- on Reliable Engineering Computing, 2010, NU of Singapore, doi:10.3850/978-981-08-5118.7-063
- Lu, D.-G., Song, P., Cui, S., Chen, Z., Vertical Incremental Dynamic Analysis for Assessing Progressive Collapse Resistance and Failure Modes of Structures, 2010
- Lu, X., Lin, X., Ma, Y., Li, Y. Ye, L. Numerical simulation for the progressive collapse of concrete building due to earthquake, 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12/17, 2008, Beijing, China
- Lu, Y., Henry, R. S., Evaluation of Minimum Vertical Reinforcement Limits for Reinforced Concrete Walls, The New Zealand Concrete Industry Conference, Rotorua Convention Centre, Rotorua, New Zealand, 8-10 October 2015
- Luca, F., Vamvatsikos, D., Iervolino, I., Improving Static Pushover Analysis by Optimal Bilinear Fitting of Capacity Curves, Computational Methods in Earthquake Engineering, January 2013, pp. 273-295, DOI: 10.1007/978-94-007-6573-3_14
- Lutman, M. Motnikar, B. Š., Weiss, P., Klemenc, I., Zupančič, P., Cerk, M., Jeraj, J., Banovec, P. Aspects of Earthquake Risk Management in Slovenia, *Procedia Economics and Finance* 18, 2014, pp. 659 – 666, ISSN 2212-5671, [https://doi.org/10.1016/S2212-5671\(14\)00988-5](https://doi.org/10.1016/S2212-5671(14)00988-5).
- Maio, R.A., Tsionis, G., Sousa, M.L., Dimova, S.L., Review of fragility curves for seismic risk assessment of buildings in Europe, 16th World Conference On Earthquake Engineering, Santiago Chile, Chile, January 2017
- Mander, J., Priestley, M., Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, ISS. 8, 1988, pp. 1804-1825
- Manjula, N.K., Nagarajan, P., Madhavan Pillai, T.M., *A Comparison of Basic Pushover Methods*, International Refereed Journal of Engineering and Science (IRJES), ISSN (Online) 2319-183X, (Print) 2319-1821, Volume 2, Issue 5, May 2013, pp. 14-19
- Marjanishvili, S.M. Progressive analysis procedures for progressive collapse, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18, Issue 2, May 2004, pp. 79-85.
- Menegon, S.J., Tsang, H.H., Lumantarna, E., Lam, N.T.K., Wilson, J.L., Gad, E.F., Framework for seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings in Australia, *Australian Journal of Structural Engineering*, 20:2, 2019, pp. 143-158
- Microsoft Excel, Microsoft Corporation
- Milev, J., Kardzhiev, V, Eurocodes - Guidelines for design of reinforced concrete structures - Part one: Multi-storey office building, Chamber of Engineers in Investment Design, KIIP, Regional meeting, Sofia - city, Sofia, 2012
- Milev, J., Problems and Their Solutions in Practical Application of Eurocodes in Seismic Design of RC Structures, *Building Materials and Structures* (59), Belgrade, Nr. 3, 2016, pp. 3-25
- Milutinović, Z. V., Trendafiloski, G. S., RISK-UE, An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, Contract: EVK4-CT-2000-00014, WP4 Vulnerability of current buildings, No. of pages 110 (Figs. 18, Tables 48, Appendices 2), 2003
- Moehle, J., Deierlein, G. G., A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 679
- Mohamed, N., Farghaly, A. S., Benmokrane, B., Neale, K. W., Drift Capacity Design of Shear Walls Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars, *ACI Structural Journal*, Title No. 111-S119, V. 111, No. 6, November-December 2014

- Mohd, Z., Mohd, S., Keshav, K.S., Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Structure using Non-linear Static Analyses, *KSCE Journal of Civil Engineering* 21 (4), pp. 1319-1330, 2017, DOI 10.1007/s12205-016-0541-2
- Montgomery, D. C., Runger G. C., *Applied Statistics and Probability for Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., Third Edition, 2003
- Nethercot, D.A. Design of Building Structures to improve their Resistance to Progressive Collapse, *Procidia Engineering*, 14, 2011, pp. 1-13.
- Nica, G., B., Pavel, F. Numerical analysis on the collapse of a RC frame, *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, Vol. 12, No. 4: 22 - 35 - 2016, Doi: 10.1515/mmce-2016-0015
- NIST GCR 10-917-9, Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design, NEHRP Consultants Joint Venture A Partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, September 2010,
- NIST GCR 11-917-15, *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*, NEHRP Consultants Joint Venture for U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg, Maryland, November 2011
- NIST GCR 17-917-45, Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design, NEHRP, Prepared for U.S. Department of Commerce Engineering Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, MD 20899-8600 By Applied Technology Council 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, CA 94065, April 2017, <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>
- NIST GCR 17-917-46v1, Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings, Part I – General, Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240, Redwood City, CA 94065, April 2017, <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- Oh, Y-H., Han, S. W., Lee, L-H, Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002; 31:1583–1602 (DOI: 10.1002/eqe.177)
- Olteanu, I., Vargas, Y. F., Barbat, A.-H., Budescu, M., Pujades, L. G., Vulnerability and Risk Evaluation for a Reinforced Concrete Frame, *Buletinul Institutului Politehnic Din Iași, Publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași Tomul LIV (LVIII), Fasc. 3, 2011, Secția Construcții. Arhitectură*
- ORFEUS, Engineering Strong Motion Database, <https://esm-db.eu/>, accessed: November 2020
- Palmisano, F. Mitigation of progressive collapse by the activation of the elastoplastic catenary behaviour of RC slab structures, *The open Construction and Building Techn. J.* 2014, 8, pp. 122-131.
- Parisi, F., Adam, J.M., Sagaseta, J., Lu, X. Review of experimental research on progressive collapse of RC structures, *IF CRASC'17, Politecnico di Milano*, 14-16 Settembre 2017, pp. 265-376
- Parisi, F., Scalvenzi, M., Brunesi, E.: Performance limit states for progressive collapse analysis of reinforced concrete framed buildings, *fib STRUCTURAL CONCRETE*, 20 (2019) 1; pp. 68–84, Doi: 10.1002/suco.201800039
- Park, R., Paulay, T., *Reinforced concrete structures*. New York: John Wiley & Sons; 1975. 769 pages.

- Park, Y. J., Ang, A. H.-S., Wen, Y. K., Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C. buildings, Civil engineering studies, Structural research series no. 516, Department of Civil Engineering, University of Illinois, National Science Foundation, Washington, D.C., U.S.A., 1984
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S., Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE. volume 111, issue 4, 1985
- Paulay, T., Priestley, M.J.N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley and Sons, New York, U.S.A., 1992, pp. 767
- Pejović, J., Janković, S. Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone. Bulletin of Earthquake Engineering 14, 2015, 10.1007/s10518-015-9812-4.
- Pejović, J., Seizmička analiza visokih armiranobetonskih zgrada, Doktorska disertacija, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Podgorica, 2016.
- Penelis, G. G., Penelis, G. G., Concrete Buildings in Seismic Regions, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014
- Petronijević, P., Analiza performansi armiranobetonskih zidova pri seizmičkim dejstvima, Univerzitet u Nišu Građevinsko-arhitektonski fakultet u Nišu, doktorska disertacija, Niš, 2017.
- Porter, K. A., An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology, 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9), July 6-9, 2003, San Francisco, U.S.A.
- Porter, K., A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk, University of Colorado Boulder, 2015, DOI 10.1007/978-3-642-35344-4_256 (accessed: November 2020)
- Prasanth, T., Ghosh, S., Collins, K. R., Estimation of hysteretic energy demand using concepts of modal pushover analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 37, Issue 6, May 2008, pp. 975-990, DOI: 10.1002/eqe.802
- Priestley, M.J.N., Performance Based Seismic Design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland, 30 Jan - 4 Feb 2000
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.S., Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons; 1996
- Radujković, A., Analiza parametara za procenu seizmičkog odgovora višespratnih armiranobetonskih okvira doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet Tehničkih Nauka, Novi Sad, 2015
- Radujković, A., Starčev-Ćurčin, A., Lađinović, Đ., Confined concrete models according to EC2 and EC8 and their Influence on the RC frame seismic response, Зборник радова Грађевинског факултета 31, 2017, DOI: 10.14415/zbornikGFS31.001
- Rai, D.C., Jain, S.K., Chakrabarti, I., Evaluation of Properties of Steel Reinforcing Bars for Seismic Design, 15 WCEE, Lisboa 2012.
- Rakshith K. G., Radhakrishna. Progressive collapse analysis of reinforced concrete framed structure, Internat. Journal of Research in Engineering and Technology, IC-RICE Conference Issue, 2013, pp. 36-40.
- Ramamoorthy, S.K., Seismic fragility estimates for reinforced concrete framed buildings, Submitted to the Office of Graduate Studies of Texas A&M University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, December 2006

- Rana, R., Jin, L., Zekioglu, A., Pushover Analysis of a 19 Story Concrete Shear Wall Building, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 133
- Rašeta, A., Analiza i procena seizmičkih performansi grednih armiranobetonskih mostova, doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2014.
- Rathore, M., Chowdhury, A., & Ghosh, S., Approximate Methods for Estimating Hysteretic Energy Demand on Plan-Asymmetric Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 15 (1), pp. 99-123, 2011, DOI: 10.1080/13632461003681163
- Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A. Romão, X., Arêde, A., Delgado, R., Probabilistic risk assessment of RC building structures with masonry infills, AZORES 1998 - International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing, Horta, Faial, Azores, 1998
- Rohani, M., Naji, A. Progressive collapse analysis of RC structures: A simplified procedure, *European J. of Eng. Research and Science (EJERS)*, Vol. 2., No. 10, October 2017, pp. 7-12.
- Ryu, R. et al. Converting Hazus capacity curves to seismic hazard-compatible building fragility functions: hysteretic models, The 14th WC Earthquake Eng. October 12 – 17, 2008, Beijing, China
- Sasany, M., Kropelnicki, J. Progressive Collapse analysis of an RC structure, *The Struct. Design of Tall and Special Buildings*, 17, 2008, pp. 757-771.
- Šavor Novak, M., Uroš, M., Atalić, J., Herak, M., Demšić, M., Baniček, M., Lazarević, D., Bijelić, N., Crnogorac, M., Todorčić, M.: Zagreb earthquake of 22 March 2020 – preliminary report on seismologic aspects and damage to buildings, *GRAĐEVINAR*, 72 (2020) 10, pp. 843-867, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.2966.2020>
- Scalvenzi, M., Parisi, F. Progressive collapse capacity of a gravity-load designed RC building partially collapsed during structural retrofitting, *Engineering Failure Analysis*, Vol. 121, March 2021
- SEAO Vision 2000 Committee, Performance-Based Seismic Engineering, Report prepared by Structural Engineers Association of California: Sacramento, CA, 1995
- SeismoSignal, Seismosoft Ltd., 2018
- SeismoStruct, Seismosoft Ltd., 2018
- Serdar, N., Seizmička analiza armiranobetonskih mostova u krivini, Doktorska disertacija, Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet u Podgorici, Podgorica, 2017.
- Sfahani, M. G., Guan, H., Loo, Y.-C., Seismic Reliability and Risk Assessment of Structures Based on Fragility Analysis – A Review, *Advances in Structural Engineering*, Vol 18, Issue 10, 2015
- Shayanfar, M. A., Javidan, M. M. Progressive Collapse-Resisting Mechanisms and Robustness of RC Frame–Shear Wall Structures, *J of Performance of Constr. Facilities* 31 (5), 2017. DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001012
- Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., Carballo, J.E., Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, *Earthquake Spectra* 14 (3), pp. 469–500, 1998, <https://doi.org/10.1193/1.1586011>
- Sinha, R., Shiradhonkar, S. R., Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage – Closing the Loop, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24-28 September 2012, Lisbon, Portugal

- Smith, M.: Progressive Collapse Assessment-Non-linear behaviour of concrete structures in damaged state, Master's thesis, TU, Delft, 2007
- Sosso, B. Andrade, S.d.S., Vieira, L.C.M., Berke, P.Z., Probabilistic modeling of the robustness of RC frames accounting for material property variability using a layered beam finite element approach. *Engineering Failure Analyses*, 118, 2020
- Spacone, E., Camata, G., Faggella, M., Nonlinear models and nonlinear procedures for seismic analysis of reinforced concrete frame structures, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rethymno, Crete, Greece, 13–16 June 2007
- Starossek, U. Topology of progressive collapse, *Engineering Structures*, Vol. 29, No.9. Sept. 2007, pp. 2302-2307
- Starossek, U., Haberland, M. Measures of Structural Robustness – Requirements & Applications, ASCE SEI 2008 Structures Congress – CB, Vancouver, Canada, April 24-26, 2008, pp. 1/10-10/10
- Stephen, D., Lam, D., Forth, J., Tsavdaridis, K., An Evaluation of Modelling Approaches and Column Removal Time on Progressive Collapse of Building, *Journal of Constructional Steel Research*. 153, 2018, pp. 243-253.
- Sukumar, B., Hemamathi, A., Kokila, S., Hanish, C., A Comparative Study on Nonlinear Analysis of Frame With and Without Structural Wall System, *SSRG International Journal of Civil Engineering*, Volume 3, Issue 3, March 2016
- Surendan, N., Kumar, A.A. Seismic performance of different allowable storey drift limits: a reivew, *Materials Todaz: Proccedings* 18, 2019, pp. 143-147.
- Tavio, Anggraini, R., Raka, I. G. P., Agustiar, Tensile strength/yield strength (TS/YS) ratios of high-strength steel (HSS) reinforcing bars, *AIP Conference Proceedings* 1964, 020036, 2018
- Trendafiloski, G.S., Milutinović, Z.V., Seismic vulnerability and performance of school buildings in Republic of Macedonia, *SEMEF-2003*, 19-21 June 2003, Ohrid, Republic of Macedonia
- Tsai, M.H., Evaluation of different loading simulation approaches for progressive collapse analysis of regular building frames, *Stucture and Infrastr. Engineering*, Vol. 8, Mno. 8, August 2012, pp.765-779.
- Tsai, M.H., Lin, B.H. Investigation of progressive collapse resitance and inelastic response for an earthquake-resistant RC buildin subjected to column failure, *Enginering Structures* 39, 2008, pp. 3619-3628.
- UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC 4-023-03): Design of buildings to resist progressive collapse, November 2016
- US Department of Housing and Urban Development, Portland Cement Association, Skokie, Philosophy of Structural Response to Normal and Abnormal Loads, Report 2, Illinois, 1976
- Vamvatsikos, D., Kouris, L., Panagopoulos, G.K., Kappos, A., Rosseto, T., Lloyd, T., Stathopoulos, T., Structural vulnerability assessment under natural hazards: A review, *Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events Procc.* Ed. Mazzolani, 2010. Taylor and Francis, London, pp. 711/723.
- Vargas, Y. F., Pujades, L. G., Barbat, A. H., Hurtado, J. E., Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of Earthquake Engineering* 11(6), December 2013

- Vasavada M., Patel V. R.: Development of Fragility Curves for RC Buildings using HAZUS method, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Volume: 03, Issue: 05, May-2016
- Vazurkar, U.Y. Chaudhari, D.J. Development of fragility curves for RC buildings, Int. Journal of Engineering Research, Vol. 5, Issue Special 3, pp. 591-594, 27-28 Feb. 2016
- Vicente, R., Parodi, S., Lagomarsino, S., Varum, H., Mendes da Silva, J.A.R., Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation, Case study of the old city centre of Coimbra, Portugal, 14th WCEE, October 12-17, 2008, Beijing, China
- Villaverde, R., Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, Issue 1, January 2007
- Wang, H. Zhang, A. Yi Li. Weiming Y. A Review on Progressive Collapse of Building Structures, The Open Civil Engineering Journal, 2014, 8, pp.183-192
- Wang, Z., Pedroni, N., Zentner, I., Zio, E., Computation of Seismic Fragility Curves Using Artificial Neural Network Metamodels. 12th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 2017), Aug 2017, Vienna, Austria. pp. 1525-1534
- Wang, Z., Pedroni, N., Zentner, I., Zio, E., Seismic fragility analysis with artificial neural networks: Application to nuclear power plant equipment. Engineering Structures, Elsevier, 2018, 162, pp. 213-225
- Weng, J. Lee, C. K, Kang, K.H. Lim, N. S. Damage assessment for reinforced concrete frames subject to progressive collapse, Engineering Structures, 149, 2017, pp. 147–160
- Wibowo, H. Lau, D.T., Seismic progressive collapse: Qualitative point of view, Civil Eng. Dimension, Vol. 11, No. 1, March 2008, pp. 8-14.
- Woliński S. Defining of the structural robustness, Bulletin of the Polish Academy of technical sciences (CE), Vol. 61, No. 1, 2013, pp. 137-134, DOI: 10.2478/bpasts-2013-0012
- Wong, J.M., Sommer. A., Briggs, K., Cenk, E., (2017). Effective stiffness for modeling reinforced concrete structures: a literature review. Structure Magazine (24), 18-21, January 2017
- Xu, G., Ellingwood, B. R., A energy-based partial pushdown analysis procedure assessment of disproportional collapse potential, Journal of Steel Research, 67, 2011, pp. 547-555.
- Yeh, C.-H., Jean W.-Y. And Loh C.-H.: Building Damage Assessment for Earthquake Loss Estimation in Taiwan, 12th World Conference on Earthquake Engineering; Auckland, New Zeland, 30 Jan. - 4 Feb. 2000
- Yu, J., Tan, K.H. Numerical analysis with joint model on RC assemblages subjected to progressive collapse, ICE Magazine of Concrete Research, 2014, pp. 1201-1218.
- Yu, X.H., Lu, D.-G., & Kai, Q., Li, B., Uncertainty and Sensitivity Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures Subjected to Column Loss, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 31, Issue 1, February 2017
- Zemeeruddin, M., Sangle, K.K. Damage assessment of RC moment resisting frames using performance/based seismic evaluation procedure, Journal of King Saud University-Engineering Sciences 33 (4), 2021, pp. 227-239
- Zhang, Y., Fung, J. F. Johnson, K. J. Sattar, S.: Review of Seismic Risk Mitigation Policies in Earthquake-Prone Countries: Lessons for Earthquake Resilience in the United States, Journal of Earthquake Engineering, 25. April, 2021

Zhao, X., Wu, Y., Leung, A.Y.T., Lam, H.F., Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural Members. *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering* 14, 2011, pp. 1266–1274

Овај Образац чини саставни део докторске дисертације, односно докторског уметничког пројекта који се брани на Универзитету у Новом Саду. Попуњен Образац укоричити иза текста докторске дисертације, односно докторског уметничког пројекта.

План третмана података

Назив пројекта/истраживања
СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЉИВОСТ И РОБУСНОСТ КОНСТРУКЦИЈА АРМИРАНОБЕТОНСКИХ (АБ) ЗГРАДА
Назив институције/институција у оквиру којих се спроводи истраживање
а) Факултет техничких наука, Универзитет у Новом Саду б) в)
Назив програма у оквиру ког се реализује истраживање
СЕИЗМИЧКА ПОВРЕДЉИВОСТ И РОБУСНОСТ КОНСТРУКЦИЈА АРМИРАНОБЕТОНСКИХ (АБ) ЗГРАДА
1. Опис података
<p>1.1 Врста студије</p> <p><i>Укратко описати тип студије у оквиру које се подаци прикупљају</i></p> <p>У докторској дисертацији су примењене бројне нумеричке симулације уз коришћење више програмских пакета. Подаци добијени на тај начин, коришћени су у дискусији резултата и презентирани су у самом раду. У овој студији нису прикупљани подаци.</p> <hr/> <hr/> <hr/>
<p>1.2 Врсте података</p> а) квантитативни б) квалитативни

1.3. Начин прикупљања података

- a) анкете, упитници, тестови
- б) клиничке процене, медицински записи, електронски здравствени записи
- в) генотипови: навести врсту _____
- г) административни подаци: навести врсту _____
- д) узорци ткива: навести врсту _____
- ђ) снимци, фотографије: навести врсту _____
- е) текст, навести врсту _____
- ж) мапа, навести врсту _____
- з) остало: описати _____

1.3 Формат података, употребљене скале, количина података

1.3.1 Употребљени софтвер и формат датотеке:

- a) Excel фајл, датотека _____
- б) SPSS фајл, датотека _____
- в) PDF фајл, датотека _____
- г) Текст фајл, датотека _____
- д) JPG фајл, датотека _____
- е) Остало, датотека _____

1.3.2. Број записа (код квантитативних података)

- a) број варијабли _____
- б) број мерења (испитаника, процена, снимака и сл.) _____

1.3.3. Поновљена мерења

- a) да
- б) не

Уколико је одговор да, одговорити на следећа питања:

- a) временски размак између поновљених мера је _____
- б) варијабле које се више пута мере односе се на _____

в) нове верзије фајлова који садрже поновљена мерења су именоване као _____

Напомене: _____

Да ли формати и софтвер омогућавају дељење и дугорочну валидност података?

а) Да

б) Не

Ако је одговор не, образложити _____

2. Прикупљање података

2.1 Методологија за прикупљање/генерисање података

2.1.1. У оквиру ког истраживачког нацрта су подаци прикупљени?

а) експеримент, навести тип _____

б) корелационо истраживање, навести тип _____

ц) анализа текста, навести тип _____

д) остало, навести шта _____

2.1.2 Навести врсте мерних инструмената или стандарде података специфичних за одређену научну дисциплину (ако постоје).

2.2 Квалитет података и стандарди

2.2.1. Третман недостајућих података

а) Да ли матрица садржи недостајуће податке? Да Не

Ако је одговор да, одговорити на следећа питања:

а) Колики је број недостајућих података? _____

б) Да ли се кориснику матрице препоручује замена недостајућих података? Да Не

в) Ако је одговор да, навести сугестије за третман замене недостајућих података

2.2.2. На који начин је контролисан квалитет података? Описати

2.2.3. На који начин је извршена контрола уноса података у матрицу?

3. Третман података и пратећа документација

3.1. Третман и чување података

3.1.1. Подаци ће бити депоновани у _____ репозиторијум.

3.1.2. URL адреса _____

3.1.3. DOI _____

3.1.4. Да ли ће подаци бити у отвореном приступу?

а) Да

б) Да, али после ембарга који ће трајати до _____

в) Не

Ако је одговор не, навести разлог _____

3.1.5. Подаци неће бити депоновани у репозиторијум, али ће бити чувани.

Образложење

3.2 Метаподаци и документација података

3.2.1. Који стандард за метаподатке ће бити примењен? _____

3.2.1. Навести метаподатке на основу којих су подаци депоновани у репозиторијум.

Ако је потребно, навести методе које се користе за преузимање података, аналитичке и процедуралне информације, њихово кодирање, детаљне описе варијабли, записа итд.

3.3 Стратегија и стандарди за чување података

3.3.1. До ког периода ће подаци бити чувани у репозиторијуму? _____

3.3.2. Да ли ће подаци бити депоновани под шифром? Да Не

3.3.3. Да ли ће шифра бити доступна одређеном кругу истраживача? Да Не

3.3.4. Да ли се подаци морају уклонити из отвореног приступа после извесног времена?

Да Не

Образложити

4. Безбедност података и заштита поверљивих информација

Овај одељак МОРА бити попуњен ако ваши подаци укључују личне податке који се односе на учеснике у истраживању. За друга истраживања треба такође размотрити заштиту и сигурност података.

4.1 Формални стандарди за сигурност информација/података

Истраживачи који спроводе испитивања с људима морају да се придржавају Закона о заштити података о личности (https://www.paragraf.rs/propisi/zakon_o_zastiti_podataka_o_licnosti.html) и одговарајућег институционалног кодекса о академском интегритету.

4.1.2. Да ли је истраживање одобрено од стране етичке комисије? Да Не

Ако је одговор Да, навести датум и назив етичке комисије која је одобрила истраживање

4.1.2. Да ли подаци укључују личне податке учесника у истраживању? Да Не

Ако је одговор да, наведите на који начин сте осигурали поверљивост и сигурност информација везаних за испитанике:

- а) Подаци нису у отвореном приступу
- б) Подаци су анонимизирани
- ц) Остало, навести шта

5. Доступност података

5.1. Подаци ће бити

- а) јавно доступни
- б) доступни само уском кругу истраживача у одређеној научној области
- ц) затворени

Ако су подаци доступни само уском кругу истраживача, навести под којим условима могу да их користе:

Ако су подаци доступни само уском кругу истраживача, навести на који начин могу приступити подацима:

5.4. Навести лиценцу под којом ће прикупљени подаци бити архивирани.

6. Улоге и одговорност

6.1. Навести име и презиме и мејл адресу власника (аутора) података

6.2. Навести име и презиме и мејл адресу особе која одржава матрицу с подацима

6.3. Навести име и презиме и мејл адресу особе која омогућује приступ подацима другим истраживачима
